

Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto
Ambiental de un proyecto de Regulación y Acondicionamiento
del Arroyo Conventos, Melo.
Tomo I: Estudios de base y situación actual

Mercedes Abad
Florencia Curi
Inti Rodríguez
Emiliano Zoccolini

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Tutores

Dr. Ing. Guillermo López
Msc. Ing. Santiago Narbondo

Tribunal

Dr. Ing. Alejandra De Vera
Dr. Ing. Christian Chreties
Dr. Ing. Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay
Agosto de 2026

Índice

1. Introducción	9
1.1. Estructura del documento	9
1.2. Introducción a la problemática de inundaciones	10
1.2.1. Inundaciones en Uruguay	11
1.2.2. Inundaciones en Melo	13
1.2.3. Proyecto Itacuruzú	15
1.3. Objetivos	16
1.4. Metodología del tomo	16
2. Marco Normativo	18
2.1. Normativa de suelos	18
2.1.1. Ley N° 15.239: Declaración de Interés Nacional. Uso y conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinadas a fines agropecuarios	18
2.1.2. Decreto N° 333/004: Regulación de usos y conservación de suelos y aguas superficiales	19
2.1.3. Ley N° 18.564: Regulación del uso y manejo de las aguas y el suelo. Sanciones por incumplimiento	20
2.2. Normativa de cuerpos de agua y caudal ambiental	21
2.2.1. Ley N° 14.859: Código de aguas	21
2.2.2. Decreto N° 253/979: Aprobación de normativa para prevenir la contaminación ambiental, a través del control de las aguas	21
2.2.3. Decreto 226/025: Prevención y control de la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas	22
2.2.4. Decreto N° 368/018: 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	23
2.2.5. Ley N° 18.610: Ley de Política Nacional de Aguas. Principios rectores	24
2.3. Normativa de impacto ambiental	25
2.3.1. Ley N° 16.466: Ley de evaluación del impacto ambiental	25
2.3.2. Ley N° 17.234: Creación Sistema Nacional de Áreas Protegidas . . .	26
2.3.3. Ley N° 17.283: Ley de Protección del Medio Ambiente	27
2.3.4. Decreto N° 349/005: Reglamento de evaluación de impacto ambiental y autorizaciones ambientales	28
2.4. Guías referentes a recursos hídricos	29
2.4.1. Plan Nacional de Aguas	29
2.4.2. Regionalización de estadística de caudales	30

2.4.3.	Guía metodológica de Caudales Ambientales	30
2.5.	Guías referentes al diseño de presas	31
2.5.1.	Design of Small Dams - Bureau of Reclamation	31
2.5.2.	Guías técnicas - Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPAN- COLD)	31
2.5.3.	Manual de diseño y construcción de pequeñas presas - MVOTMA .	32
3.	Caracterización de la zona de estudio	33
3.1.	Ubicación y distribución	33
3.2.	Población	34
3.3.	Cuencas de estudio	34
3.4.	Información de base para el proyecto en zona de estudio	35
3.4.1.	Información planialtimétrica	36
3.4.2.	Información meteorológica	37
3.4.3.	Información hidrométrica	40
3.4.4.	Información geológica	42
3.4.5.	Información de unidades de suelo	44
3.4.6.	Información geotécnica	45
3.4.7.	Información de estructuras hidráulicas existentes	47
3.5.	Síntesis del capítulo	49
4.	Modelación Hidrológica de Extremos	51
4.1.	Introducción al modelo hidrológico	51
4.2.	Tiempo de concentración	52
4.3.	Método NRCS	52
4.3.1.	Tormenta de diseño	53
4.3.2.	Precipitación efectiva	53
4.3.3.	Hidrograma unitario	54
4.4.	Introducción al software HEC-HMS	54
4.5.	Esquematización del modelo hidrológico	55
4.5.1.	Esquema utilizado	56
4.5.2.	Cálculo de parámetros	59
4.5.3.	Tormenta de diseño	65
4.6.	Variación de la esquematización del modelo con ubicación de las represas .	65
4.7.	Modelo del Río Tacuarí	66
4.8.	Resultados de modelación hidrológica de extremos	68
5.	Modelación Hidrodinámica	69
5.1.	Introducción a la modelación hidrodinámica	69
5.2.	Hipótesis del modelo	71

5.3.	Zona de estudio	71
5.3.1.	Perfiles relevados	71
5.3.2.	Zona a modelar	73
5.3.3.	Puentes existentes	75
5.4.	Geometría	75
5.4.1.	Secciones Transversales	76
5.4.2.	Determinación de cauce	78
5.4.3.	Puentes	78
5.4.4.	Condiciones de borde	79
5.4.5.	Elección de coeficiente de rugosidad de Manning	81
5.5.	Calibración - Validación	82
5.5.1.	Resultados	85
5.6.	Resultados de sensibilidad del modelo hidrológico	88
5.6.1.	Resultados de la sensibilidad a la tormenta de diseño	88
5.6.2.	Resultados de las configuraciones de distribución de hidrogramas del modelo hidrológico	88
5.7.	Resultados de situación actual	90
5.7.1.	Afectación de la situación actual en el Arroyo del Sauce	91
5.7.2.	Afectación de la situación actual en el Arroyo Conventos aguas arriba del puente de la Ruta Nacional N.º 26	91
5.7.3.	Afectación de la situación actual en el Arroyo Conventos aguas abajo del puente de la Ruta Nacional N.º 26	92
5.7.4.	Afectación de eventos reales	93
5.7.5.	Evento de setiembre de 2023	94
6.	Modelación hidrológica media	97
6.1.	Puntos de cierre seleccionados	97
6.1.1.	Arroyo del Sauce	98
6.1.2.	Arroyo Conventos	100
6.2.	Escurremientos medios	103
6.3.	Caudal ambiental	107
6.4.	Balance hídrico del embalse	110
6.5.	Satisfacción de demanda	111
6.5.1.	Presa Arroyo del Sauce	112
6.5.2.	Presa Arroyo Conventos	112
6.6.	Conclusiones de la sección	115
7.	Síntesis del Tomo I	116
	Referencias	118

Anexos	123
A. Crecimiento poblacional	124
B. Series de precipitación acumulada	125
B.1. Series de precipitación acumulada diaria	125
B.2. Series de precipitación acumulada horaria	126
C. Información complementaria de carácter geológico y geotécnico	127
C.1. SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	127
C.2. RQD: Rock Quality Designation	128
C.3. Ensayo triaxial	128
C.4. Ensayo de permeabilidad Lugeon	129
C.5. Perfiles litológicos extraídos en las campañas relacionadas al Proyecto Itacuruzú	130
D. Metodología y resultados complementarios de la modelación hidrológica	131
D.1. Desarrollo completo del Método NRCS	131
D.1.1. Tormenta de diseño (Método del Bloque Alterno)	131
D.1.2. Precipitación efectiva (Método del Número de Curva)	134
D.1.3. Hidrograma unitario del SCS	143
D.2. Cálculo del número de curva para cada subcuenca	145
D.3. Hidrogramas obtenidos para las subcuencas de la modelación hidrológica .	146
D.4. Hidrogramas obtenidos para los eventos de precipitación utilizados para calibrar	151
E. Tormentas y niveles usados para la calibración	153
E.1. Tormenta y niveles en Melo de 1984	154
E.2. Tormenta y niveles en Melo de 1991	156
E.3. Tormenta y niveles en Melo de 2003	158
E.4. Tormenta y niveles en Melo de 2002	159
F. Resultados complementarios de la modelación hidrológica media	161
F.1. Códigos desarrollados	161
F.2. Frecuencia de satisfacción de demanda para distintas cotas	161
G. Regionalización estadística de caudales	165

Acrónimos

COTAMA Comisión Técnica Asesora de Medio Ambiente. 22

DINAGUA Dirección Nacional de Aguas. 29, 30, 32, 40, 47, 153

DINAMGE Dirección Nacional de Geología y Minería. 42

DNH Dirección Nacional de Hidrografía. 30

GESTA Agua Grupo de Estandarización Técnica de Agua. 22

GIS Sistema Informático Geográfico. 62

IDEuy Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay. 36, 49, 55, 71, 72, 97, 100, 101

IMFIA Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental. 30, 32

INIA Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria. 37–39, 110, 126

INUMET Instituto Nacional de Meteorología. 37–39, 82, 94, 105, 125, 126, 153

IRC Índice de Riesgo de Inundación en Ciudades. 14

MA Ministerio de Ambiente. 30, 107

MDT Modelos Digitales del Terreno. 36, 49, 71, 72, 97, 98, 100, 101, 110

MGAP Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca. 18–20, 36, 44

MTOP Ministerio de Transporte y Obras Públicas. 19, 30

MVOTMA Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente. 3, 25, 26, 30, 32, 107

OMS Organización Mundial de la Salud. 11

RENARE Dirección General de Recursos Naturales Renovables. 36, 49

RQD Rock Quality Designation. 46, 127, 128

SNAP Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas. 26

SPANCOLD Comité Nacional Español de Grandes Presas. 3, 31, 32

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. 46, 127

UdelaR Universidad de la República. 30

UNDRR Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres. 11

USACE United States Army Corps of Engineers. 69

USBR United States Bureau of Reclamation. 31

UTE Administración Nacional de Usinas y Transmisiones Eléctricas. 37, 38, 126

Queremos agradecer, en primer lugar, a nuestros tutores, Guillermo y Santiago, por su guía, disponibilidad y dedicación a lo largo de todo el desarrollo de este proyecto, así como por compartir con nosotros su experiencia y criterio técnico en cada etapa del trabajo.

A nuestras familias y amigos, por acompañarnos y sostenernos no solo durante este proyecto, sino a lo largo de toda la carrera, con paciencia y apoyo en todo momento.

A los docentes de la carrera que formaron parte de nuestra formación como ingenieros e ingenieras civiles, por los conocimientos transmitidos a lo largo de estos años, que constituyen la base sobre la cual pudimos desarrollar este trabajo.

Finalmente, a todas las personas e instituciones que colaboraron aportando información para este proyecto.

1. Introducción

El presente documento corresponde al Proyecto Final de Grado de la carrera de Ingeniería Civil, perfil Hidráulico–Ambiental, titulado *Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto Ambiental de un Proyecto de Regulación y Acondicionamiento del Arroyo Conventos, Melo*. El proyecto tiene como objetivo desarrollar una solución para la mitigación de las inundaciones que afectan a la ciudad de Melo, departamento de Cerro Largo, mediante el diseño de dos presas sobre los Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

El trabajo se organiza en tres tomos complementarios, cada uno enfocado en una etapa específica del proyecto:

- **Tomo I – Estudios de Base y Situación Actual:** presenta la recopilación y el procesamiento de la información de base (planialtimétrica, meteorológica, hidrométrica, geológica, de suelos y geotécnica), el marco normativo aplicable y el desarrollo de los modelos hidrológico e hidrodinámico que caracterizan el comportamiento actual de la cuenca, constituyendo el insumo para el diseño de las obras.
- **Tomo II – Diseño de Presas:** desarrolla el diseño hidráulico y geotécnico de las presas de materiales sueltos y de sus obras complementarias. Se presenta el proyecto ejecutivo de la presa sobre el Arroyo Conventos y el anteproyecto de la presa sobre el Arroyo del Sauce.
- **Tomo III – Seguridad y Procedimientos Constructivos:** aborda los aspectos constructivos, la seguridad de las presas, los lineamientos del plan de acción ante emergencias y la estimación de los costos de las obras.

Se tienen además 15 láminas que complementan a los tomos, donde se presenta tanto la zona de estudio como lo referido al diseño de las presas del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

El presente tomo, *Estudios de Base y Situación Actual*, constituye el punto de partida del proyecto. En él se caracteriza la zona de estudio, se recopila y procesa la información necesaria para el desarrollo de los modelos hidrológicos e hidrodinámicos y se establecen las condiciones de comportamiento actuales de la cuenca. Los resultados obtenidos sirven como base para el diseño de las presas y la evaluación de su desempeño desarrollados en los tomos posteriores.

1.1. Estructura del documento

El Tomo I se organiza en siete capítulos y siete anexos.

El presente capítulo 1 introduce el proyecto en su conjunto, describe la estructura del documento y presenta la problemática de las inundaciones a nivel mundial, nacional y particularmente en la ciudad de Melo, repasando además los antecedentes del Proyecto Itacuruzú. Cierra con los objetivos generales y específicos del Proyecto Final de Grado.

El capítulo 2, *Marco Normativo*, releva la normativa nacional aplicable al proyecto, agrupada en cuatro ejes: normativa de suelos, normativa de cuerpos de agua y caudal ambiental, normativa de impacto ambiental, y guías técnicas de referencia en materia de recursos hídricos y diseño de presas.

El capítulo 3, *Caracterización de la zona de estudio*, describe la ubicación y distribución de la ciudad de Melo, su población, las cuencas de estudio consideradas, y toda la información de base disponible: planialtimétrica, meteorológica, hidrométrica, de unidades de suelo, geotécnica y de estructuras hidráulicas existentes.

El capítulo 4, *Modelación Hidrológica de Extremos*, desarrolla la estimación de caudales de diseño mediante el método NRCS, incluyendo el cálculo del tiempo de concentración, la esquematización del modelo hidrológico en HEC-HMS y el análisis de sensibilidad de los parámetros adoptados. Los resultados obtenidos, como los hidrogramas para distintos períodos de retorno, alimentan la modelación hidrodinámica del capítulo siguiente.

El capítulo 5, *Modelación Hidrodinámica*, caracteriza la situación actual de la zona de estudio mediante un modelo hidrodinámico, describiendo las hipótesis adoptadas, la geometría utilizada (secciones transversales, cauce, puentes y condiciones de borde), el proceso de calibración y validación, y los resultados obtenidos: las manchas de inundación y los predios afectados para distintos tiempos de retorno.

El capítulo 6, *Modelación Hidrológica Media*, define los puntos de cierre seleccionados sobre Arroyo del Sauce y Arroyo Conventos, y desarrolla el análisis de escurrimientos medios, caudal ambiental, balance hídrico de los embalses y satisfacción de la demanda para ambas presas. Estos resultados constituyen un insumo directo para el Tomo II, en particular para la definición de las cotas de coronamiento y de vertido.

El capítulo 7 presenta una síntesis de los principales aspectos desarrollados en este tomo.

Finalmente, se presentan las referencias bibliográficas utilizadas a lo largo del tomo, así como los siete anexos que complementan a los capítulos.

1.2. Introducción a la problemática de inundaciones

Las inundaciones son el desastre natural más frecuente a nivel mundial y se producen cuando un desbordamiento de agua cubre superficies que normalmente están secas. Este

tipo de eventos generan destrucción generalizada, incluyendo tanto pérdidas de vidas humanas y ambientales como daños severos a bienes, infraestructuras y servicios como salud, vías de comunicación y educación. De acuerdo con la Organización Mundial de la Salud, entre 1998 y 2017 las inundaciones afectaron a más de 2.000 millones de personas en todo el mundo, siendo los más vulnerables aquellas que residen en llanuras, en viviendas más precarias o en zonas donde no existen sistemas de alerta temprana y preparación ante este tipo de desastres (World Health Organization, 2023).

En la misma línea, la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres señala que desde el año 2000, la cantidad de desastres relacionados con inundaciones aumentó, en comparación con las dos décadas anteriores, un 134 %, lo que refleja un incremento significativo en la frecuencia e intensidad de estos eventos (United Nations Office for Disaster Risk Reduction, 2024).

1.2.1. Inundaciones en Uruguay

En Uruguay, las inundaciones se consideran desastres naturales, no tanto por su magnitud en comparación con otros eventos de la región o del mundo, sino por el gran impacto que provocan en las economías locales y en el desarrollo socio-cultural de las comunidades afectadas, especialmente en aquellas ciudades y regiones con menor nivel de desarrollo (Piperno et al., 2007).

Si bien no existen en el país evaluaciones y aplicación de metodologías sistemáticas para la valoración de consecuencias económicas, se estima que en eventos de frecuencia anual las pérdidas directas alcanzan aproximadamente 150 dólares por persona evacuada, cifra que puede superar los 700 dólares por persona en eventos de carácter decenal o superior (Piperno et al., 2007).

A nivel de régimen se ha observado un incremento en precipitaciones, especialmente en eventos puntuales de gran intensidad. Por lo tanto el cambio más notorio no es en la cantidad de días de precipitación, sino que se corresponde al incremento de intensidad de éstos (Piperno et al., 2007).

El riesgo de inundación no solo depende únicamente de la ocurrencia de los eventos sino también de las condiciones de vulnerabilidad de la población expuesta: mientras la prevención busca evitar o reducir el impacto de forma anticipada, la mitigación implica aceptar que el riesgo no puede eliminarse por completo, sino solamente atenuarse (Cardona, 2005).

En este sentido, la gestión de la inundación debe contemplar la salud de los ecosistemas así como los distintos valores sociales y culturales de la sociedad involucrada. Además, las

áreas con peores condiciones de urbanización son ocupadas generalmente por los sectores más vulnerables, lo que conlleva precariedad habitacional y dificultad de acceder a servicios básicos fundamentales, lo cual incrementa la exposición y consecuencias ante eventos extremos (Sierra & Piperno, 2007).

En el país se distinguen cinco tipos de inundaciones: (i) inundaciones de ribera, ocasionadas por el desborde de ríos o arroyos hacia sus planicies; (ii) inundaciones provocadas por desbordes de cañadas y pequeños cursos de agua, rápidas y de difícil predicción; (iii) inundaciones costeras, asociadas a mareas y oleajes en el Río de la Plata y el océano Atlántico; (iv) inundaciones por drenaje pluvial urbano, vinculadas a tormentas intensas sobre cuencas impermeabilizadas y con deficiencias en el drenaje; y (v) inundaciones por fallos o colapsos de infraestructuras hidráulicas, de menor probabilidad pero con consecuencias potencialmente catastróficas (Sistema Nacional de Emergencias, 2025). En Uruguay actualmente más de 100.000 personas habitan zonas inundables por desborde de ríos, arroyos y costa (Ministerio de Ambiente, 2025).

Frente a esta problemática, Tucci (2007) distingue entre medidas estructurales y no estructurales. Las primeras se basan en obras de ingeniería que modifican el sistema fluvial con el fin de reducir el riesgo de crecidas. Pueden ser extensivas, cuando actúan a nivel de la cuenca buscando alterar la relación entre precipitación y caudal —como la alteración de la cobertura vegetal o el control de la erosión—, o intensivas, cuando se aplican directamente en el cauce del río.

Dentro de las medidas intensivas, se encuentran los reservorios, destinados al control de crecidas que actúan almacenando parte del volumen del hidrograma durante los eventos de inundación, logrando disminuir el caudal máximo y atenuar los efectos aguas abajo de la presa. Estos pueden ser de uso exclusivo, cuando su finalidad es únicamente la reducción de inundaciones, o de uso múltiple, cuando además cumplen funciones de abastecimiento, riego o generación de energía, situación que limita la capacidad de regulación frente a crecidas (Tucci, 2007).

El diseño de una presa con fines de control de inundaciones debe contemplar tanto los efectos aguas abajo —la reducción del riesgo de crecidas en zonas ribereñas, aunque con el riesgo de una falsa sensación de seguridad que favorezca la ocupación de zonas próximas al embalse— como aguas arriba, donde la línea de remanso y la colmatación del embalse pueden generar nuevas áreas de inundación no contempladas originalmente en el diseño (Tucci, 2007).

La solución estructural debe complementarse con medidas de ordenamiento territorial que eviten que las márgenes, previamente inundables, sean ocupadas bajo una falsa concepción de seguridad generada por la presencia de la presa. Por esta razón, es necesario implementar

medidas que aseguren que el río disponga del espacio necesario y que las intervenciones humanas convivan con ellas.

1.2.2. Inundaciones en Melo

Melo es la capital del departamento de Cerro Largo. Este departamento cuenta con una superficie de 13.648 km², lo que representa aproximadamente el 7,8 % del territorio nacional (Intendencia Departamental de Cerro Largo, s.f.). En la Figura 1.1 se presenta la ubicación de la ciudad de Melo dentro del territorio uruguayo. Desde el punto de vista hidrológico, la ciudad se encuentra inserta en la cuenca hidrográfica de la Laguna Merín (Ministerio de Ambiente, 2023).



Figura 1.1: Mapa de ubicación de Melo en Uruguay

De acuerdo con los resultados del Censo 2023, el departamento de Cerro Largo cuenta con una población total de 91.021 habitantes, de los cuales 56.013 residen en la ciudad de Melo, lo que equivale al 61,5 % de la población departamental. En comparación, en el año 2011 el departamento registraba 84.698 habitantes y Melo concentraba 51.830 personas, representando el 61,2 % del total (INE, 2023). Estos valores evidencian un crecimiento sostenido tanto a nivel departamental como en su capital.

La ciudad de Melo se encuentra particularmente expuesta a distintos tipos de inundaciones, especialmente aquellas asociadas a desbordes de ribera, cañadas y deficiencias en el drenaje

pluvial urbano (DINAGUA, 2022). En términos de gestión del riesgo, el Índice de Riesgo de Inundación en Ciudades (IRC) asigna a Melo un valor de 0,61, correspondiente a una clasificación de riesgo *muy alto* (Ministerio de Ambiente, 2025). Este índice integra factores vinculados a la exposición de personas e infraestructuras, la vulnerabilidad social y la percepción local del riesgo, posicionando a la ciudad en el décimo lugar a nivel nacional.

Los impactos sociales asociados a estos eventos resultan significativos. En particular, más de 400 hogares se localizan en áreas bajas y medias próximas al acceso por la Ruta 26. Se estima que un 33 % de estos hogares presenta al menos una carencia crítica y aproximadamente el 18 % de la población total reside en condiciones de alta vulnerabilidad. Asimismo, barrios como Sónora, ubicado sobre la margen del Arroyo del Sauce se ven recurrentemente afectados por inundaciones (Sierra & Piperno, 2007).

Según Ministerio de Ambiente (2025), el estado de situación de la ciudad de Melo, de acuerdo con el *Atlas Nacional de Inundaciones y Drenaje Pluvial Urbano* actualizado en 2025, se caracteriza por los siguientes aspectos:

- Entre los años 2016 y 2024 se registraron 8 eventos de inundación, con un total acumulado de 52 personas evacuadas.
- El 5 % de la población reside en áreas inundables, lo que equivale a 2.773 personas. En cuanto a las viviendas, 1.311 se localizan en estas áreas, representando el 5,5 % del total.
- Durante los eventos de crecida se produce pérdida de conectividad interna, lo que genera el aislamiento parcial de distintos barrios de la ciudad.
- La gravedad de los problemas de drenaje pluvial es clasificada como *grave*.
- Los predios afectados por pequeños cursos de agua urbanos son:
 - Total de padrones urbanos: 17.458.
 - Predios atravesados por cursos de agua: 360 (2,1 %).
 - Predios a menos de 10 m del eje del curso: 673 (3,9 %).
 - Predios a menos de 30 m del eje del curso: 1.236 (7,1 %).
- La superficie total construida en áreas inundables es de 189.929 m², lo que representa un 7,2 %. A su vez, un 1,5 % de la superficie se encuentra afectada por cañadas, equivalente a 38.088 m². En conjunto, la superficie expuesta alcanza los 228.017 m², es decir, un 8,7 %.
- Entre 4 y 7 centros educativos se encuentran en áreas expuestas a inundación.

En este contexto, considerando la población afectada y la pérdida de circulación durante los eventos de crecida, entre otros aspectos, la problemática adquiere una relevancia particular. A ello se suma el crecimiento poblacional registrado entre los censos de 2011 y 2023, así como el hecho de que se trata de una situación que afecta a múltiples localidades del país. En este marco, Melo se posiciona en el décimo lugar a nivel nacional en el índice de riesgo de inundación urbana, lo que refuerza la pertinencia de abordar esta problemática, ya considerada en estudios y proyectos previos, como el Proyecto Itacuruzú.

1.2.3. Proyecto Itacuruzú

En la ciudad de Melo, las inundaciones han ocupado un lugar relevante en la agenda local durante las últimas décadas. Como respuesta, en 2002 se puso en marcha el estudio del Proyecto Itacuruzú, de carácter hídrico, destinado a regular el Arroyo Conventos y su afluente, el Arroyo del Sauce. Posteriormente, este proyecto fue incorporado al Plan Director de Melo mediante el *Proyecto de Actuación Integral Frente Fluvial*, integrando así las áreas inundables dentro de una estrategia más amplia de ordenamiento urbano y microrregional (Sierra & Piperno, 2007).

El origen de la iniciativa se remonta a la fuerte movilización social de la década de 1990, respaldada por el gobierno departamental y diversas instituciones locales, frente a los impactos de las crecidas del Arroyo Conventos. Estos efectos estaban asociados a la ocupación de zonas bajas por viviendas y a la contaminación generada por arrastres pluviales, vinculados a la limitada cobertura de saneamiento. De esta forma, el tema se instaló en la conciencia colectiva como un problema a resolver, generando expectativas positivas y respaldo social hacia su implementación (Sierra & Piperno, 2007).

El proyecto se localiza en el departamento de Cerro Largo, aproximadamente a 5 km al norte de la ciudad de Melo, teniendo como vía principal de acceso la Ruta 8. Su área de influencia abarca tanto sectores rurales, próximos a las presas y sus lagos, como zonas urbanas que incluyen a la propia ciudad de Melo (Capdevila & Rehmann, 2010).

El propósito general fue la construcción de dos presas de tierra con vertedero central de hormigón, concebidas para controlar las crecientes del Arroyo Conventos y mejorar las condiciones ambientales de la región. Entre los objetivos específicos se encuentran: (i) regular las crecientes del Arroyo Conventos frente a la ciudad, (ii) asegurar un caudal ambiental mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ durante los períodos de estiaje, y (iii) contribuir a la mejora en la calidad del agua (Capdevila & Rehmann, 2010).

Cada presa cumple funciones particulares. La ubicada en el Arroyo Conventos regula las tormentas de su cuenca y mantiene el caudal ambiental mediante un lago de reserva, con potencial uso recreativo. Por su parte, la presa sobre el Arroyo del Sauce controla las

crecidas de su microcuenca y asegura un lago de almacenamiento que permite sostener el caudal ambiental en épocas secas (Capdevila & Rehmann, 2010).

En este proyecto, se describe tanto la información geológica y geotécnica existente, como la descripción del proyecto ejecutivo de ambas presas, describiendo sus características, que tipo de presas serían y el vertedero.

1.3. Objetivos

El objetivo general del proyecto es desarrollar una solución integral al problema de las inundaciones fluviales que afectan a la ciudad de Melo mediante el diseño de dos presas. Una de las presas será diseñada a nivel de anteproyecto y la otra a nivel de proyecto ejecutivo en alguno de sus tramos.

1. Analizar las afectaciones actuales de inundación en la ciudad de Melo.
2. Discutir y definir la ubicación óptima de las presas sobre Arroyo del Sauce y Arroyo Conventos.
3. Diseñar las presas, los elementos que la componen y sus obras complementarias. El diseño de una de las presas se desarrollará a nivel de Proyecto Ejecutivo en alguno de sus tramos, mientras que la otra presa se diseñará a nivel de Anteproyecto.
4. Evaluar la situación futura considerando la implementación de las presas.
5. Garantizar un caudal mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ en el Arroyo Conventos para mejorar la calidad del agua en períodos de estiaje.

1.4. Metodología del tomo

El Tomo I fue pensado para construir una línea de base para el diseño de las presas, definiendo la situación actual de la cuenca. Para esto fue necesaria una recopilación de información disponible, abordada desde distintos aspectos.

En primer lugar, se realizó una recopilación del marco normativo que puede afectar el diseño de las represas, aspecto relevante ya que el proyecto debe pensarse dentro de la lógica del contexto uruguayo.

En segundo lugar, se llevó a cabo una caracterización de la zona de estudio, a partir de cartografía nacional, antecedentes geotécnicos relevados en el marco del Proyecto Itacuruzú, y estaciones con series locales de precipitación y nivel, entre otra información. Para desarrollar esta caracterización fue necesario comunicarse directamente con los

institutos que proveen la información como INUMET en el caso de la precipitación, dado que no todos los datos y series se encuentran publicados.

Esta información es la que sostiene la tercera etapa del tomo, la modelación hidrológica-hidrodinámica: la cantidad y calidad de los datos de base disponibles condiciona directamente la profundidad que puede alcanzar la modelación.

Con esta información, se estimaron los caudales de diseño frente a eventos extremos, optando por métodos empíricos (método NRCS, con transformación lluvia-caudal), en lugar de un enfoque basado en series de caudales aforados, ya que no se cuenta con datos de caudal para la ciudad de Melo, sino únicamente con series de precipitación y de nivel. Por este motivo se optó por un esquema de transformación de precipitación a caudal, que luego es transformado a nivel mediante el modelo hidrodinámico. Esta elección metodológica implica que los resultados dependen fuertemente de los parámetros adoptados el número de curva y el tiempo de concentración, este último a su vez dependiente del método elegido para su cálculo, motivo por el cual se incorporó un análisis de sensibilidad como parte del proceso de cálculo.

La validación de los modelos se basó, en todos los casos, en la comparación contra información medida: el modelo hidrodinámico se calibró contra registros de niveles reales, ajustando el número de rugosidad de Manning hasta lograr un ajuste satisfactorio.

Por último, dado que la modelación hidrológica y la hidrodinámica se retroalimentan entre sí (los resultados de la calibración hidrodinámica permiten ajustar el modelo hidrológico) ambas etapas se trabajaron de forma iterativa y no como un proceso estrictamente secuencial, aún cuando se presentan en capítulos separados por razones de claridad expositiva.

Finalmente, se determinan los puntos de cierre de las presas, se estiman los escurrimientos medios en los puntos de cierre mediante el modelo de Témez, se determinan caudales mínimos exigidos para ambos arroyos y se realiza un balance hídrico de los embalses para determinar la cota de vertido que cumpla con dichos caudales. Esta información sirve de insumo para el diseño de las presas desarrollado en el Tomo II.

2. Marco Normativo

En el presente capítulo se presenta una recopilación del marco normativo aplicable en este tipo de proyecto, incluyendo la normativa asociada al uso y manejo de suelos, la regulación de cuerpos de agua y el caudal ambiental, así como los requisitos vinculados a la evaluación de impacto ambiental y las principales guías técnicas en materia de recursos hídricos. La normativa vinculada a suelos resulta relevante para las actividades de movimiento de tierras; la normativa de aguas y caudal ambiental se relaciona con los aspectos de gestión hídrica; y la normativa de impacto ambiental es fundamental para las autorizaciones ambientales requeridas.

2.1. Normativa de suelos

2.1.1. Ley N° 15.239: Declaración de Interés Nacional. Uso y conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinadas a fines agropecuarios

Promulgada en diciembre de 1981 declara, en su primer artículo, de interés nacional la promoción y regulación del uso, así como la conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinadas a fines agropecuarios. A su vez, otorga al Estado el deber de velar por la prevención y control de la erosión y degradación de los suelos, las inundaciones, y la sedimentación en cursos de agua, lagos y lagunas, naturales y artificiales. También establece, en el Artículo 2, que todas las personas tienen la obligación de colaborar con el Estado en la conservación, el uso y el manejo adecuado de los suelos y aguas.

El Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP) es el encargado de coordinar y dirigir todas las tareas tendientes a lograr un uso y manejo adecuado del suelo y del agua con fines agropecuarios.

La ley dispone que los proyectos de riego o drenaje que se realicen deberán adecuarse a la aptitud de uso de las tierras afectadas, y en el caso de proyectos de riego, a la disponibilidad del agua como recurso, otorgada para dicho fin por la autoridad competente. Dichos proyectos deberán incluir la siguiente información suscrita por ingeniero agrónomo:

- Estudio de suelos que comprenda carta básica y cartas interpretativas por capacidad de uso.
- Sistema de producción de las tierras afectas.
- Caudal ficticio de diseño, en el caso de proyectos de riego.

Vinculado a la temática, el Artículo 8 de esta ley establece que, en todos los casos de extracción de materiales para obras, una vez concluida la actividad extractiva, el ejecutor deberá proceder a reintegrar estas áreas al paisaje, bajo las condiciones que determine la reglamentación. Asimismo, el Artículo 9 resuelve que, en las situaciones en que exista un grado de erosión o degradación severa de los suelos, deberán encararse medidas de manejo tendientes a su recuperación, de acuerdo a lo que la reglamentación establezca.

Por último, se debe mencionar que el manejo, conservación y aprovechamiento de las aguas referidas en esta ley, se limita a las aguas pluviales para uso agropecuario, y que las competencias que se le otorga al MGAP en cuanto al manejo, conservación y aprovechamiento de las aguas para uso agropecuario, serán ejercidas sin perjuicio de las facultades que, sobre dicho recurso, otorga el Código de Aguas al Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).

2.1.2. Decreto N° 333/004: Regulación de usos y conservación de suelos y aguas superficiales

El Decreto N° 333/004, promulgado en setiembre de 2004, determina los criterios técnicos básicos nombrados en la Ley N° 15.239, a aplicar en el manejo y conservación de suelos y aguas. Entre los criterios técnicos básicos definidos, cabe mencionar, en el marco de este trabajo:

- Toda desviación, concentración o vía de conducción de aguas debe estar dimensionada de acuerdo a los coeficientes técnicos de escurrimiento y deben mantenerse adecuadamente protegidas en toda su longitud, de caudales erosivos.
- Los desagües naturales permanecerán con la superficie adecuadamente empastada para que se realice un escurrimiento no erosivo del agua.

En este decreto también se establecen los requerimientos que deben asegurar las obras de extracción de material de suelo y subsuelo, estos son:

- El reintegro al paisaje del sitio en cuestión sin causar daños, perjuicio o afectación negativa.
- La reserva de la capa superior del suelo (todo el horizonte A o un mínimo de 40 centímetros de profundidad) para ser restituida en el sitio.
- La reposición o la restitución de la cobertura vegetal en base a siembra o plantación de especies apropiadas que cubran el suelo en su totalidad y/o la adecuación del área para reservas de agua.

- El proceso de regeneración del suelo y/o de restitución del paisaje del lugar de extracción y zonas afectadas.

El Artículo 7 establece las medidas de manejo del suelo en caso de que exista erosión o degradación de éste. Estas medidas son:

- Controlar el escurrimiento superficial de las aguas.
- Minimizar el laboreo de la tierra, utilizando rotaciones de cultivos y pasturas, siembra directa, sistemas de labranza vertical, manejo de residuos en superficie;
- Recomponer la fertilidad mediante la aplicación de: enmiendas orgánicas; fertilizantes químicos y tomar las medidas que permitan una buena implantación de vegetación permanente;
- Realizar una adecuada normalización de la superficie del terreno en los casos de mayor severidad de erosión.

En el Artículo 9 se establece que las obras de drenaje en zonas no inundadas o inundables requieren autorización previa del MGAP, mediante la presentación de un proyecto que incluya:

- Descripción de los problemas de drenaje, incluyendo planos y memoria de cálculo.
- Definición de las obras.
- Identificación del cauce al cual se drenarán las aguas y su capacidad para conducirlos.
- Carta de suelos detallada a escala, con la capacidad de uso actual y a futuro.

Las demandas para la imposición de servidumbres de acueducto y de apoyo de presa e inundación deberán acompañarse con un Plan de Uso y Manejo de Suelos y Aguas aprobado por el MGAP.

2.1.3. Ley N° 18.564: Regulación del uso y manejo de las aguas y el suelo. Sanciones por incumplimiento

Esta ley, promulgada en setiembre de 2009, establece las sanciones por incumplimiento a las normas que regulan el uso y el manejo de los suelos y de las aguas. La División Servicios Jurídicos del MGAP podrá aplicar las siguientes sanciones:

- **Apercibimiento.** Cuando el infractor carezca de antecedentes en la comisión de infracciones de la misma naturaleza y estas sean calificadas como leves, deberá preceptivamente aplicarse la sanción de apercibimiento, sin perjuicio de los decomisos que correspondan.

- Multa que será fijada entre 10 y 10.000 UR. En caso que la misma sea aplicada contra un propietario de inmuebles que no lo estuviere explotando en forma directa, a los efectos de la graduación de la multa se tendrá en cuenta la conducta de este en relación al control que hubiere efectuado en cuanto al manejo de los suelos y de las aguas.
- Suspensión por hasta un año de habilitaciones, permisos o autorizaciones para la actividad respectiva.

2.2. Normativa de cuerpos de agua y caudal ambiental

2.2.1. Ley N° 14.859: Código de aguas

El Código de Aguas, aprobado por la Ley N° 14.859, promulgada en diciembre de 1978, establece el régimen jurídico de las aguas en Uruguay, definiendo competencias, dominios, usos y obligaciones vinculadas a este recurso.

Dentro de sus principios rectores, declara 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 Poder Ejecutivo es la autoridad nacional en materia de aguas.

Se crea un inventario actualizado de los recursos hídricos del país, en el cual se registrará su ubicación, volumen, aforo, niveles, calidad, grado de aprovechamiento, y demás datos técnicos pertinentes, que será llevado a cabo por el Ministerio competente, así como también un registro de los derechos al uso de aguas.

También se establece el dominio de las aguas, pluviales, manantiales, de los ríos y arroyos, de los lagos y lagunas, charcas y aguas embalsadas.

2.2.2. Decreto N° 253/979: Aprobación de normativa para prevenir la contaminación ambiental, a través del control de las aguas

El decreto fue promulgado en mayo de 1979 con el objetivo de prevenir la contaminación ambiental mediante el control de la contaminación de las aguas.

En el mismo, las aguas se clasifican según sus usos preponderantes, actuales o potenciales, en cuatro clases:

CLASE 1 Aguas destinadas o que puedan ser destinadas al abastecimiento de agua potable a poblaciones con tratamiento convencional.

CLASE 2 a) Aguas destinadas al riego de productos agrícolas que se consumen en forma natural, cuando estas son usadas a través del sistema de riego que provocan el mojado del producto. b) Aguas destinadas a recreación por contacto directo con el cuerpo humano.

CLASE 3 Aguas destinadas a la preservación de los peces en general y de otros integrantes de la flora y la fauna hídrica, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyo producto no se consume en forma natural o en aquellos casos que, siendo consumidos en forma natural, se apliquen sistemas de riego que no provocan el mojado del producto.

CLASE 4 Aguas correspondientes a los cursos o tramos de cursos que atraviesan zonas urbanas o suburbanas que deban mantener una armonía con el medio, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyos productos no son destinados al consumo humano en ninguna forma.

El decreto también detalla las características de los cursos o cuerpos de agua del país según su clasificación, definiendo parámetros estándar y su rango de acuerdo con cada clase.

Asimismo, se establecen los estándares de vertido según el destino de las aguas residuales, diferenciando entre:

- Desagües a colectores del alcantarillado público,
- Desagües directos a cursos de agua,
- Desagües que se disponen por infiltración al terreno.

Para cada uno de estos casos se define el conjunto de parámetros y los estándares aplicables (MTOP, 1979).

2.2.3. Decreto 226/025: Prevención y control de la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas

El Decreto N° 226/025, promulgado en octubre de 2025, actualiza la normativa uruguaya (Decreto N° 253/979) en materia de prevención de la contaminación y protección de la calidad de las aguas, incorporando un enfoque ecosistémico y de gestión por cuencas, alineado con la Ley General de Protección del Ambiente y con los desafíos asociados al cambio climático y a los contaminantes emergentes. La propuesta técnica que promovió la actualización normativa fue elaborada en el marco del Grupo de Estandarización Técnica de Agua (GESTA Agua) de la Comisión Técnica Asesora de Medio Ambiente (COTAMA).

La norma revisa y moderniza los objetivos de calidad del agua, estableciendo un único

estándar nacional para aguas superficiales y sedimentos orientado a la protección del ecosistema acuático, con la posibilidad de declarar categorías especiales de protección (cuerpos de agua de alta calidad, fuentes de abastecimiento para potabilización y aguas para riego de cultivos destinados al consumo humano). Asimismo, incorpora parámetros de monitoreo para aguas subterráneas y una lista ampliada de sustancias prioritarias, incluyendo microplásticos y contaminantes emergentes. También actualiza los criterios para aguas recreativas, integrando parámetros microbiológicos y criterios visuales basados en recomendaciones internacionales.

En materia de gestión de aguas residuales, el Decreto establece estándares de vertido y criterios rectores que promueven la minimización de cargas contaminantes, el uso eficiente del agua y la adopción de tecnologías más limpias. Regula los distintos tipos de vertido e incorpora conceptos como zona de mezcla y toxicidad aguda y crónica. Además, define el régimen de Autorización de Vertido, incluyendo actividades alcanzadas, requisitos técnicos y la obligación de contar con un profesional responsable.

Finalmente, la normativa incorpora disposiciones sobre servicios barométricos, medidas para prevenir la contaminación difusa —especialmente por agroquímicos y fertilizantes— y criterios de uso sostenible del recurso hídrico, fomentando la reducción del consumo y el reúso de aguas tratadas.

2.2.4. Decreto N° 368/018: 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

Promulgado en noviembre de 2018, el presente Decreto establece medidas para garantizar que los usos, tanto común como privativo, de las aguas públicas deberán abstenerse de afectar el caudal ambiental de los cuerpos y cursos de agua, cuando el uso implique la toma o embalse de agua.

En la normativa se define el caudal ambiental como:

“el régimen hidrológico de un cuerpo o curso de agua o sus tramos, necesario para sostener la estructura y funcionamiento de los ecosistemas correspondientes y el mantenimiento de los servicios ecosistémicos asociados en la cuenca” (MVOTMA, 2018).

Para su determinación, se establece que debe fijarse un caudal ambiental para cada cuenca hidrográfica a partir de una guía metodológica que incluya la determinación, aplicación, control y monitoreo de caudales ambientales a partir de la información existente. Mientras

dichas guías no se encuentren disponibles, podrá determinarse de forma provisoria un caudal ambiental para cada mes del año, a partir de una estadística hidrológica de al menos veinte años de observaciones. En este caso, el caudal ambiental se define como:

- Obras de embalse: caudal con 60 % de probabilidad de excedencia (frecuencia absoluta acumulada) en el mes correspondiente.
- Tomas de agua: caudal con 80 % de probabilidad de excedencia (frecuencia absoluta acumulada) en el mes correspondiente.

En caso de no disponerse de información suficiente, se aplicará un modelo hídrico precipitación–escorrentía.

No obstante, existen casos especiales en los que la autoridad ambiental podrá fijar un valor de caudal ambiental diferente a los establecidos, cuando se identifiquen potenciales riesgos para la calidad de las aguas y para los ecosistemas, o cuando una situación de emergencia así lo requiera.

En relación con las obras hidráulicas para aprovechamiento de agua, se deberá prever desde la etapa de proyecto la infraestructura que permita, tanto durante la obra como en la operación, que aguas abajo escurra el caudal ambiental establecido en la normativa.

Asimismo, los represamientos para aprovechamiento de agua deben contemplar, desde la etapa de proyecto, mecanismos de gestión en el área de influencia del embalse para disminuir el ingreso de nutrientes, tales como la aplicación de áreas de amortiguación, cercado y manejo adecuado, entre otros. Además, deberán contar con mecanismos de prevención, mitigación y control de la propagación de floraciones algales.

Finalmente, la normativa establece la necesidad de enmarcarse en los lineamientos del Decreto N° 349/005, el cual regula la evaluación de impacto ambiental y las autorizaciones ambientales (MVOTMA, 2018).

2.2.5. Ley N° 18.610: Ley de Política Nacional de Aguas. Principios rectores

La Ley de Política Nacional de Aguas, promulgada en octubre de 2009, establece el marco jurídico para la gestión sustentable, integrada y participativa del agua en Uruguay, en cumplimiento del artículo 47 de la Constitución.

En ella se reconoce al agua como un recurso natural esencial para la vida y se declara el acceso al agua potable y al saneamiento como derechos humanos fundamentales. Asimismo, se establece que todas las aguas superficiales y subterráneas son de dominio público estatal.

La ley define principios rectores entre los que destacan la gestión solidaria con las genera-

ciones futuras, la prioridad del uso humano sobre cualquier otro, la educación ambiental, la responsabilidad frente a la contaminación y la participación social en la gestión.

Entre sus instrumentos, la norma prevé la elaboración de planes de gestión nacionales, regionales y locales, la creación de un Sistema Nacional de Información Hídrica, la promoción de la investigación científica y la aplicación de sanciones en caso de incumplimientos.

Se dispone la creación de un Plan Nacional de Gestión de Recursos Hídricos y de un Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento Integral, ambos revisables periódicamente, con el objetivo de garantizar el acceso universal y el uso racional del recurso.

La ley también promueve la descentralización de la gestión a través de Consejos Regionales y Comisiones de Cuenca y Acuíferos, asegurando la cooperación internacional en las cuencas compartidas.

2.3. Normativa de impacto ambiental

2.3.1. Ley N° 16.466: Ley de evaluación del impacto ambiental

Promulgada en enero de 1994, declara de interés nacional la protección del medio ambiente contra cualquier tipo de degradación, así como la prevención del impacto ambiental negativo, y su recomposición en caso de ocurrir.

Define en el Artículo 2 al impacto ambiental negativo o nocivo como:

“toda alteración de las propiedades físicas, químicas o biológicas del medio ambiente causada por cualquier forma de materia o energía resultante de las actividades humanas que directa o indirectamente perjudiquen o dañen:

- I. La salud, seguridad o calidad de vida de la población.
- II. Las condiciones estéticas, culturales o sanitarias del medio.
- III. La configuración, calidad y diversidad de los recursos naturales (MVOTMA, 1994).”

El Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA) llevará un registro de los estudios de evaluación de impacto ambiental de las actividades, construcciones u obras, públicas o privadas, enlistadas en el Artículo 6 de esta ley, además de aquellas no incluidas y que el propio Ministerio considere provocan un impacto. Entre los emprendimientos y actividades del mencionado artículo, se encuentra en el literal i), las “*Obras para explotación o regulación de recursos hídricos*”, correspondiente a este trabajo.

Para el inicio de la ejecución de las obras o actividades, se debe obtener la autorización previa del MVOTMA, la cual puede requerir el asesoramiento de otros Ministerios o Gobiernos Departamentales que tuviesen pertinencia. Esta solicitud debe ser realizada por el titular del proyecto a ejecutar, y deberá contener los siguientes documentos, enlistados en el Artículo 10, además de cualquier otro que se considere conveniente para el análisis del proyecto.

- a) La identificación del o de los propietarios del predio donde se ejecutará el proyecto, la identificación precisa del o de los titulares del mismo y de los técnicos responsables en su elaboración y ejecución.
- b) El proyecto suscrito por el o los técnicos designados, con la descripción detallada de su contenido, del espacio físico y entorno donde el mismo se emplazaría, junto con todos los detalles que posibiliten su consideración integral.
- c) La evaluación del impacto ambiental suscrita por el o los técnicos intervinientes.
- d) Un resumen del proyecto en términos fácilmente comprensibles que contenga las particularidades esenciales del mismo, así como los efectos que de su ejecución puedan derivarse.
- e) Aquellos otros requisitos que pueda determinar la reglamentación.

De los técnicos intervinientes en el estudio, uno de ellos deberá ser técnico profesional universitario capacitado en la materia, y será responsable por los resultados de dicho estudio.

Una vez presentada la solicitud, el resumen del proyecto se pondrá de manifiesto para el acceso de los interesados, que podrán exponer las consideraciones que estiman convenientes. Asimismo, si el Ministerio considera que el proyecto tendrá repercusiones graves en la esfera cultural, social o ambiental, se realizará una audiencia pública para la intervención de la población general. La resolución final del estudio de impacto ambiental será dispuesta por el Poder Ejecutivo (MVOTMA, 1994).

2.3.2. Ley N° 17.234: Creación Sistema Nacional de Áreas Protegidas

Promulgada en febrero del 2000, crea y reglamenta el Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas (SNAP) como un instrumento para la aplicación de planes y políticas de protección ambiental. En su primer artículo, define al SNAP como:

“conjunto de áreas naturales del territorio nacional, continentales, insulares o marinas, representativas de los ecosistemas del país, que por sus valores

ambientales, históricos, culturales o paisajísticos singulares, merezcan ser preservados como patrimonio de la nación, aún cuando las mismas hubieran sido transformadas parcialmente por el hombre. (MVOTMA, 2000a).”

La norma establece el marco para la planificación, manejo y administración de estas áreas, con los siguientes objetivos:

- Conservar la diversidad biológica, los ecosistemas y las especies autóctonas, especialmente aquellas amenazadas, así como también los paisajes naturales y culturales.
- Proteger los hábitats naturales, las formaciones geológicas relevantes, los recursos hídricos y el patrimonio histórico, cultural y arqueológico.
- Promover la educación, la investigación y el monitoreo del ambiente, y brindar oportunidades de recreación y turismo compatibles con la conservación, que contribuyan al desarrollo socioeconómico de las comunidades locales.

Asimismo, la ley define distintas categorías de manejo para las áreas protegidas y establece mecanismos para su incorporación al sistema, que pueden incluir áreas públicas o privadas, así como instrumentos de gestión, financiamiento y control destinados a asegurar su preservación y adecuado manejo.

2.3.3. Ley N° 17.283: Ley de Protección del Medio Ambiente

Promulgada en noviembre del 2000, establece el marco general para la política ambiental del país y declara de interés general la protección del ambiente, incluyendo la calidad del aire, del suelo y del agua, la conservación de la biodiversidad y morfología costera, la adecuada gestión de residuos y sustancias peligrosas, la prevención y mitigación de impactos ambientales negativos, y la promoción de la cooperación ambiental a nivel regional e internacional, así como la formulación de políticas orientadas al desarrollo sostenible. Este último lo define como

“aquel desarrollo que satisface las necesidades del presente sin comprometer la capacidad de generaciones futuras de satisfacer sus propias necesidades (MVOTMA, 2000b).”

La norma reconoce el derecho de los habitantes a un ambiente sano, define principios de gestión ambiental basados en la prevención, la participación social y la integración del ambiente al desarrollo económico y social, y establece instrumentos de gestión como la evaluación ambiental, el manejo de residuos y sustancias peligrosas, la educación ambiental y la coordinación institucional para la protección y recuperación del ambiente.

2.3.4. Decreto N° 349/005: Reglamento de evaluación de impacto ambiental y autorizaciones ambientales

Promulgado en setiembre de 2005, reglamenta la evaluación de impacto ambiental y las diferentes autorizaciones ambientales.

En el Artículo 2 se presenta una lista no taxativa de 37 actividades que deben realizar el trámite de Autorización Ambiental, incorporando también otras actividades, construcciones u obras que sean definidas por el Poder Ejecutivo. Particularmente, los numerales 25, 26 y 27 hacen referencia a obras hidráulicas tales como represas, canales y tomas de agua:

- 25) Construcción de represas con una capacidad de embalse de más de dos millones de metros cúbicos o cuyo espejo de agua supere las cien hectáreas.
- 26) Construcción de canales, acueductos, sifones o estaciones de bombeo que se utilicen para riego, cuando conduzcan más de dos metros cúbicos por segundo.
- 27) Instalación de tomas de agua, con capacidad para extraer más de 500 litros por segundo en cursos de agua superficiales y más de 50 litros por segundo en tomas de agua subterránea.

A su vez, establece que los proyectos sujetos a Autorización Ambiental Previa deben cumplir una serie de etapas: comunicación, clasificación, solicitud de autorización, puesta de manifiesto, audiencia pública y resolución. En la comunicación se presenta información sobre los responsables, el área de ejecución e influencia, los posibles impactos ambientales y sus medidas de mitigación, así como la categoría propuesta por el técnico responsable.

Los proyectos se clasifican en tres categorías:

- a) **Categoría A:** proyectos cuya ejecución presentaría únicamente impactos negativos no significativos, dentro de lo tolerado por la normativa vigente.
- b) **Categoría B:** proyectos que pueden generar impactos significativos moderados, eliminables o minimizables mediante medidas bien conocidas y aplicables.
- c) **Categoría C:** proyectos con posibles impactos negativos significativos, existan o no medidas de prevención o mitigación previstas.

Para las categorías B y C se requiere un Estudio de Impacto Ambiental, costado por el interesado, además de la Autorización Ambiental Previa. Dicho estudio debe caracterizar el ambiente receptor, identificar y cuantificar impactos, establecer medidas de prevención y mitigación, y presentar planes de gestión, seguimiento y monitoreo. Dicho estudio será sectorial en el caso de la Categoría B y completo para la Categoría C.

El Informe Ambiental Resumen sintetiza la información del proyecto y del estudio, y se pone de manifiesto para consulta y apelaciones. En proyectos de Categoría C la audiencia pública es obligatoria, y en otras categorías puede disponerse en función de las repercusiones sociales, culturales o ambientales.

Se prevén dos autorizaciones adicionales: la Autorización Ambiental Especial, aplicable a obras ya construidas o en operación sin autorización previa (incluidas represas), y la Autorización Ambiental de Operación, obligatoria para proyectos con Autorización Ambiental Previa, renovable cada tres años y exigida también para obras hidráulicas de gran porte, como represas, canales y tomas de agua (MVOTMA, 2005).

2.4. Guías referentes a recursos hídricos

2.4.1. Plan Nacional de Aguas

El Plan Nacional de Aguas es un documento técnico-político para la planificación y gestión de los recursos hídricos, de manera integral y con una mirada estratégica a futuro. Su creación es iniciada en el año 2010 por la Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA), a partir de lo establecido en la Ley de Política Nacional de Aguas (Ley N° 18.610), y es aprobado por el Poder Ejecutivo en el Decreto 205/017 el 31 de julio de 2017.

En él, se establecen los lineamientos generales para una gestión en donde se contemple el desarrollo territorial, productivo y social, conservando los ecosistemas, los paisajes y la cultura. A su vez, se asientan las bases para la formulación de planes regionales y locales.

Con un alcance territorial de nivel nacional y una distancia temporal a 2030, el Plan Nacional de Aguas plantea los siguientes objetivos:

- **Agua para el uso humano**, garantizar el acceso al agua potable y saneamiento, derecho humano fundamental.
- **Agua para el desarrollo sustentable**, asegurar la disponibilidad de agua en cantidad y calidad, tanto para el desarrollo socioeconómico del país como para la conservación de los ecosistemas y la biodiversidad.
- **Agua y sus riesgos asociados**, prevenir, mitigar y adaptarse a la variabilidad y al cambio climático.

Asimismo, propone las siguientes directrices, transversales a los objetivos:

- Gestión integrada y sustentable.
- Participación de la sociedad civil.

- Incorporación del concepto de riesgo en la planificación y la gestión.
- Investigación, innovación y generación de capacidades.
- Educación ambiental.

En el ámbito de esta memoria, el Plan enlista recomendaciones bibliográficas comúnmente utilizadas para la construcción de embalses:

- Manual de Pequeñas Presas, elaborado por el MVOTMA-DINAGUA e Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), en 2011.
- "Metodología para el estudio hidrológico de proyectos de represas de mediano y pequeño tamaño de cuenca" del Ing. Jorge Rodríguez Guillen, publicada en la revista Construir (Universidad de la República (UdelaR)) N°2, de setiembre de 1989.
- Directivas de diseño hidrológico-hidráulico de pequeñas represas, convenio MTOP-Dirección Nacional de Hidrografía (DNH) con IMFIA-UdelaR, de febrero de 2003.

A su vez, desarrolla un apartado sobre la gestión de riesgos asociados a los recursos hídricos, en el que señala los impactos que tienen eventos de sequía e inundación. El Plan finaliza detallando los 10 planes que propone, entre los que se encuentra el Programa 03, con el objetivo de desarrollar instrumentos y modelos para prevenir y gestionar los riesgos ocasionados por inundaciones y sequías (MVOTMA, 2017).

2.4.2. Regionalización de estadística de caudales

El documento *Regionalización de estadísticas de caudales*, elaborado por la DINAGUA, presenta un análisis estadístico de los regímenes hidrológicos de los cursos de agua en Uruguay. A partir de información proveniente de estaciones hidrométricas del país (cerca de 35 estaciones con series de caudales continuas, de entre 15 y 30 años de extensión, y confiables en el período de referencia 1980–2010), el informe describe y analiza distintos parámetros hidrológicos, como caudales medios, variabilidad interanual y frecuencias de caudales medios diarios estacionales. El objetivo es identificar patrones regionales y establecer relaciones que permitan estimar estos parámetros en cuencas no aforadas.

2.4.3. Guía metodológica de Caudales Ambientales

Guía establecida por el Decreto N° 368/018, que contiene directrices para la determinación, aplicación, control y monitoreo de los caudales ambientales. Esta guía fue elaborada por el Ministerio de Ambiente (MA), el cual se encargará de su revisión y actualización periódica.

Comienza presentando el marco normativo en el primer capítulo y continúa exponiendo las distintas metodologías para la determinación de los caudales ambientales. La tercera sección define criterios para la selección de la metodología y finaliza con lineamientos para el monitoreo y control del caudal ambiental.

2.5. Guías referentes al diseño de presas

2.5.1. Design of Small Dams - Bureau of Reclamation

El manual *Design of Small Dams*, elaborado por el United States Bureau of Reclamation (USBR), constituye una referencia técnica ampliamente utilizada para el diseño de presas, presentando instrucciones, estándares y procedimientos para el diseño de este tipo de obra hidráulica.

El documento aborda los principales aspectos del diseño de presas, incluyendo estudios hidrológicos de crecidas, análisis de fundaciones y materiales de construcción, diseño de presas de materiales sueltos y de hormigón, vertederos, y obras de descarga, así como consideraciones ambientales, de operación, mantenimiento y seguridad. Si bien está orientado principalmente al diseño de pequeñas presas, muchos de los conceptos teóricos y metodológicos que se presentan se pueden aplicar también a presas de mayor tamaño. El manual incluye criterios técnicos y experiencias de ingeniería desarrolladas por el USBR, y constituye una guía de referencia para las personas dedicadas al diseño y gestión de presas.

2.5.2. Guías técnicas - Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPAN-COLD)

Las Guías Técnicas de Seguridad de Presas elaboradas por el SPANCOLD tienen como objetivo brindar criterios de buenas prácticas para el proyecto, construcción, explotación y mantenimiento de presas.

Estas guías surgen como complemento al Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses, en particular por las situaciones ambiguas que puede generar dicho documento, y tienen el propósito de orientar a los ingenieros en la aplicación del mismo. Su principal finalidad es contribuir a mejorar la calidad técnica de los proyectos y aumentar la seguridad de las presas existentes y futuras.

Las guías se organizan en nueve documentos, cada uno dedicado a un aspecto específico de las presas:

- Guía N° 1: Seguridad de presas.

- Guía N° 2: Criterios de proyecto de presas y obras anexas.
- Guía N° 3: Estudios geológico-geotécnicos y prospección de materiales.
- Guía N° 4: Avenida de proyecto.
- Guía N° 5: Aliviaderos y desagües.
- Guía N° 6: Construcción de presas y control de calidad.
- Guía N° 7: Auscultación de las presas y sus cimientos.
- Guía N° 8: Explotación y conservación de presas.
- Guía N° 9: Aspectos ambientales.

Conjuntamente estas guías buscan la sistematización de la experiencia técnica disponible y ser una referencia para los profesionales que serán encargados de diseñar, construir y gestionar este tipo de obra hidráulica.

2.5.3. Manual de diseño y construcción de pequeñas presas - MVOTMA

El Manual de diseño y construcción de pequeñas presas es una guía técnica elaborada por la DINAGUA y el IMFIA que presenta metodologías para el diseño hidrológico e hidráulico de tajamares y pequeñas presas en Uruguay, siendo las grandes presas aquellas definidas por SPANCOLD. El documento describe los criterios y procedimientos para el dimensionamiento del embalse, la estimación del escurrimiento de la cuenca de aporte, el balance hídrico mensual del embalse y el diseño de las obras de vertido y la presa (cota de coronamiento), con el objetivo de asegurar una presentación, construcción, seguimiento, documentación, vigilancia y mantenimiento responsables de este tipo de obras hidráulicas.

3. Caracterización de la zona de estudio

En este capítulo se presenta la información correspondiente a la caracterización de la zona de estudio, abarcando aspectos demográficos y urbanos, como la población y los barrios de la ciudad de Melo, la delimitación de las cuencas consideradas y el conjunto de datos disponibles para el análisis, incluyendo información planialtimétrica, pluviométrica, hidrométrica, geológica, geotécnica y relativa a las estructuras hidráulicas existentes en el área.

3.1. Ubicación y distribución

La ciudad de Melo es la capital del departamento de Cerro Largo. Fue fundada en 1795 y se encuentra situada en el centro del departamento, en el cruce de las Rutas N° 7, 8 y 26, y sobre las márgenes de los Arroyos Conventos y Arroyo del Sauce, afluentes del Río Tacuarí.

La ciudad está compuesta por 66 barrios de los cuales 12 bordean a los arroyos, como se aprecia en la Figura 3.1.



Figura 3.1: Barrios de Melo. Obtenido de Universidad Tecnológica del Uruguay (UTEC) (2024)

3.2. Población

Melo es la ciudad con mayor población del departamento, contando con 56.013 habitantes según el censo de 2023 (INE, 2023), lo que representa aproximadamente el 62 % de la población total de Cerro Largo. En la Tabla 3.1 se presenta la evolución poblacional de Melo en los distintos censos.

Tabla 3.1: Población de Melo (INE, 2023) y (INE, 2009)

1908	1963	1975	1985	1996	2004	2011	2023
12.355	33.741	38.487	42.245	46.883	50.578	51.830	56.013

La población ha mantenido un ascenso continuo a lo largo del tiempo, estimándose mediante el método de crecimiento aritmético que para 2050 se tendrán 66.192 habitantes, que corresponde a un crecimiento del 18 %. En Apéndice A se desarrolla el método utilizado en la proyección.

3.3. Cuencas de estudio

Con el objetivo de contextualizar la magnitud de las cuencas de estudio, en esta etapa se presentan las áreas correspondientes a las cuencas del Arroyo del Sauce y Arroyo Conventos en la Tabla 3.2, así como la cuenca con punto de cierre aguas abajo de la confluencia de ambos cursos. Se observa que las cuencas de ambos arroyos presentan áreas del mismo orden de magnitud, mientras que la cuenca total incorpora únicamente el aporte adicional de la superficie comprendida entre la confluencia de ambos arroyos y el punto de cierre. Las respectivas cuencas se encuentran en la Figura 3.2.

En las siguientes etapas del estudio se definirán las cuencas necesarias para los distintos análisis hidrológicos, discretizándolas de acuerdo con los requerimientos específicos de la modelación.

Tabla 3.2: Área de las cuencas en Melo consideradas en el estudio

Cuenca	Área (ha)
Arroyo del Sauce	17.377
Arroyo Conventos	25.385
Cuenca total (cierre aguas abajo)	47.212

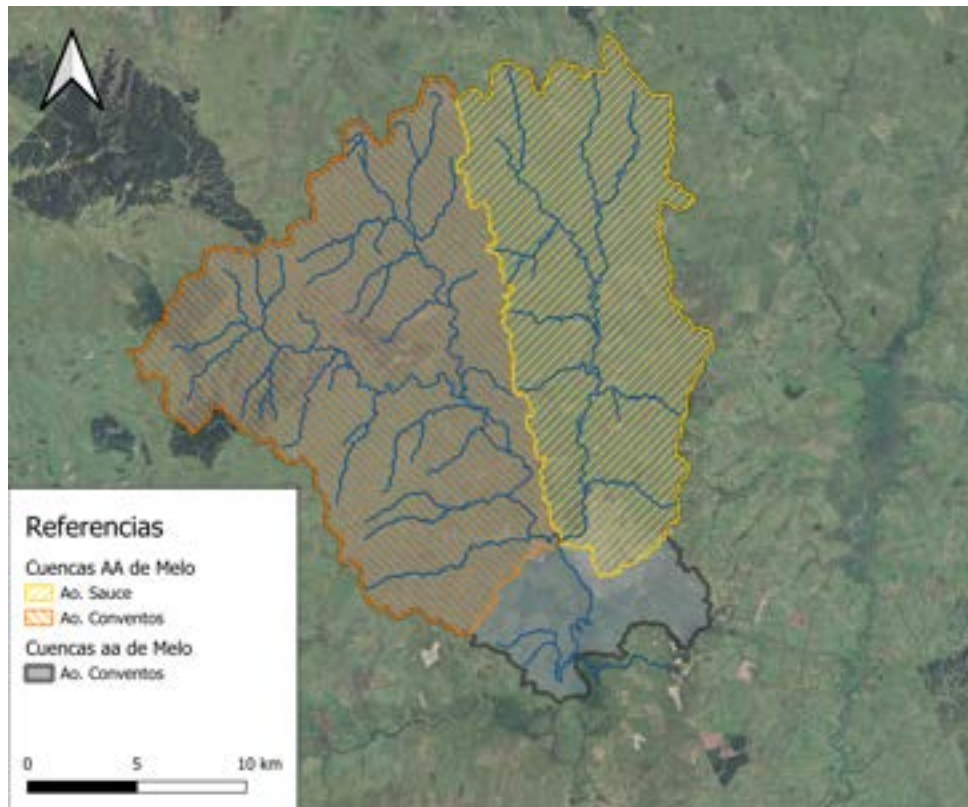


Figura 3.2: Cuencas en Melo

3.4. Información de base para el proyecto en zona de estudio

Se exponen en las secciones siguientes los datos de base utilizados en el estudio. Estos incluyen información topográfica, pluviométrica e hidrométrica, así como antecedentes geológicos y geotécnicos de la zona, los cuales constituyen insumos fundamentales para el desarrollo de los capítulos siguientes.

En particular, la información pluviométrica se utiliza para el modelado de los escurrimientos medios, el balance hídrico del embalse y la simulación hidrológica de eventos extremos. Por su parte, la información hidrométrica es fundamental para la modelación hidrodinámica, especialmente durante el proceso de calibración y validación de los modelos.

La información planialtimétrica constituye un insumo básico para el desarrollo de los modelos hidrológicos e hidrodinámicos y para el diseño de las obras proyectadas.

Finalmente, la información geológica y geotécnica permite caracterizar los materiales presentes en la zona de emplazamiento de las presas, evaluar las condiciones de fundación e identificar los materiales potencialmente aptos para su construcción.

3.4.1. Información planialtimétrica

La información planialtimétrica se presenta en forma de dos Modelos Digitales del Terreno (MDT): el del Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay (IDEuy) y el de la Dirección General de Recursos Naturales Renovables (RENARE). En la Figura 3.3 se visualiza el MDT del IDEuy correspondiente a la zona de estudio.

El primer MDT proviene de la base de datos de la IDEuy a partir del levantamiento aéreo de fotografía de cobertura nacional, realizado entre el año 2017-2018. Este producto está plasmado en una grilla con resolución espacial de 2,5 m, construida a partir de imágenes digitales cuyo tamaño de píxel es de 32 cm. Según el IDEuy, la exactitud vertical y horizontal son de 1,5 m y 1,0 m respectivamente, ambas con una confianza del 95 %.

El otro se obtuvo de la RENARE del MGAP. Fue creado a partir de las fotografías aéreas tomadas por el Ejército entre las décadas de 1960 y 1980, y presenta una resolución espacial de aproximadamente 30 m.

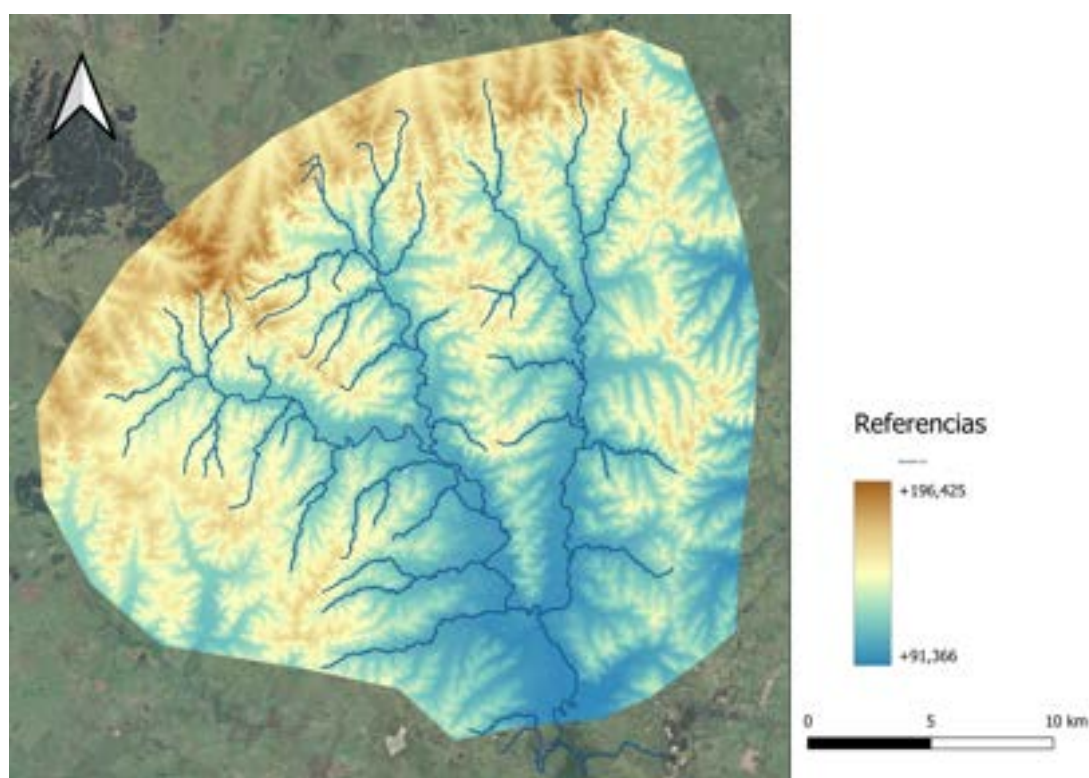


Figura 3.3: Modelo Digital del Terreno de IDE de la zona de estudio

3.4.2. Información meteorológica

Pluviometría

Los datos pluviométricos se recopilan de estaciones ubicadas en los alrededores de la zona de estudio, provenientes de distintas fuentes y con diferente paso temporal. Se cuenta con 9 estaciones, dos de las cuales son de Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA), una proviene de Administración Nacional de Usinas y Transmisiones Eléctricas (UTE), y las restantes seis pertenecen a Instituto Nacional de Meteorología (INUMET). La ubicación de las estaciones se presenta en la Figura 3.4.

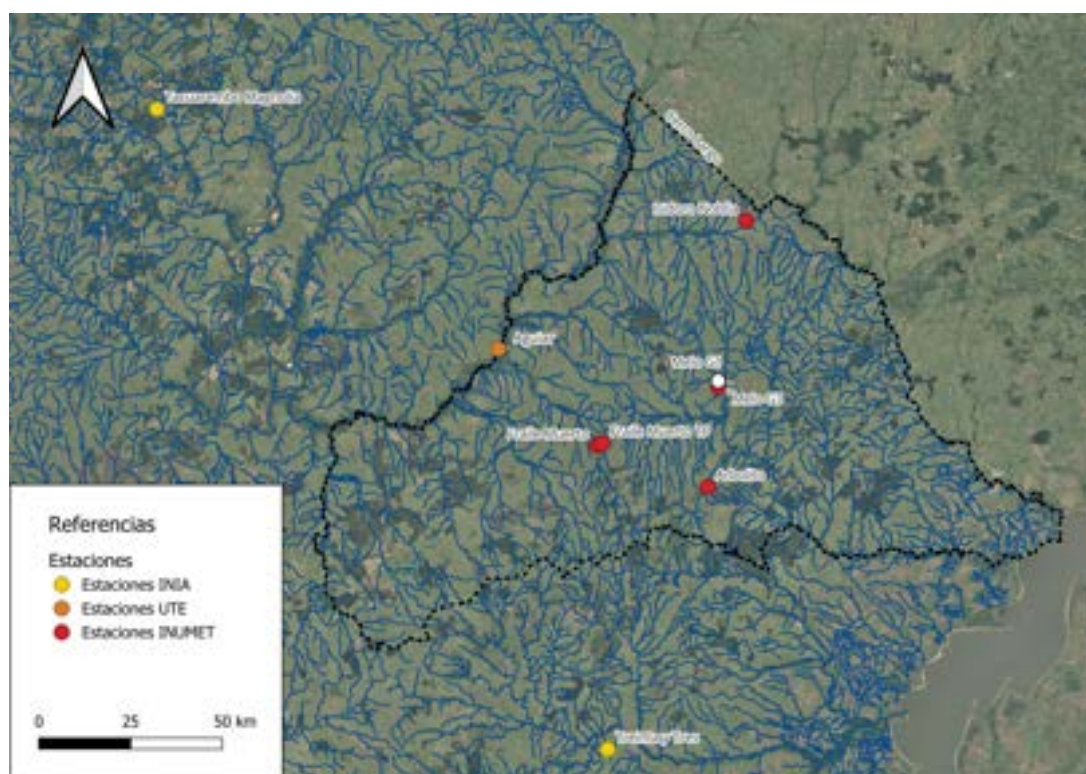


Figura 3.4: Ubicación de las estaciones pluviométricas en las cercanías de la zona de estudio

En particular en la ciudad de Melo se encuentran dos estaciones, Melo G1 y Melo G3, donde la segunda es una estación automática que sigue reportando datos hasta la actualidad, mientras que Melo G1 ya no reporta datos, por lo que en adelante solo se expondrán datos de Melo G3.

Seis de las estaciones mencionadas tienen datos de precipitación acumulada diaria, en un período extenso, con 50 años aproximadamente para las estaciones de INIA e INUMET, y 30 años para la de UTE. En la Tabla 3.3 y Tabla 3.4 se presenta el estudio de datos de estas estaciones, indicando el período, el número de días de lluvia, la cantidad de vacíos y la precipitación máxima con su fecha. El porcentaje de días de lluvia se calcula como la

proporción de días de lluvia en el período, descontando los valores faltantes. Todas las estaciones tienen un porcentaje de días de lluvia similar, variando entre un 20 % y un 30 %.

Tabla 3.3: Tabla resumen del estudio de datos pluviométricos de las estaciones (1)

Estación	Treinta y Tres	Tacuarembó La Magnolia	EM Melo Rincón del Bonete
Organización	INIA	INIA	UTE
Inicio del período	1/8/1972	2/1/1978	1/1/1995
Fin del período	10/9/2025	9/10/2025	9/14/2025
No. de días de lluvia	5828	3912	2554
No. de datos faltantes	1	0	24
% de días de lluvia	30 %	23 %	23 %
Precipitación máx. (mm)	208,2	193	230
Fecha precipitación máx.	27/12/1997	24/4/2002	30/10/2014

Tabla 3.4: Tabla resumen del estudio de datos pluviométricos de las estaciones (2)

Estación	Melo	Fraile Muerto	Arbolito	Isidoro Noblía
Organización	INUMET	INUMET	INUMET	INUMET
Inicio del período	1/1/1978	1/1/1981	1/1/1978	1/1/1978
Fin del período	25/9/2025	25/9/2025	25/9/2025	15/10/2025
No. de días de lluvia	5153	3485	3933	3622
No. de datos faltantes	0	57	165	139
% de días de lluvia	30 %	21 %	23 %	21 %
Precipitación máx. (mm)	150	185	215	176
Fecha precipitación máx.	15/5/1986	9/4/2021	16/4/1998	25/4/2024

En particular, en dos estaciones, una perteneciente al INIA (**Tacuarembó La Magnolia**) y la otra a INUMET (**Melo**), el número de datos faltantes es cero. Sin embargo, esto podría deberse a una pérdida de registros que fueron recogidos como valores nulos. Resulta pertinente dejar constancia de esta posible inconsistencia en los datos originales.

En la Apéndice B se grafican las series de precipitación diaria de dichas estaciones, para toda la extensión de datos que se recopiló.

Cabe mencionar que tanto INUMET como UTE consideran a la precipitación acumulada del día i como la acumulación de lluvia desde las 7 de la mañana del día anterior ($i-1$)

hasta las 7 de la mañana del día i . En cambio, INIA considera la precipitación acumulada del día i desde las 9 de la mañana de ese día hasta las 9 de la mañana del día siguiente ($i+1$).

Los datos de paso horario provienen de las estaciones **Melo G3** y **Fraile Muerto TP** de INUMET, comenzando el período en octubre y setiembre de 2020 respectivamente, hasta la fecha.

Por otro lado, se tiene del Proyecto Itacuruzú una serie de eventos de precipitación puntual con reporte horario las cuales fueron de utilidad para la etapa de calibración–validación del modelo hidrodinámico. En particular se tienen tormentas de los años: 1984, 1991, 2002 y 2003, las cuales se encuentran detalladas en la Apéndice E.

Evaporación Tanque A

Se obtiene la serie de evaporación del tanque A de la estación de INIA Treinta y Tres. Esta variable mide la cantidad de agua que se evapora en 24 horas por la influencia del Sol y el viento.

La serie se extiende desde setiembre de 1972 hasta la fecha, pero se utiliza a partir de enero de 1978, dado que es el período coincidente con los datos de precipitación presentados anteriormente. El porcentaje de datos faltantes es de 0,04 %, y el máximo fue de 16,7 mm el 11 de diciembre de 1982. En la Tabla 3.5 se muestra la climatología mensual, la cual se calcula como el promedio de los datos para cada mes.

Tabla 3.5: Climatología mensual de la evaporación del tanque A, expresada en mm/día

Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ev.Tq.A	7,45	6,16	4,85	3,30	2,09	1,61	1,73	2,34	3,26	4,55	6,24	7,38

Evapotranspiración Potencial

La serie de evapotranspiración potencial (ETP) se construye a partir de las isolíneas de evapotranspiración media anual en Uruguay, presentadas en la Figura 3.5. Para la zona de Melo se adopta un valor medio anual de 93 mm. A partir de este valor y de los coeficientes de distribución del ciclo medio anual, mostrados en la Tabla 3.6, se obtiene la serie mensual de ETP, repitiendo dicho ciclo para la totalidad del período analizado.

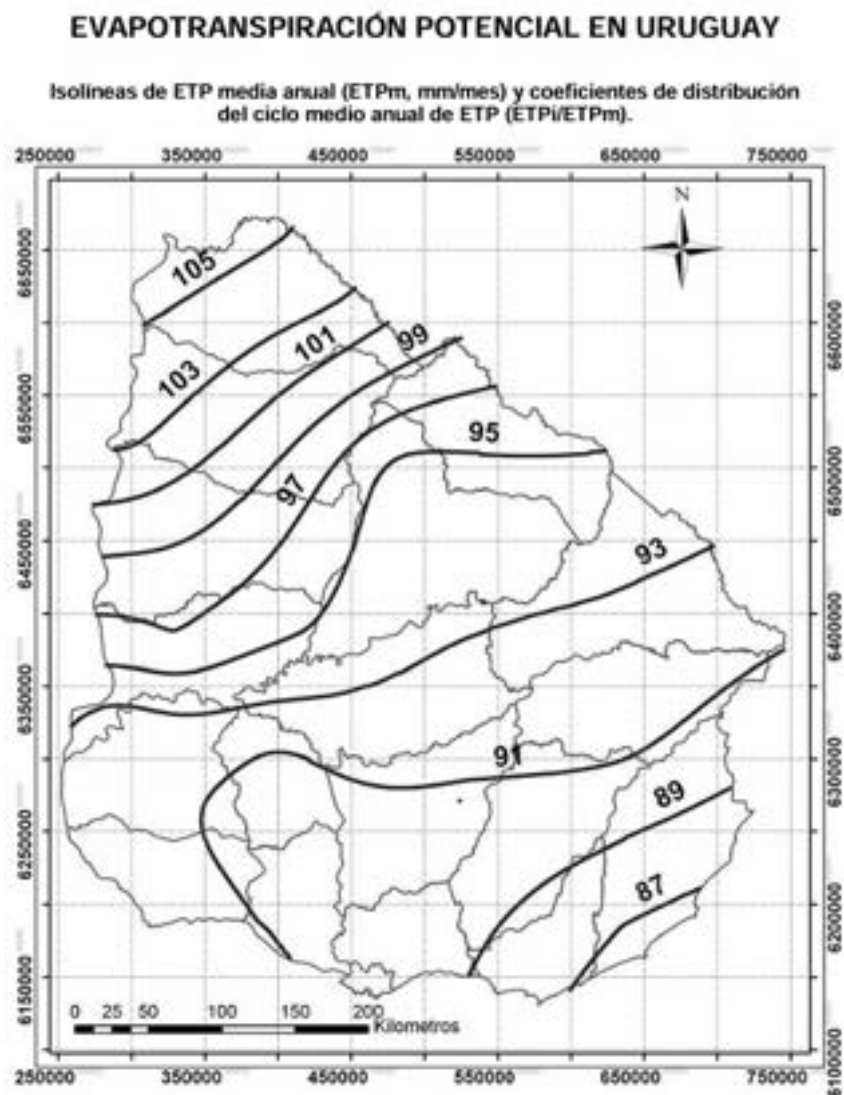


Figura 3.5: Isolíneas de evapotranspiración. Obtenido de IMFIA (s.f-b)

Tabla 3.6: Coeficientes de distribución del ciclo medio anual de ETP, obtenido de IMFIA (s.f-b)

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1,88	1,45	1,19	0,73	0,44	0,29	0,35	0,55	0,78	1,12	1,47	1,78

3.4.3. Información hidrométrica

La información hidrométrica que se obtuvo proviene de la base de datos de DINAGUA, de las estaciones 136 y 96. La estación 136 se ubica cerca de la ciudad de Melo, sobre el Arroyo Conventos, mientras que la estación 96 se encuentra en Paso Borches, sobre el Río

Tacuarí (Figura 3.6). En particular la estación 136 se encuentra sobre el puente de la Ruta N° 26, ingreso oeste a Melo, y fue la utilizada para la etapa de modelación hidrodinámica.

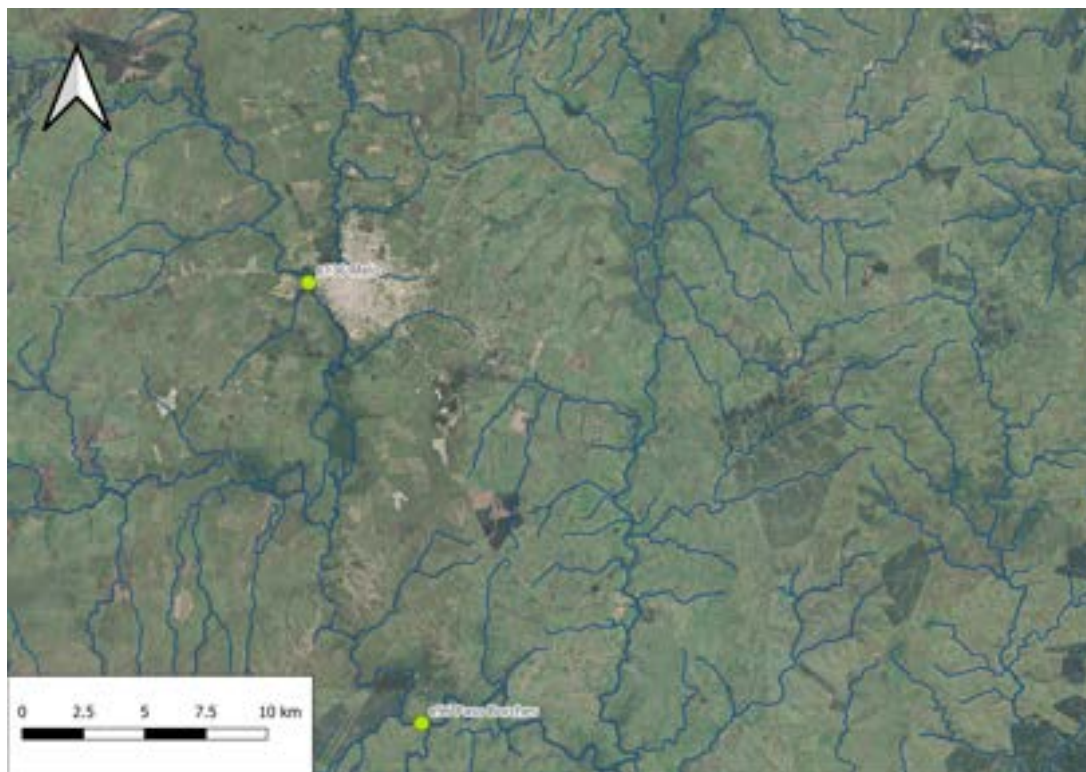


Figura 3.6: Ubicación de las estaciones hidrométricas en las cercanías de la zona de estudio

Para la estación 136 se adquirió una serie completa de niveles entre 1978 y 2004. A su vez, se consiguieron 30 datos espaciados entre 1986 y 2003 para nivel y caudal. Respecto a la estación 96, esta contenía una serie completa de nivel y caudal en el período 1965 y 2005. A continuación se resumen en la Tabla 3.7 el estudio de las series de nivel de dichas estaciones.

En particular, en la estación 136, hasta julio de 1984 se realizaban dos mediciones diarias del nivel del agua, a las 10:00 y a las 17:00 horas. A partir de agosto de ese mismo año, la frecuencia de registro aumentó a tres mediciones diarias, efectuadas a las 9:00, 12:00 y 18:00 horas. Posteriormente, desde diciembre de 1993, se mantuvo la frecuencia de tres mediciones por día, aunque con una modificación en los horarios de observación, que pasaron a ser a las 8:00, 12:00 y 18:00 horas.

Tabla 3.7: Tabla resumen del estudio de datos limnimétricos

Estación	Melo e136	Paso borches e96
Inicio del período	15/3/1978	18/2/1965
Fin del período	31/10/2004	9/12/2025
No. de días con registro	8416	19883
No. de datos faltantes	111	256
Porcentaje de faltantes	1,3 %	1,3 %

3.4.4. Información geológica

Los datos geológicos para la zona se obtienen de los geoservicios de la Dirección Nacional de Geología y Minería (DINAMGE). Se tiene un archivo en formato shapefile con información de unidades geológicas para todo el Uruguay. En la Figura 3.7 se puede ver la superposición de la información geológica con la zona de estudio.

Las unidades geológicas presentes en la cuenca con cierre aguas abajo de la ciudad de Melo son:

- Actual
- Formación Dolores
- Formación Tres Islas
- Formación Yaguarí inferior
- Formación Yaguari superior
- Formaciones Paso Aguiar y Mangrullo

Actual (Holoceno. Cuaternario. Cenozoico. Fanerozoico.)

Sedimentos limo -arcillosos, arenosos, a veces conglomerádicos (aluviones y coluviones), depósitos de turbas. Arenas fluviales, costeras y eólicas. Sedimentación mixta a predominancia continental

Formación Dolores (Pleistoceno. Cuaternario. Cenozoico. Fanerozoico.) Lodolitas y areniscas arcillosas muy finas, de colores pardos. Sedimentación continental, relacionada a fenómenos eólicos y de coluviación, con formación de flujos de barro, que se redepositan en las zonas topográficamente más bajas.

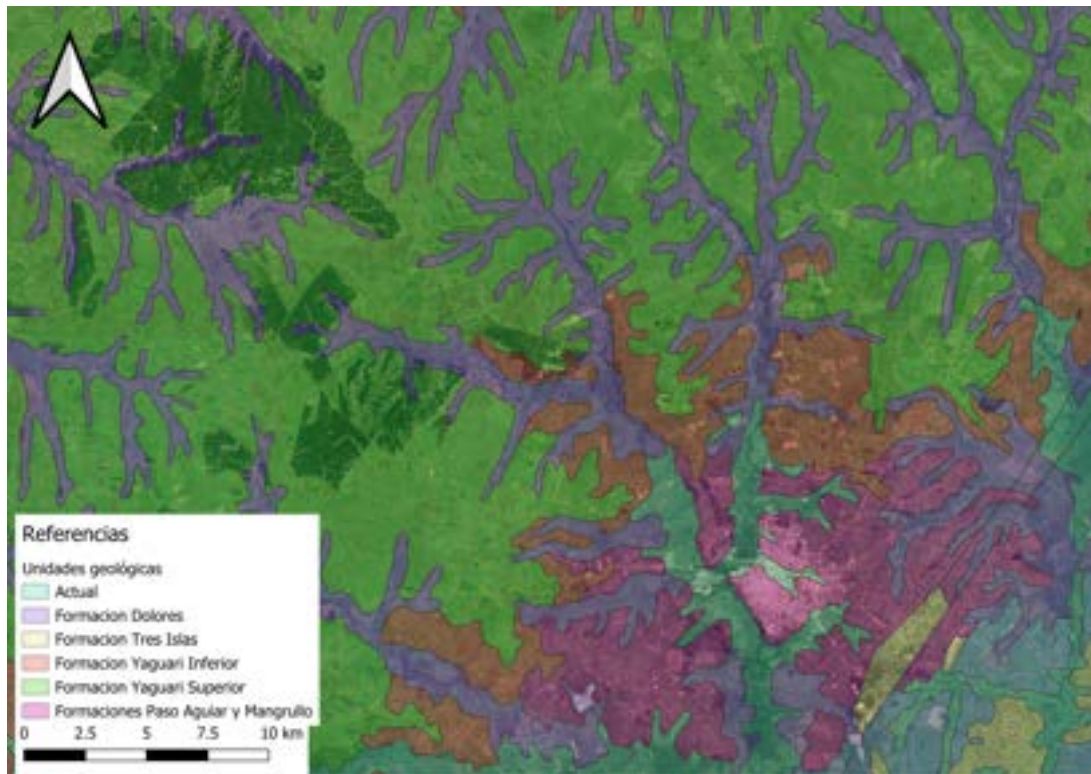


Figura 3.7: Unidades geológicas presentes en la zona de estudio

Formación Tres Islas (Inferior. Pérmico. Paleozoico. Fanerozoico) Areniscas finas a conglomerádicas, de selección regular, arcillosas, masivas, estratificación ondulante y cruzada, de color blanco amarillento. Se intercalan limolitas y lechos carbonosos. Sedimentación litoral.

Formación Yaguarí inferior (Superior. Pérmico. Paleozoico. Fanerozioco.) Limolitas, areniscas muy finas y lutitas micáceas, de estratificación laminar paralela. Colores pardo, violáceo, gris, verde y rojizo. Sedimentación fluvio – estuariana.

Formación Yaguarí superior (Superior. Pérmico. Paleozoico. Fanerozioco.) Areniscas finas a gruesas de selección variable, con intercalaciones de niveles arcillo-arenosos, lutitas, calizas, limolitas y conglomerados. Estratificación cruzada y paralela de colores rojo, pardo y violáceo.

Formaciones Paso Aguilar y Mangrullo (Medio.) Paso aguilar Limolitas y arenizcas muy finas, arcillosas, con estratificación paralela y cruzada muy fina de colores gris y verde. Sedimentación marina epicontinental. Mangrullo Limolitas, lutitas, lutitas pirobituminosas y niveles calcáreos de estructura masiva y/o estratificada laminar, de colores gris y negro. Sedimentación marina epicontinental.

3.4.5. Información de unidades de suelo

Se obtiene la carta de reconocimiento de suelos del Uruguay en formato shapefile de la web del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). En la Figura 3.8 se pueden ver las unidades de suelo presentes en la zona de estudio.

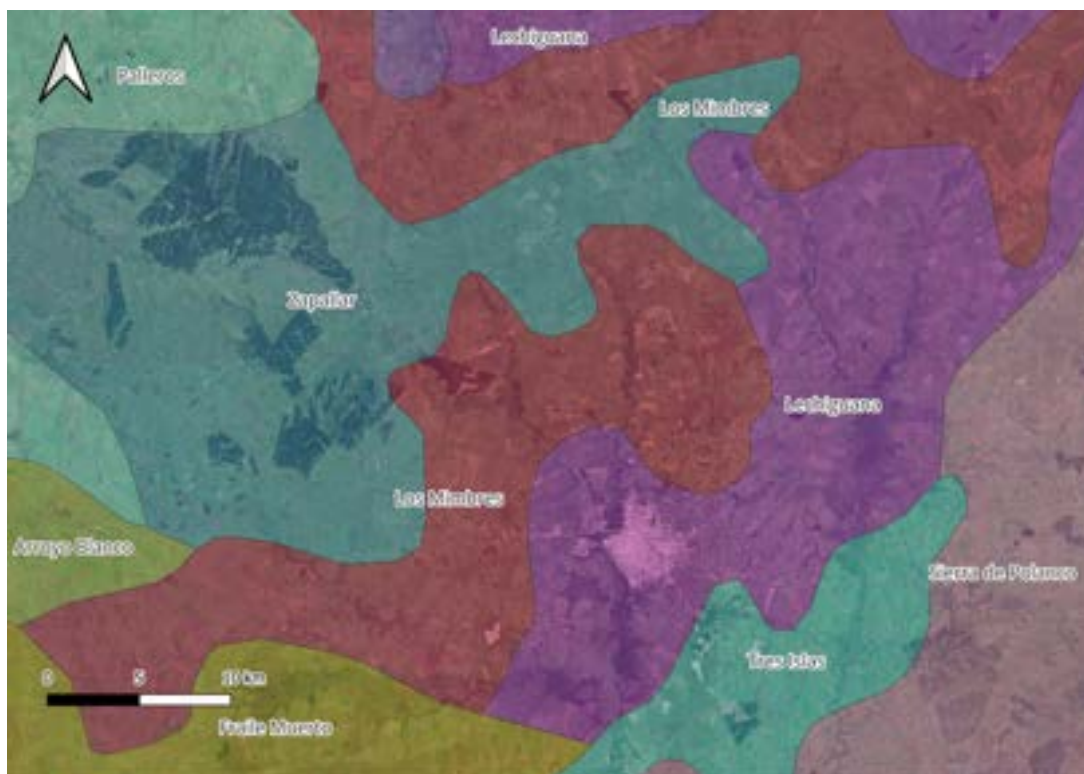


Figura 3.8: Unidades de suelo presentes en la zona de estudio

De las unidades de suelo identificadas solo cuatro resultan de interés, ya que son las presentes en las cuencas de la Figura 3.2, las mismas son:

- Los mimbres
- Zapallar
- Lechiguana
- Tres Islas

A cada una de estas unidades se le asocia un valor de agua disponible, el cual es obtenido de notas de cursos anteriores (Notas HHA - IMFIA, 2021). Esta información puede verse en la Tabla 3.8. Este valor es necesario en particular para la etapa de balance hídrico del embalse.

Tabla 3.8: Unidades de suelo de la zona de estudio junto a su agua disponible

Unidad	AD (mm)
Los mimbres	100,1
Lechiguana	113,3
Zapallar	153,2
Tres Islas	96,6

3.4.6. Información geotécnica

En el marco del proyecto Itacuruzú se realizaron varios cateos, cuya distribución en planta en la zona del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce se muestra en la Figura 3.9. Las perforaciones se ejecutaron en dos campañas.



Figura 3.9: Pozos realizados en el marco del proyecto Itacuruzú para las presas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

La primera campaña del Arroyo Conventos abarcó los pozos 1 a 18 en los que se utilizó para las perforaciones el método rotativo manual. Para el Arroyo del Sauce, esta cubrió la zona del dique, donde se encuentran los pozos 1 a 7.

La segunda campaña continuó con la perforación con método rotativo mecanizado de

algunos pozos, y se realizaron nuevos pozos en zonas de préstamo. A continuación se enumeran dichos pozos para ambos cursos de agua:

- Arroyo Conventos

- Perforación profunda con método mecanizado: pozos N^{os} 1, 2, 6 y 9
- 9 nuevos pozos, enumerados del 19 al 27

- Arroyo del Sauce

- Perforación profunda con método mecanizado: pozos impares de la zona del dique: pozos N^{os} 1, 3, 5 y 7
- 16 nuevos pozos, enumerados 8 y del 10 al 24

Las muestras de suelo obtenidas se describen, ensayan y clasifican según el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). A su vez, se identifica el nivel de la napa freática en cada perforación y zonas con filtración de agua.

Entre las dos campañas se identificó suelo arcilloso (CL) en abundancia, presencia de suelo arenoso (SC, SM y SP-SM) y limitada cantidad de suelo limoso (ML y MH).

En cuanto a las perforaciones realizadas en roca, se utilizó el método de perforación rotativo mecanizado. Los perfiles litológicos se extraen y se etiquetan según su Rock Quality Designation (RQD) y el % del perfil recuperado. En la Figura 3.10 se presenta el perfil del pozo PC01, extraído en las campañas realizadas para el Proyecto Itacuruzú. Los perfiles de los pozos PC06 y PC09 se exponen en la Apéndice C.



Figura 3.10: Perfil litológico del pozo PC01 obtenidos de las campañas realizadas para el Proyecto Itacuruzú

Propiedades mecánicas

A continuación se describen los principales ensayos geotécnicos empleados en la campaña de investigación. Información complementaria sobre cada ensayo se presenta en el Apéndice C.

Entre los ensayos realizados, se destacan los siguientes:

- Ensayo granulométrico
- Ensayo triaxial consolidado no drenado
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado
- Ensayo de permeabilidad

El ensayo granulométrico se realiza para caracterizar la distribución de tamaños de partículas de un suelo, y de esta forma clasificar el material.

Los ensayos triaxiales permiten cuantificar el comportamiento mecánico del suelo cuando está sometido a esfuerzos de confinamiento y corte. Entre los parámetros que se pueden obtener están: resistencia al corte, cohesión, ángulo de fricción interna y módulos de deformación, fundamentales para analizar el desempeño geotécnico del suelo.

Los ensayos de permeabilidad permiten determinar la capacidad del suelo para dejar pasar el agua, cuantificando su coeficiente de permeabilidad. Esta información es esencial para analizar el drenaje, y estimar fenómenos como la filtración y la erosión interna.

3.4.7. Información de estructuras hidráulicas existentes

Es pertinente identificar las obras hidráulicas que interceptan los cursos de agua en la zona de estudio, dado que estas estructuras modifican el flujo, generando cambios en los niveles de agua y en la distribución de velocidades. La geometría de los puentes considerada en el modelo hidrodinámico se presenta en la Subsubsección 5.3.3.

En particular, los estribos y las pilas de los puentes reducen el área de pasaje del cauce, produciendo una contracción en el flujo que puede incrementar el remanso aguas arriba de la estructura y, en consecuencia, aumentar la afectación de las márgenes del arroyo.

Por otra parte, los puentes constituyen puntos de control hidráulico del cauce. En uno de ellos se encuentra instalada la estación limnimétrica e136 de DINAGUA.

Asimismo, los puentes son elementos esenciales para la conectividad de la ciudad con el resto del país. Por este motivo, resulta de interés determinar para qué períodos de retorno las crecidas producen pérdidas de conectividad.

Sobre el Arroyo Conventos, se encuentran en proximidad el puente vehicular sobre las Rutas Nacionales N° 7 y 26, así como el puente ferroviario. La ubicación de estos se presenta en la Figura 3.11 y se muestran fotos de los mismos en la Figura 3.12 y Figura 3.13.

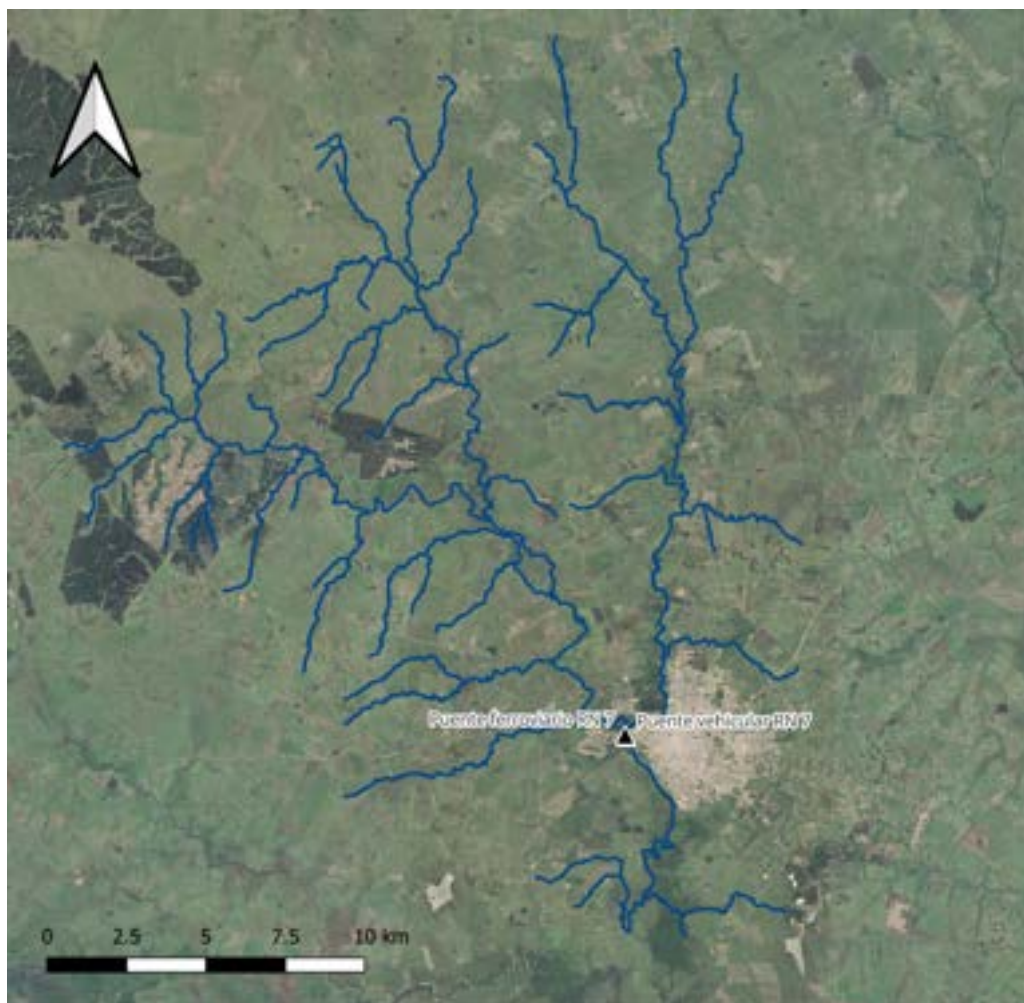


Figura 3.11: Obras hidráulicas en la zona de estudio



Figura 3.12: Puente vehicular y ferroviario sobre R.N. N° 7 y 26. Fuente: Google Street View



Figura 3.13: Puente vehicular sobre R.N. N° 7 y 26. Fuente: stonek: banco de fotos (s.f.)

3.5. Síntesis del capítulo

En esta sección se presentó la información recopilada para la caracterización de la zona de estudio. Esta comprende tanto los aspectos generales del área, como la distribución de la población en la ciudad de Melo y la delimitación de las cuencas de aporte del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, así como también los datos de base necesarios para el desarrollo de los modelos presentados en las Sección 4 y Sección 5.

La información utilizada proviene de diversas fuentes, obtenidas en distintos períodos y con diferentes niveles de detalle. Por ejemplo, el MDT de IDEuy corresponde a un relevamiento más reciente y presenta una resolución espacial significativamente mayor que el MDT de RENARE, elaborado a partir de fotografías aéreas de las décadas de 1960 y 1980.

En cuanto a la información pluviométrica, se dispone de series temporales extensas, aunque la mayoría de los registros corresponden a precipitaciones acumuladas diarias. La disponibilidad de datos horarios se limita a algunos eventos puntuales, lo que restringe el análisis detallado de tormentas históricas. Asimismo, la longitud de las series no es uniforme entre las distintas estaciones, identificándose casos con una cantidad importante de datos faltantes. En algunas estaciones, además, existen número de días faltantes igual a cero, algo que podría corresponder a que no se efectuó registro y se anota como valor cero.

Por su parte, la serie hidrométrica de la estación 136 tiene una extensa serie temporal, aunque presenta la limitación de que la estación dejó de reportar información en el año 2004, disponiéndose de datos únicamente para el período comprendido entre 1978 y 2004.

En relación con la información geotécnica, los antecedentes disponibles provienen del proyecto Itacuruzú, realizados en sus respectivos emplazamientos. Sin embargo, constituyen las mejores referencias existentes en la zona.

Para la delimitación de cuencas, el MDT y la cartografía de suelos constituyen los insumos fundamentales para la modelación hidrológica de eventos extremos desarrollada en el

Sección 4. A su vez, la serie hidrométrica de la estación 136 permitió la calibración y validación del modelo hidrodinámico presentado en el Sección 5, mientras que la geometría y ubicación de los puentes relevados sobre los Arroyos Conventos y del Sauce son importantes para representar adecuadamente la zona de estudio en el modelo. Finalmente, los antecedentes geotécnicos del proyecto Itacuruzú constituyeron la base técnica para el diseño de las presas desarrollado en el Tomo II.

Si bien la heterogeneidad en la información disponible constituye una limitación del estudio, no invalida los análisis realizados, sino que condiciona el nivel de detalle y la incertidumbre asociada a las etapas posteriores del proyecto.

4. Modelación Hidrológica de Extremos

En este capítulo se presenta la modelación hidrológica, iniciando con una introducción a la temática y a los principales enfoques y modelos utilizados en la estimación de escurrimientos. Posteriormente, se expone la justificación del modelo adoptado, el método NRCS, en función de las características de la cuenca y de los objetivos del proyecto. Finalmente, se presentan los resultados obtenidos, los cuales constituyen los insumos para el desarrollo de la modelación hidrodinámica. Se destaca que la modelación hidrológica e hidrodinámica fueron realizadas de forma conjunta, por lo tanto, algunos resultados fueron obtenidos de forma iterativa, utilizando ambos modelos para tener conclusiones.

4.1. Introducción al modelo hidrológico

Según (Chow, 1988), el objetivo de analizar un sistema hidrológico es estudiar cómo funciona y, de este modo, predecir su salida. En consecuencia, un modelo de sistema hidrológico constituye una aproximación al sistema real, en el cual las entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables, mientras que la estructura está formada por un conjunto de ecuaciones que relacionan dichas entradas con las salidas.

Para diseñar una obra hidráulica se desea estimar el caudal máximo en el punto de cierre. Si no hay datos aforados, se recurre a precipitaciones extremas y a un modelo lluvia-escorrentía, usualmente mediante una tormenta de diseño. Para estos modelos es necesario conocer el tiempo de concentración, definido como el tiempo que tarda una gota en realizar el recorrido hidráulicamente más largo, lo que representa el momento en que toda la cuenca comienza a aportar al flujo. Para calcularlo se distingue entre flujo concentrado, que ocurre en el cauce del curso de agua, y flujo no concentrado, correspondiente al escurrimiento superficial en las partes altas antes de acumularse en el cauce (Silveira et al., 2000).

En este contexto, uno de los métodos más utilizados para estimar la transformación lluvia-escorrentía en cuencas no aforadas es el método NRCS. Desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de Estados Unidos, este procedimiento permite estimar tanto el volumen de escurrimiento como el hidrograma de crecidas en pequeñas cuencas, a partir de parámetros como la precipitación, el tipo de suelo, la cobertura vegetal y las condiciones antecedentes de humedad (Silveira et al., 2000).

En cuanto a la aplicabilidad de este método, este se recomienda utilizar en aquellas cuencas cuyos tiempos de concentración son mayores a 1 hora, por lo tanto, se está dentro de las hipótesis del método.

4.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (t_c) es uno de los parámetros de mayor incertidumbre en el diseño de obras hidráulicas. Su cálculo se realiza mediante ecuaciones empíricas que fueron desarrolladas en otras regiones, con suelos, topografía y clima diferentes, que en el ámbito nacional han sido validadas solo de forma parcial e indirecta (Cassou, 2012). Entre los factores que influyen en t_c se destacan la intensidad y duración de la precipitación, la pendiente y rugosidad del terreno, así como la longitud del recorrido del flujo.

La ecuación de Kirpich es una de las más utilizadas a nivel internacional y regional debido a su sencillez y a que requiere únicamente parámetros que pueden obtenerse de forma sencilla como de MDT o relevamientos. Existen además otras expresiones específicas para distintos tipos de cuencas, como la de California Culverts Practice (aplicable a cuencas montañosas), la de la Federal Aviation Agency (para escurrimientos superficiales en áreas urbanas) y la desarrollada por el NRCS, empleada en cuencas menores a 8 km², entre otras (Cassou, 2012).

A los efectos del presente proyecto, se utiliza la ecuación de Kirpich detallada en la Ecuación 4.1, ya que permite realizar el cálculo a partir de la longitud del cauce principal en km (L) y la pendiente media del lecho (S) en ‰, la cual incluye la pendiente desde el parteaguas hasta la desembocadura, calculada como $S = \Delta H/L$. Se recomienda que la pendiente de la cuenca se encuentre entre 3 y 10 ‰.

$$t_c = \frac{0,3989L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (4.1)$$

Entre las alternativas disponibles, la elección del método se basa en que ha sido testeado en algunas cuencas del territorio y ha mostrado responder de forma satisfactoria. Por lo tanto, puede utilizarse en cuencas con características de las estudiadas en el presente trabajo (Notas HHA - IMFIA, 2021). Además, las pendientes de las cuencas analizadas se encuentran dentro de las hipótesis de aplicación del método.

4.3. Método NRCS

El método NRCS se emplea para estimar la esorrentía directa y el hidrograma resultante a partir de un evento de precipitación. Su aplicación comprende tres etapas principales: (i) la construcción de la tormenta de diseño, (ii) la estimación de la precipitación efectiva mediante el método del Número de Curva (CN) y (iii) la obtención del hidrograma unitario triangular del SCS de la cuenca.

Se presenta a continuación un resumen del método y las etapas, y en el Apéndice D se presenta tanto el procedimiento de forma más detallada como las tablas y figuras utilizadas durante el proceso

4.3.1. Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño constituye el patrón de precipitación utilizado para dimensionar sistemas hidrológicos (Chow, 1988). Para su elaboración se emplea el método del Bloque Alternativo, el cual distribuye los incrementos de precipitación de forma que el máximo ocurra en el centro de la duración total, y luego los demás bloques se ordenan de forma decreciente alternando hacia la derecha e izquierda del bloque central.

La profundidad de lluvia para cada intervalo se determina a partir de las curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF), aplicando los coeficientes de corrección por tiempo de retorno, duración y área de la cuenca. La duración básica del intervalo se adopta como:

$$D(h) = \frac{t_c}{7}$$

donde t_c es el tiempo de concentración de la cuenca. El resultado final es un hietograma distribuido en 12 bloques sucesivos cuya suma corresponde a la precipitación de diseño.

4.3.2. Precipitación efectiva

La precipitación efectiva corresponde a la fracción de la lluvia que genera escorrentía superficial directa. El método del Número de Curva (CN), desarrollado por el SCS, permite estimar esta magnitud en función de las características del suelo, el uso de la tierra y las condiciones de humedad antecedente.

Bajo las hipótesis del método, la relación entre cantidades reales y potenciales equivalentes se expresa como:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

donde P es la precipitación acumulada, I_a las abstracciones iniciales y S la retención potencial máxima. Tomando $I_a = 0,2S$, se obtiene la expresión final para la precipitación efectiva:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

El valor de S se vincula con el número de curva mediante:

$$S \text{ (mm)} = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

El CN se determina según el tipo y cobertura del suelo y las condiciones de humedad antecedente (AMC I, II o III). Además, en caso de cuencas con distintos tipos de suelo y diferentes usos de la tierra, se puede obtener un número de curva compuesto (Chow, 1988).

4.3.3. Hidrograma unitario

El hidrograma unitario representa la respuesta de la cuenca en forma de hidrograma de escurrimiento ante una unidad de exceso de precipitación distribuida uniformemente. El método NRCS utiliza un hidrograma unitario triangular cuya forma se define a partir del caudal pico (q_p) y del tiempo de ocurrencia del pico (T_p).

El caudal pico se expresa como:

$$q_p = \frac{2,08 A}{T_p}$$

donde A es el área de la cuenca en km^2 .

El tiempo al pico se estima mediante el tiempo de retardo t_p (lag) y la duración efectiva de la lluvia t_r :

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad \text{y} \quad t_p = 0,6 T_c$$

siendo T_c el tiempo de concentración. El hidrograma resultante se obtiene escalando el hidrograma unitario en función del exceso de lluvia calculado.

4.4. Introducción al software HEC-HMS

Para la modelación hidrológica se utiliza como herramienta el software *HEC-HMS*, un sistema que permite representar cuencas hidrográficas y simular los procesos del ciclo hidrológico mediante una red dendrítica. El modelo de cuenca se construye delimitando el área de interés y desagregando el ciclo hidrológico en componentes que, conectados entre sí, reproducen los procesos de escurrimiento. La utilización de HEC-HMS responde, entre otros aspectos, a su compatibilidad con HEC-RAS, software empleado para la modelación hidrodinámica, ya que permite importar directamente los hidrogramas generados durante la modelación hidrológica. Asimismo, con el objetivo de validar los resultados obtenidos

mediante el software, los principales cálculos fueron reproducidos en planillas de cálculo, verificándose la consistencia entre ambos procedimientos.

Una simulación en *HEC-HMS* integra tres componentes principales: el modelo de cuenca, el modelo meteorológico y las especificaciones de control (Hydrologic Engineering Center, 2023). El modelo de cuenca representa la red de drenaje y las características hidrológicas de la cuenca, incorporando los métodos de pérdidas, transformación lluvia–escorrentía, caudal base y enrutamiento. El modelo meteorológico incluye las variables climáticas que actúan como datos de entrada, siendo la precipitación la principal para la simulación de eventos aislados. Por último, las especificaciones de control establecen el período de simulación y el intervalo temporal de cálculo.

Para este estudio se construyeron modelos de cuenca en *HEC-HMS*, definiendo como punto de cierre el ubicado aguas abajo de la ciudad de Melo. Asimismo, a todos los modelos se les asignó el terreno definido por el IDEuy.

En la construcción del modelo de cuenca se adoptaron las siguientes configuraciones (Hydrologic Engineering Center, 2023):

- **Pérdidas por infiltración** (*Infiltration loss*): método del número de curva SCS.
- **Transformación de exceso de precipitación** (*Transform*): hidrograma unitario del SCS.

En cuanto al modelo meteorológico, se incorporó únicamente la precipitación, definida mediante un hietograma especificado por el usuario, a partir de datos procesados externamente en planillas de cálculo. Para la elaboración de la **tormenta de diseño** se utilizó el tiempo de concentración (t_c) calculando la duración de la tormenta con el método del bloque alterno, y se calcularon los coeficientes de corrección en función de la duración, el tiempo de retorno y el área, además de considerar el valor $P_{3,10}$ obtenido de las IDF (Figura D.1). Con esta información, y aplicando el **método del bloque alterno**, se generó la tormenta de diseño. En el software *HEC-HMS* se procesa esta tormenta realizando las últimas dos etapas del método NRCS, las cuales corresponden a la precipitación efectiva y el hidrograma unitario.

4.5. Esquematización del modelo hidrológico

El procedimiento adoptado para la modelación hidrológica fue el detallado a continuación. En primer lugar, se definió el punto de cierre de la cuenca en un sector ubicado aguas abajo de la ciudad de Melo. A partir de este punto se generó una subdivisión de la cuenca principal, con el objetivo de obtener una discretización adecuada y aproximar

de mejor manera la hipótesis del método NRCS, que establece que la lluvia de diseño es espacialmente uniforme dentro de cada subcuenca. La subdivisión de la cuenca en subcuencas fue necesaria para representar adecuadamente los aportes de los afluentes laterales que desembocan en los arroyos principales. De esta forma, cada afluente pudo ser modelado hidrológicamente de manera independiente, incorporándose posteriormente al modelo hidrodinámico como un caudal lateral previamente transitado.

4.5.1. Esquema utilizado

La elección de la esquematización de la cuenca se basó en criterios orientados a que exista una compatibilidad entre el modelo hidrológico y el modelo hidrodinámico. En primera instancia, se implementó un modelo hidrológico mediante el método NRCS considerando la cuenca completa, como la Figura 4.1. Si bien este enfoque permitía estimar el caudal del Arroyo Conventos en el punto de cierre, no resultaba adecuado para representar los distintos tramos de los Arroyos del Sauce y Arroyo Conventos, por lo que se decidió proceder a una discretización más detallada.

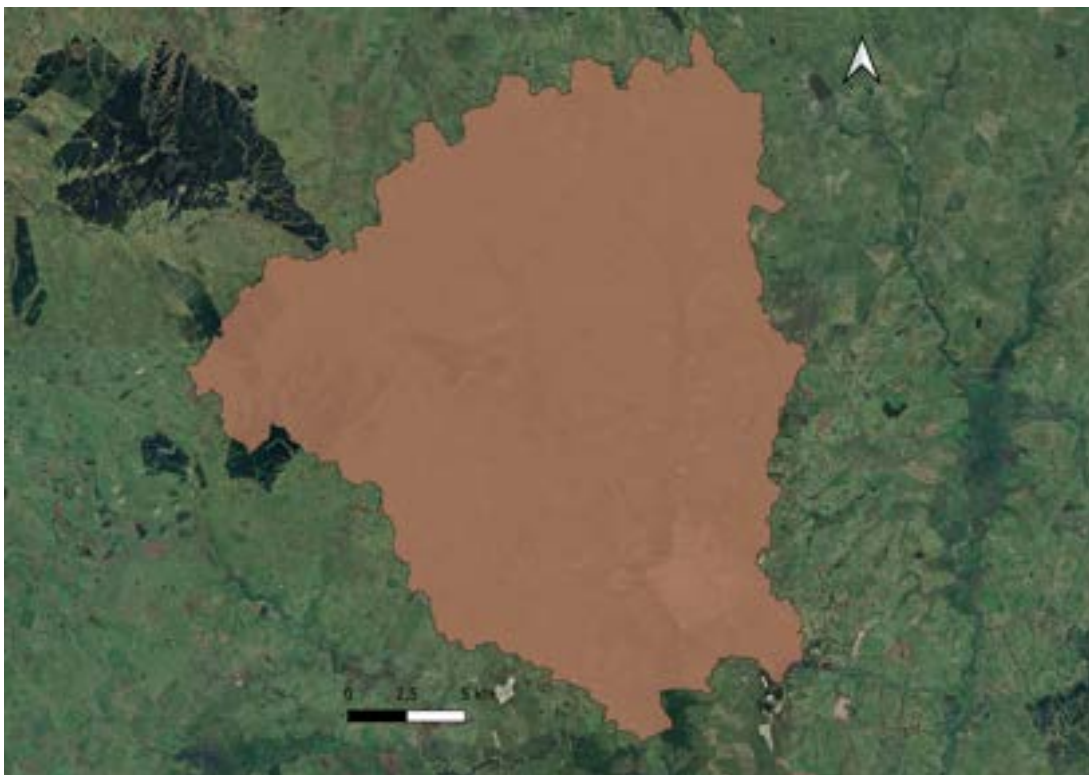


Figura 4.1: Cuenca entera con cierre aguas abajo de Melo considerada para la modelación hidrológica de extremos

En una segunda etapa, se adoptó la discretización mostrada en la Figura 4.2, que permite ingresar al modelo hidrodinámico (realizado en *HEC-RAS*) los aportes laterales correspondientes a los principales afluentes de ambos arroyos.

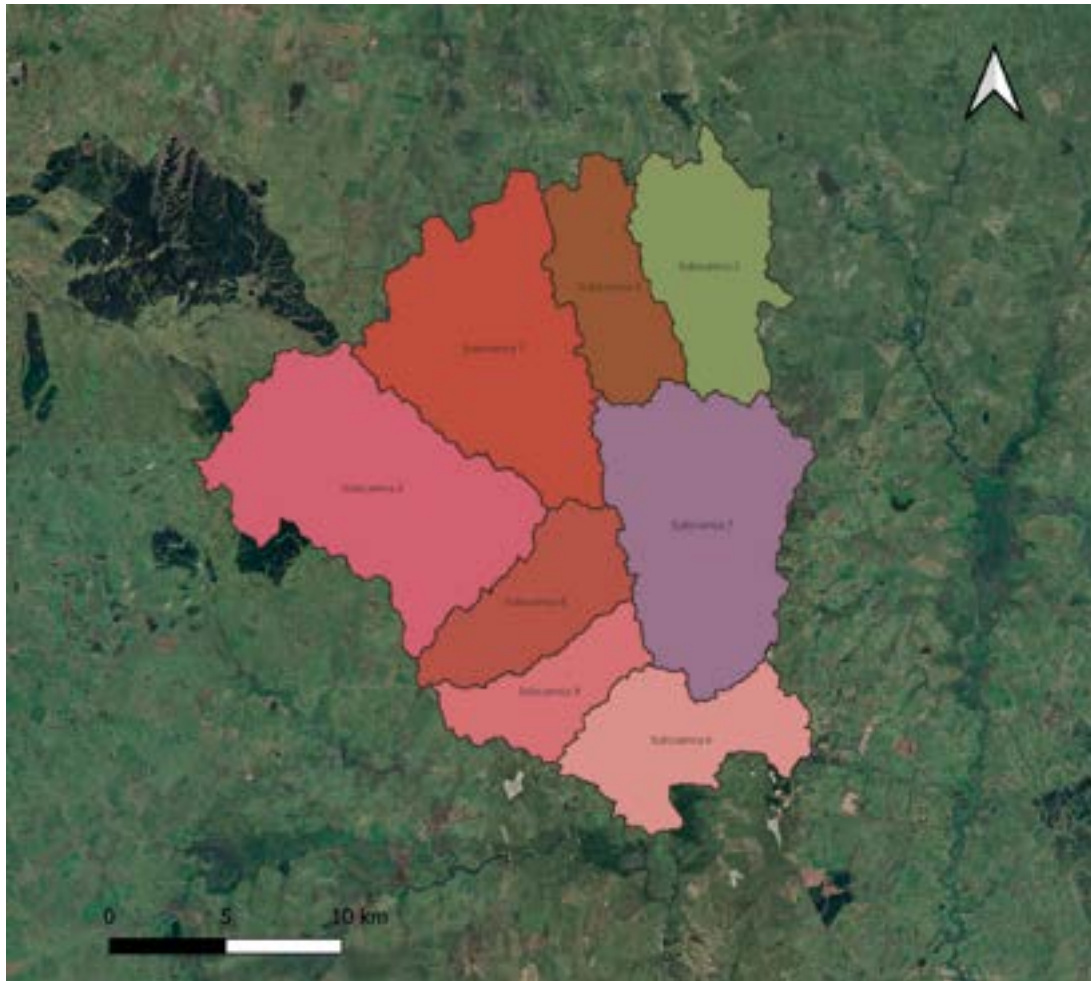


Figura 4.2: Subcuencas definidas para la modelación hidrológica de extremos

Posteriormente, se evaluó una tercera alternativa, la cual consistía en subdividir aún más la cuenca (Figura 4.3), lo que implicaría modelar un mayor número de tramos de arroyos en HEC-RAS. Dado que el objetivo es que las salidas del modelo hidrológico sirvan como entradas en el modelo hidrodinámico, se resolvió discretizar la cuenca de los arroyos en función de los afluentes más relevantes, modelando de forma completa las cuencas del Arroyo del Sauce y del Arroyo Conventos, adoptando la Figura 4.2 como modelo final para la modelación de situación actual.

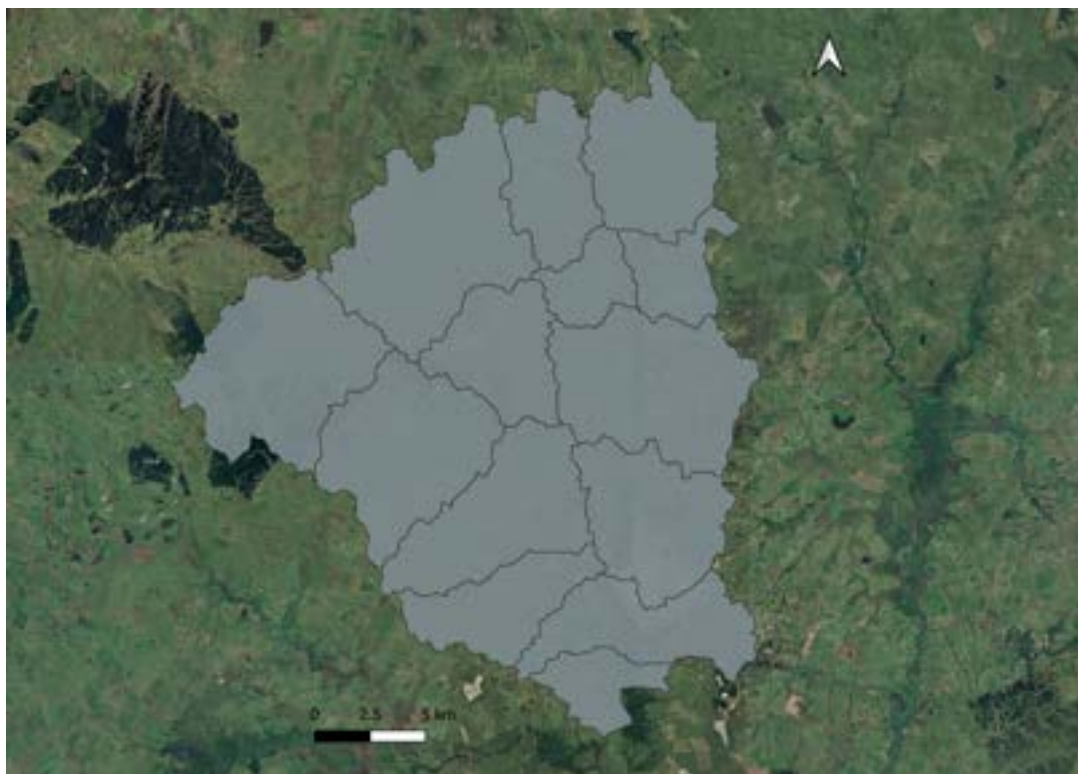


Figura 4.3: Tercer alternativa de subdivisión de subcuencas para la modelación hidrológica de extremos

Finalmente, al incorporar las presas al modelo, la discretización de la cuenca deberá adecuarse a la ubicación de las estructuras. En consecuencia, será necesario redefinir el esquema de subcuencas, de modo que la modelación represente correctamente los aportes al embalse y los caudales que ingresan aguas abajo.

Algunos manuales limitan el área de cuenca en 2500 ha para que la hipótesis de que la precipitación efectiva sea uniforme en toda la cuenca sea válida, sin embargo en muchas cuencas de área superior los resultados son igualmente admisibles.

En el artículo "Sistema de alerta temprana para previsión de avenidas en la ciudad de Durazno" (Silveira et al., 2015) se puede observar la implementación de un modelo hidrológico con división de subcuencas con áreas mayores a las utilizadas en este proyecto donde la implementación del método NRCS fue considerada válida.

Los afluentes mas importantes que se modelaron bajo el esquema de Figura 4.2 fueron:

- Cañada de la arena
- Arroyo Sauce de Conventos
- Arroyo del medio
- Cañada Zanja Honda

- Afluente de la subcuenca 9

4.5.2. Cálculo de parámetros

Para cada subcuenca se calcularon los parámetros hidrológicos necesarios: tiempo de concentración (t_c), precipitación $P_{3,10}$, Número de Curva (CN), entre otros.

El número de curva (CN) se determinó mediante una ponderación basada en los diferentes usos del suelo presentes en cada subcuenca y en los grupos hidrológicos a los que pertenece cada tipo de suelo. Para ello fue necesario descomponer espacialmente cada subcuenca, dado que en la mayoría de los casos incluían superficies correspondientes a más de un grupo hidrológico. Esta descomposición se realizó mediante la herramienta *QGIS* utilizando un archivo en formato shapefile de unidades de suelo obtenido del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), 2020). En la Figura 4.4 se tiene la descomposición de las unidades de suelo por subcuenca.

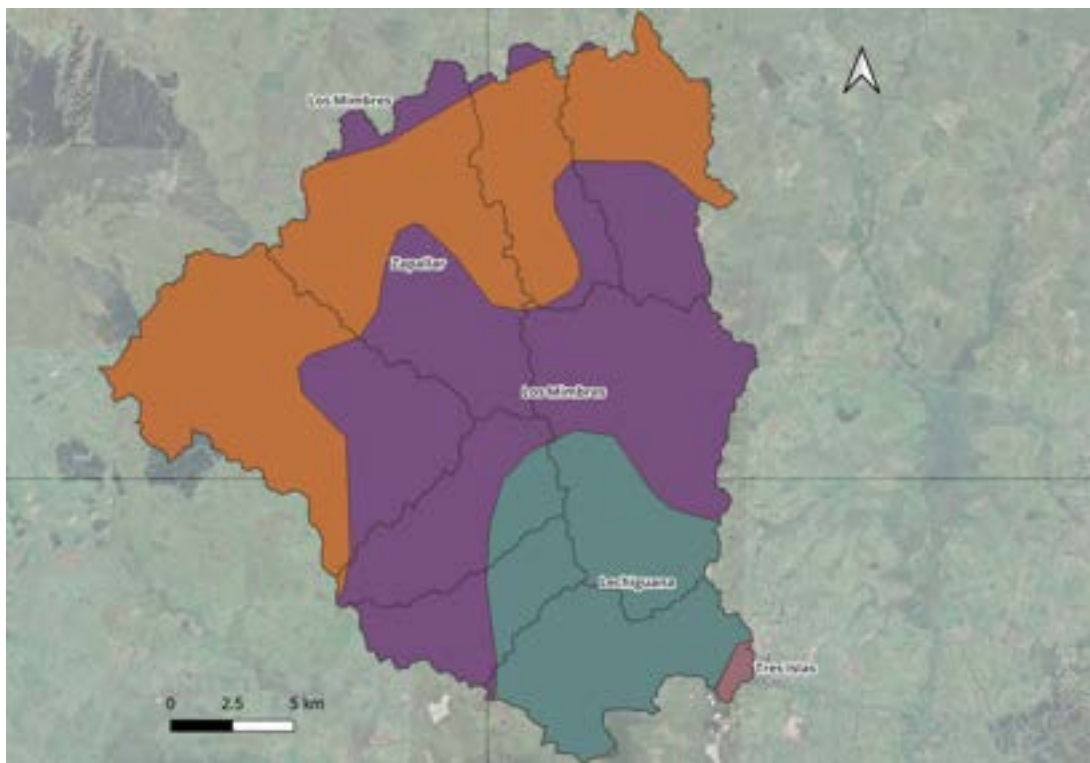


Figura 4.4: Unidad de suelo por subcuenca de la modelación hidrológica de extremos

Las unidades de suelo presentes en cada subcuenca se resumen en la Tabla 4.1. En la misma tabla se especifica a que grupo hidrológico corresponde cada unidad de suelo.

En cada subcuenca se identificaron y cuantificaron las áreas de bosque, pastizal y zona residencial (usos de suelo detectables y con gran presencia en la cuenca de estudio) a partir

Tabla 4.1: Área por unidad de suelo en las subcuencas

Subcuenca	Zapallar (ha)	Los Mimbres (ha)	Lechiguana (ha)	Tres Islas (ha)
1	4.910,7	3.864,2	0.0	0,0
2	2.835,9	2.126,1	8.2	0,0
4	6.718,2	3.241,2	0.0	0,0
5	2.769,2	1.000,8	0.0	0,0
7	15,2	5.584,8	3.037.5	0,0
8	33,3	2.911,5	859.2	0,0
6	0,0	33,4	4.210.4	213,5
9	0,0	1.618,3	1.220.7	0,0
GH	D	C	C	B

de imágenes satelitales, delimitadas mediante polígonos. Con estas áreas se calcularon los porcentajes relativos de cada uso del suelo sobre el total de la subcuenca. Luego, utilizando los valores teóricos de CN de la Tabla D.2 del Apéndice D, se obtuvo el producto entre el porcentaje de cada categoría y el número de curva correspondiente al grupo hidrológico asignado.

En particular, para los pastizales se adoptaron condiciones óptimas, ya que en las imágenes satelitales se observaban áreas con cobertura vegetal continua y sin signos de degradación. Para los bosques, la cobertura también era buena, dado que en esas zonas la densidad vegetal era importante. Por otro lado, en las áreas urbanas la densidad de casas era alta, por lo que se adoptó un valor de impermeabilización elevado (65 %).

La suma de estos productos permitió obtener el Número de Curva ponderado para cada subcuenca. A modo ilustrativo, a continuación se presenta el cálculo para la Subcuenca 1.

Tabla 4.2: Áreas por uso de suelo

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal [ha]	4.905,0	3.548,9	0,0
Área bosque [ha]	5,75	315,27	0,0
% pastizal	99,88	91,84	0,00
% bosque	012	8,16	0,00

Tabla 4.3: Cálculo del Número de Curva ponderado para GH C y GH D

Uso del suelo	GH C			GH D		
	%	CN	Producto	%	CN	Producto
Pastizal	91,84	74	6.796,25	99,88	80	7.990,64
Bosque	8,16	70	571,11	0,12	77	9,01
Suma/100	100	–	73,67	100	–	79,99

El CN final para la subcuenca 1 se calculó según:

$$CN_{Subcuenca1} = \frac{producto(C) \cdot area(C) + producto(D) \cdot area(D)}{area_{total}} = 77,2 \quad (4.2)$$

Este procedimiento se repite para cada una de las subcuencas, con sus respectivas áreas por uso del suelo. Los usos del suelo por grupo hidrológico por subcuenca se presentan en el Apéndice D en la Tabla D.6, Tabla D.7, Tabla D.8, Tabla D.9, Tabla D.10, Tabla D.11 y Tabla D.12.

Finalmente, el número de curva para cada subcuenca, calculado con la metodología expuesta para la subcuenca 1, son los presentes en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Número de Curva (AMC II) ponderado por unidad y uso del suelo para cada subcuenca

Subcuenca	CN II
1	77,21
2	77,40
4	77,49
5	78,34
7	75,41
8	73,88
6	76,08
9	73,88

El tiempo de concentración (t_c) se estimó mediante la ecuación de Kirpich, utilizando la longitud hidráulica del cauce (ver Figura 4.5) y la diferencia de alturas. El área de cada subcuenca se verificó comparando los valores obtenidos en el modelo hidrológico

con los derivados de la herramienta Sistema Informático Geográfico (GIS), observándose coincidencia entre ambos.



Figura 4.5: Longitudes hidráulicas de las diferentes subcuencas

El valor de $P_{3,10}$ se obtuvo intersectando un ráster basado en el mapa de las curvas IDF para Uruguay con las subcuencas. Con esta información se calculó la precipitación en cada bloque y posteriormente la tormenta de diseño. Este ráster corresponde a la representación gráfica de la Figura D.1 del Apéndice D. Los parámetros finales de cada subcuenca se presentan en la Tabla 4.5.

Con los parámetros previamente calculados, se elaboró la tormenta de diseño que se incorporó en el modelo hidrológico de *HEC-HMS*. La metodología empleada, así como los valores requeridos por el método de escorrentía-infiltración adoptado, se detallan en la Tabla D.5 presente en el Apéndice D.

Una vez incorporada la tormenta al software *HEC-HMS*, se ejecutaron simulaciones hidrológicas, obteniéndose los hidrogramas de cada subcuenca. Estos hidrogramas constituyen las condiciones de borde hidrológicas para el modelo hidrodinámico en *HEC-RAS*.

Con este modelo se simulaban tormentas de distintos tiempos de retorno para representar el comportamiento hidrológico de los arroyos bajo diferentes condiciones, incluyendo los tiempos de retorno utilizados para el diseño de la presa. En este contexto se modelaron: TR2, TR10, TR100, TR500, TR1.000, TR5.000 y TR10.000. Para cada simulación se

generó una tormenta realizada a partir de los parámetros de t_c , área, $P_{3,10}$ y NC promedio de todas las subcuencas, para cada tiempo de retorno, la cual fue ingresada en cada una de las subcuencas. Esta elección será explicada en la Subsubsección 4.5.3.

Tabla 4.5: Resumen de parámetros hidrológicos calculados para cada subcuenca

Parámetro	Descripción	Unidad	S1	S2	S4	S5	S6	S7	S8	S9	Prom.
L	Longitud hidráulica	km	19,9	16,4	23,8	15,5	16,5	23,4	11,5	13,1	19,2
H1	Punto bajo	m	100,6	110,0	105,2	104,4	91,0	92,8	99,0	92,9	100,7
H2	Punto alto	m	164,9	172,1	164,8	184,4	157,0	167,0	164,0	158,0	168,3
H	Diferencia de altura	m	64,3	62,1	59,6	80,0	66,0	74,2	65,0	65,1	67,7
S	Pendiente	–	0,003	0,004	0,003	0,005	0,004	0,003	0,006	0,005	0,004
S	Pendiente	%	0,3	0,4	0,3	0,5	0,4	0,3	0,6	0,5	0,4
Tc	Tiempo de concentración	h	6,2	5,0	7,8	4,2	4,9	7,1	3,3	3,8	5,9
Tc	Tiempo de concentración	min	370,8	299,6	470,2	254,5	296,0	423,3	195,6	226,7	352,4
A	Área	km ²	87,7	49,7	99,6	37,7	44,6	86,4	38,0	28,4	67,6
A	Área	ha	8774,9	4970,2	9959,4	3770,0	4457,3	8637,6	3804,0	2839,0	6761,6
P _{3,10}	Precipitación 3h TR=10	mm	81,8	81,5	81,9	81,7	80,7	81,1	81,0	81,0	81,4
CN (II)	Número de curva AMC II	–	77,2	77,4	77,5	78,3	76,1	75,4	73,9	73,9	77,0
Lag	Tiempo de retardo	h	3,7	3,0	4,7	2,5	3,0	4,2	2,0	2,3	3,5
Lag	Tiempo de retardo	min	222,5	179,8	282,1	152,7	177,6	254,0	117,4	136,0	211,4
S_II	Parámetro S para AMC=II	–	75,0	74,2	73,8	70,2	79,9	82,8	89,5	89,5	75,9
Ia_II	Abstracción inicial AMC=II	–	15,0	14,8	14,8	14,0	16,0	16,6	17,9	17,9	15,2

4.5.3. Tormenta de diseño

Se realizó un análisis de sensibilidad asociado a la tormenta de diseño incorporada en cada subcuenca del modelo hidrológico. Para ello se ensayaron distintas alternativas de hietogramas, considerando que cada subcuenca presenta características propias y que, por tanto, la respuesta hidrológica puede variar según el tipo de tormenta aplicada. El análisis tuvo como objetivo evaluar cómo se modifica el nivel del agua en la ciudad de Melo frente al uso de diferentes configuraciones meteorológicas para un tiempo de retorno de 100 años.

Si bien la tormenta de diseño más intuitiva a nivel teórico es la resultante de evaluar cada subcuenca con sus parámetros correspondientes, se considera que esto podría no asemejarse a la realidad. En respuesta a este desafío se realiza una comparación entre los niveles obtenidos a partir de diferentes tormentas de diseño, construidas considerando distintas hipótesis. El objetivo de este análisis es encontrar una configuración que se asemeje a lo teórico, manteniendo sentido físico. Las alternativas consideradas son las siguientes:

1. Alternativa 1: Tormentas de diseño específicas para cada subcuenca generadas por el método NRCS con características particulares.
2. Alternativa 2: Tormenta de diseño única construida a partir de los valores promedio de t_c , A , CN y $P_{3,10}$ de todas las subcuencas.
3. Alternativa 3: Tormenta de diseño correspondiente a la subcuenca de mayor área.
4. Alternativa 4: Tormenta de diseño correspondiente a la subcuenca de menor área.

Estas alternativas serán evaluadas en el modelo hidrodinámico con el fin de determinar cuál tormenta de diseño puede resultar adecuada. El análisis se basará en los niveles alcanzados en Melo bajo cada una de las alternativas consideradas.

4.6. Variación de la esquematización del modelo con ubicación de las represas

Para el ingreso de las represas se desarrolla un modelo en el cual se subdividen las subcuencas donde se ubicarán las mismas. El objetivo de esta desagregación es permitir la incorporación directa de los hidrogramas resultantes en las secciones transversales (*cross sections*) del modelo hidráulico, garantizando que los caudales aplicados representen con precisión las contribuciones generadas aguas arriba y aguas abajo de las presas.

Esta subdivisión permite identificar explícitamente:

- el hidrograma que ingresa al embalse (aguas arriba de la estructura), y

- el hidrograma correspondiente al aporte generado inmediatamente aguas abajo.

En el caso de la subcuenca 8, donde se ubica la presa del Arroyo Conventos, que será la presa de estudio de este proyecto, la subdivisión que se generaría aguas arriba produciría una subcuenca muy pequeña (aproximadamente 10 km^2), lo que representa únicamente un 30 % del área total de la subcuenca. Para evitar perder representatividad al aplicar la tormenta promedio —ya que de lo contrario se generarían diferencias marcadas entre las áreas resultantes (10 km^2 frente a 100 km^2)— se opta por distribuir el hidrograma generado por dicha subcuenca de manera proporcional: un 70 % se ingresa aguas abajo de la presa y un 30 % se asigna aguas arriba.

Este reparto incluye, además, un ajuste asociado a que gran parte de la nueva subcuenca reducida corresponde al lago permanente formado por la presencia de la presa. En esta zona inundada, el número de curva (NC) adquiere valores más elevados, lo que incrementa el escurrimiento debido a que la inundación permanente reduce la capacidad de infiltración.

Con el propósito de evaluar la sensibilidad del sistema a esta distribución, se analizan escenarios en los que se asigna 30 %, 50 % y 60 % del hidrograma aguas arriba. La comparación de los diferentes escenarios será analizada mediante el modelo hidrodinámico, evaluando los niveles adoptados para cada una de las configuraciones. Esto puede observarse en la Subsubsección 5.6.2.

Para la presa del Arroyo del Sauce se subdividió la subcuenca 7 para poder ingresar el hidrograma aguas arriba y aguas abajo de la presa. Para estas nuevas subcuencas, se le ingresó la tormenta de diseño realizada a partir de los parámetros promedio ya que las áreas se encontraban en el orden del resto de las subcuencas (cerca de 50 km^2).

4.7. Modelo del Río Tacuarí

Con el objetivo de evaluar la influencia del Río Tacuarí sobre los niveles en la ciudad de Melo, se desarrolló un modelo hidrológico correspondiente a la cuenca de dicho afluente. El hidrograma obtenido fue posteriormente incorporado al modelo hidrodinámico con el fin de analizar su impacto en el comportamiento general del sistema, en particular para evaluar si modifica los niveles alcanzados o si altera la sincronización de los picos de avenida.

Dado que el propósito de este análisis es únicamente estimar el efecto del aporte del Tacuarí en el régimen hidráulico, y no realizar una caracterización hidrológica detallada de su cuenca, se adoptó una representación simplificada. Esta simplificación se justifica en que la cuenca del Tacuarí cumple un rol secundario respecto al análisis principal y sólo se requiere conocer el hidrograma en su punto de salida, sin necesidad de modelar los

procesos internos de generación de escorrentía. Para ello, se aplicó el método NRCS a la cuenca del Tacuarí, empleando un evento de diseño con tiempo de retorno de 100 años.

Los parámetros hidrológicos utilizados en este modelo se presentan en la Tabla 4.6 y la cuenca considerada es la expuesta en la Figura 4.6.

Tabla 4.6: Parámetros hidrológicos de la cuenca del Río Tacuarí

Parámetro	Descripción	Unidad	Valor
Tc	Tiempo de concentración	h	16,8
Tc	Tiempo de concentración	min	1.008,0
A	Área de la cuenca	km ²	832,1
A	Área de la cuenca	ha	83.209
P _{3,10}	Precipitación máxima para 3 h, TR = 10 años	mm	81,5
NC (II)	Número de curva para AMC = II	–	77,0

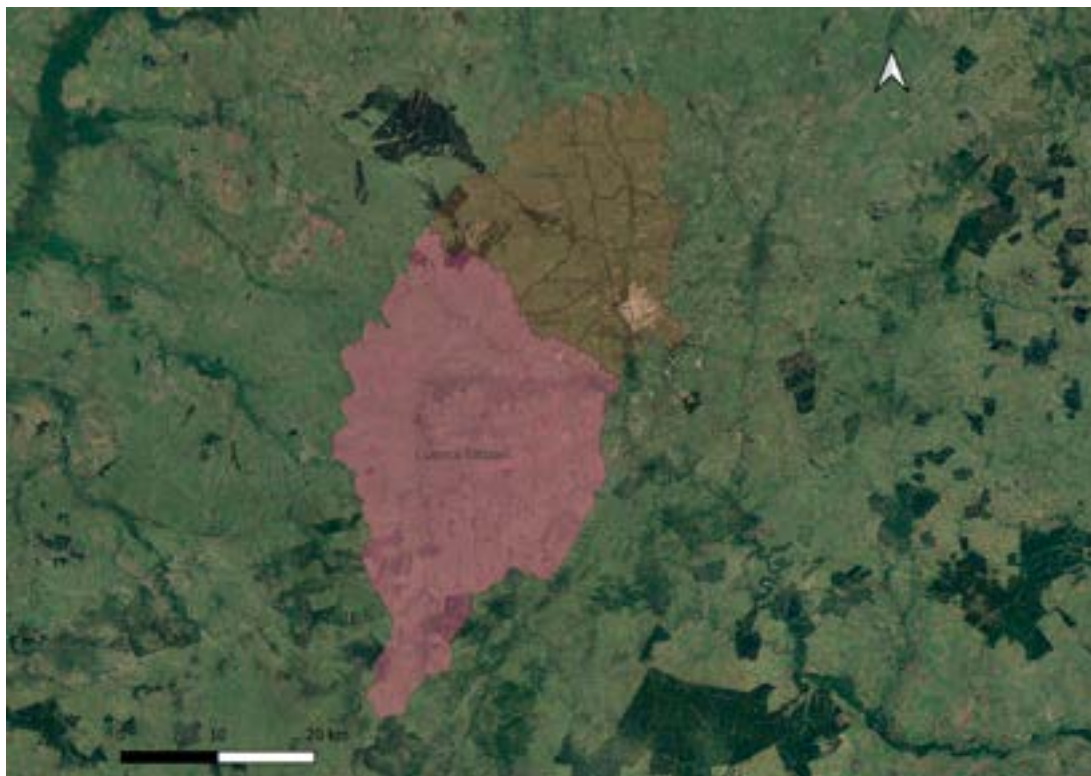


Figura 4.6: Cuenca del Río Tacuarí empleada para el análisis de condiciones aguas abajo en la modelación hidrológica de extremos

Los resultados obtenidos para evaluar la influencia del Río Tacuarí en el comportamiento hidráulico del sistema se presentan y analizan en la Subsubsección 5.4.4.

4.8. Resultados de modelación hidrológica de extremos

Como resultado de este capítulo se obtuvo la caracterización hidrológica de eventos extremos de la zona de estudio. Mediante la aplicación del método NRCS y su implementación con la herramienta *HEC-HMS*, se generaron los hidrogramas de diseño correspondientes a las diferentes subcuencas y tiempos de retorno analizados. Estos hidrogramas constituyen las condiciones de entrada empleadas posteriormente en la modelación hidrodinámica para simulación de los distintos escenarios con y sin presas. A partir de estos hidrogramas también se determinaron los caudales pico y los volúmenes escurridos.

Asimismo, se evaluaron diferentes configuraciones del modelo hidrológico, incluyendo distintas discretizaciones de las subcuencas, alternativas para las tormentas de diseño y la incorporación del modelo hidrológico de la cuenca del Río Tacuarí. Estos análisis permitieron seleccionar la configuración del modelo utilizada en las simulaciones posteriores y generar los insumos necesarios para evaluar su sensibilidad en la modelación hidrodinámica. Los resultados de estas comparaciones se presentan y analizan en el capítulo correspondiente a la modelación hidrodinámica.

Los resultados completos de la modelación, incluyendo los hidrogramas, caudales pico y volúmenes para cada subcuenca y tiempo de retorno, se presentan en el Apéndice D. En términos generales, se observa que el incremento del tiempo de retorno produce un aumento tanto de los caudales pico como de los volúmenes escurridos en todas las subcuencas. Asimismo, la forma de los hidrogramas se mantiene prácticamente constante entre eventos, variando principalmente su magnitud.

5. Modelación Hidrodinámica

En este capítulo se desarrolla la modelación hidrodinámica del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, cuyo objetivo es caracterizar el comportamiento hidráulico de los cursos de agua frente a eventos extremos en la situación actual, es decir, sin la presencia de las presas proyectadas. Los resultados obtenidos constituyen la línea de base sobre la cual posteriormente se evaluará el desempeño de las obras propuestas en el Tomo II.

La modelación hidrodinámica fue desarrollada de manera iterativa y acoplada con la modelación hidrológica. A partir de los primeros resultados hidráulicos se realizaron ajustes en el modelo hidrológico, repitiendo este proceso hasta obtener una representación consistente del sistema. Asimismo, el modelo hidrodinámico permitió evaluar la influencia de diferentes hipótesis hidrológicas, como la discretización de las subcuencas, la distribución espacial de las tormentas de diseño y la incorporación del modelo del Río Tacuarí, cuyos resultados se presentan en este capítulo.

En primer lugar, se describen las hipótesis adoptadas y la zona de estudio considerada, junto con la geometría empleada para la construcción del modelo. Posteriormente, se presenta el proceso de calibración y validación realizado, así como el análisis de sensibilidad asociado a las condiciones de borde aguas abajo. Finalmente, se exponen los resultados correspondientes a la situación actual, incluyendo las manchas de inundación, los padrones, áreas, viviendas y población afectadas para los distintos tiempos de retorno analizados.

Los resultados obtenidos en este capítulo constituyen el punto de partida para el diseño hidráulico de las presas desarrollado en el Tomo II, donde se modelará la situación con las obras proyectadas para evaluar la reducción de las afectaciones y verificar el funcionamiento de los vertederos diseñados.

5.1. Introducción a la modelación hidrodinámica

Se realiza un modelo hidrodinámico del Arroyo Conventos y del Arroyo del Sauce con el objetivo de evaluar y simular su comportamiento hidráulico, en particular durante eventos de avenida. Para ello se emplea el software de licencia libre *HEC-RAS*, desarrollado por el United States Army Corps of Engineers (USACE), el cual permite efectuar cálculos hidráulicos uni y bidimensionales en redes completas de canales naturales y construidos, así como en áreas de desbordamiento y llanuras de inundación (USACE, 2023). El desarrollo del modelo se apoyó en el Manual del Usuario de *HEC-RAS* elaborado por la propia USACE.

En esta simulación se utilizó un modelo unidimensional, ya que cuando puede identificarse

una única dirección principal del flujo, este tipo de modelos resulta eficiente. Además, la suposición de unidimensionalidad es adecuada cuando la longitud del tramo es considerablemente mayor que su ancho y cuando la variación lateral del caudal y del nivel no constituye un aspecto de interés (USACE, 1993).

Según USACE (1993), en un análisis unidimensional todas las variaciones perpendiculares al eje principal del flujo se suponen o se ignoran, por lo que no se calculan explícitamente. Esto implica asumir presión hidrostática, mezcla vertical completa, distribución uniforme de la velocidad en cada sección y ausencia de componentes de velocidad transversal. Esta simplificación es aceptable cuando el flujo está dominado por su componente longitudinal.

Por su parte, Chow (1959) establece que, si bien el flujo real presenta variaciones tridimensionales, en la mayoría de las aplicaciones prácticas estas pueden ignorarse, permitiendo aproximarlos como un flujo unidimensional descrito a lo largo del canal mediante las ecuaciones de Saint-Venant. Dichas ecuaciones representan el flujo no permanente en canales abiertos, calculando simultáneamente el caudal y el nivel del agua, parámetros fundamentales para el análisis de avenidas.

De acuerdo con Chow (1959), las hipótesis empleadas para la deducción de las ecuaciones de Saint-Venant son las siguientes:

- Flujo unidimensional: la profundidad y la velocidad varían únicamente en la dirección longitudinal del canal, por lo tanto la velocidad es constante y la superficie libre es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje del canal.
- El flujo varía gradualmente a lo largo del canal, prevalece la presión hidrostática y las aceleraciones verticales son despreciables.
- El eje longitudinal del canal se aproxima como una línea recta.
- La pendiente de fondo es pequeña y el lecho se considera fijo, despreciándose los efectos de socavación y deposición.
- Los coeficientes de resistencia turbulenta son equivalentes a los del flujo uniforme, por lo que puede emplearse la fórmula de Manning. El flujo se considera incompresible y de densidad constante.

Finalmente, USACE (1993) señala que, cuando existe una única dirección principal, el modelo unidimensional es adecuado, ya que la variación transversal se ignora o se representa mediante promedios, y se asumen presión hidrostática, mezcla completa y ausencia de velocidad transversal.

5.2. Hipótesis del modelo

Se busca implementar un modelo 1-D en el software *HEC-RAS* del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce hasta su desembocadura en el Río Tacuarí, este software obtiene los valores de cota de superficie de agua y de velocidad en una sección del terreno resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant en una dimensión mediante un método de diferencias finitas implícitas. Se asumen como ciertas las siguientes consideraciones:

- Son validas las hipótesis de aplicación de las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.
- Las secciones transversales son perpendiculares a la dirección del flujo.
- Se utiliza el modelo digital del IDE para complementar los revelamientos topográficos realizados.
- El terreno no sufre grandes variaciones entre las secciones consideradas, por lo que se considera valido la interpolación de secciones intermedias.
- Para la unión de los arroyos se utiliza que la cota de nivel de agua en la desembocadura de estos es la misma.
- Los caudales de los cursos de agua afluente a los arroyos serán ingresados como flujo lateral.

5.3. Zona de estudio

5.3.1. Perfiles relevados

Para la implementación del modelo hidrodinámico 1-D es necesario contar con información topográfica de distintas secciones del cauce, en este proyectos se trabajó con 2 fuentes de información:

- Relevamiento topográfico de distintas secciones del cauce, realizado en el marco del proyecto Itacuruzú, en el año 2002.
- MDT del IDEuy.

Se propone trabajar con ambas fuentes de información, con el objetivo de poder alargar secciones y agregar nuevas en las ubicaciones que se consideren necesarias, como contracciones o ensanchamientos de la planicie de inundación. Se muestra a continuación la ubicación de las secciones relevadas Figura 5.1



Figura 5.1: Secciones relevadas en el Proyecto Itacuruzú e ingresadas como como secciones transversales

Para verificar la validez de utilizar las dos fuentes de información de forma complementaria se grafican las secciones con los datos relevados y los datos obtenidos del MDT del IDEuy, a continuación se muestran a modo de ejemplo 3 secciones relevadas en la Figura 5.2, Figura 5.3 y Figura 5.4.

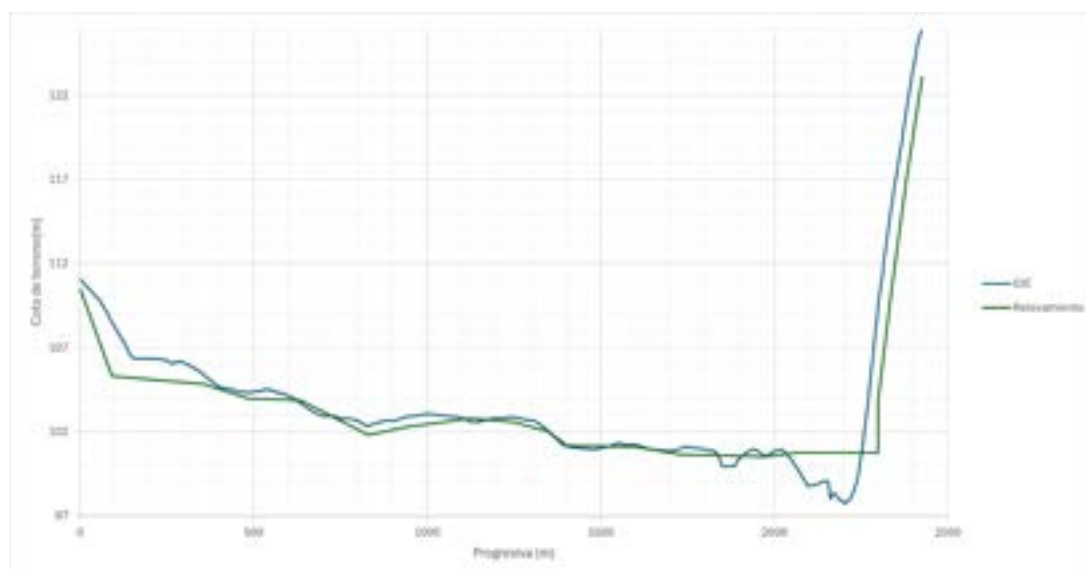


Figura 5.2: Diferencia de terreno entre secciones de relevamiento e IDE (1)

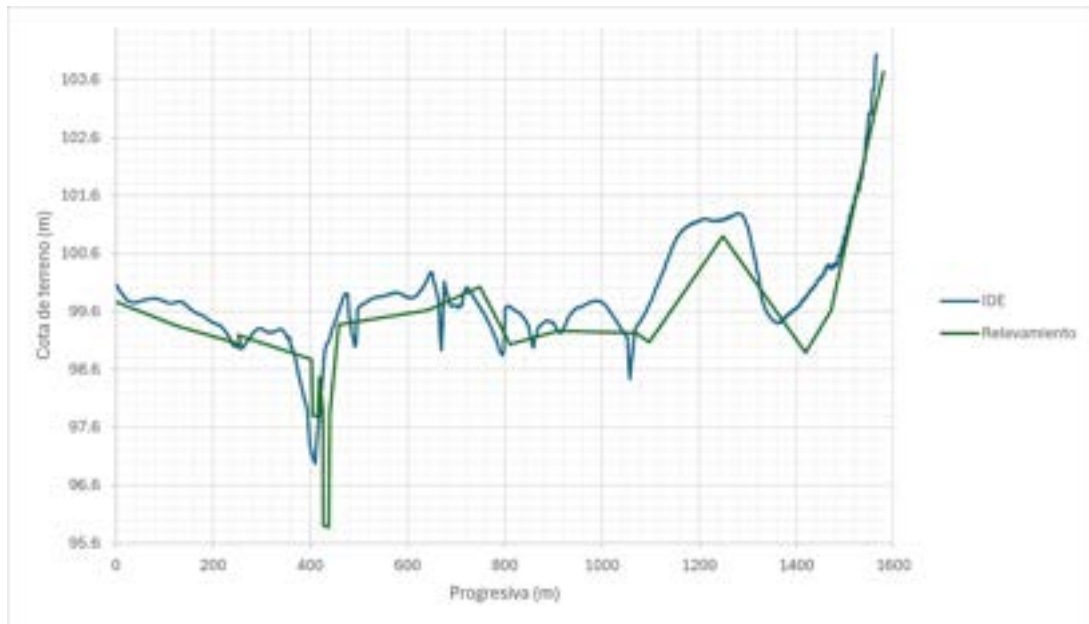


Figura 5.3: Diferencia de terreno entre secciones de relevamiento e IDE (2)

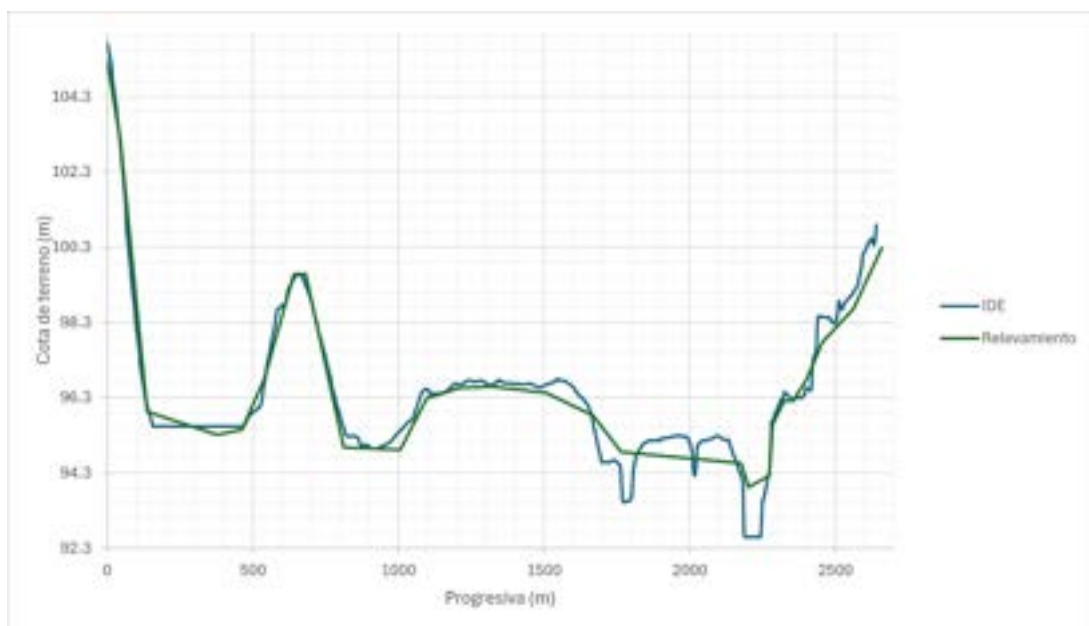


Figura 5.4: Diferencia de terreno entre secciones de relevamiento e IDE (3)

5.3.2. Zona a modelar

Se quiere contar con un modelo del Arroyo del Sauce y del Arroyo Conventos que represente de buena manera la afectación que estos generan en la ciudad de Melo y al mismo tiempo utilizarlo para estudiar la afectación que tendrán las presas no solo en la ciudad si no en toda la zona de los arroyos. Por este motivo se deciden modelar modelar 16 km del Arroyo Conventos alto, 16 km del Arroyo del Sauce y 10 km del Arroyo Conventos bajo,

se muestran a continuación los tramos de los arroyos modelados, Figura 5.5.

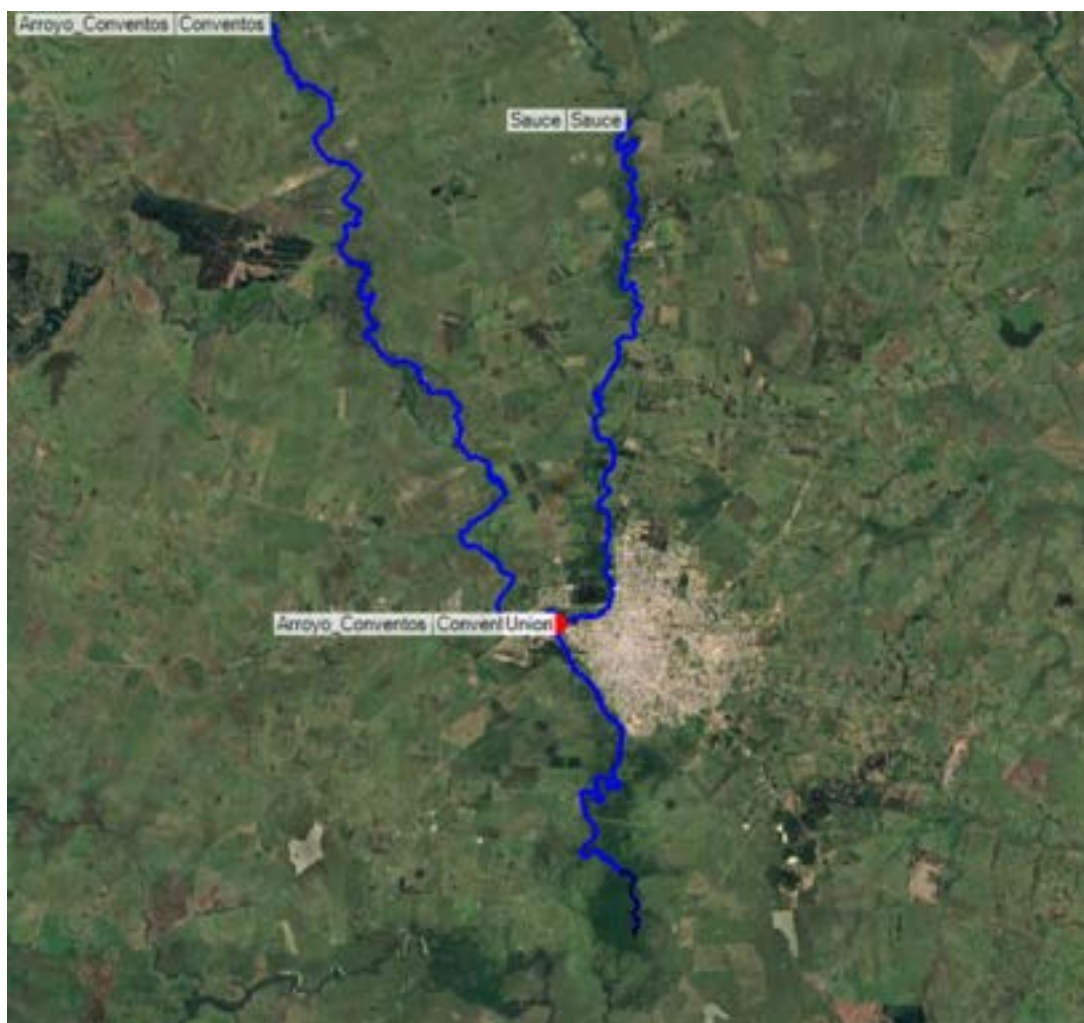


Figura 5.5: Tramos de cauce de Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce de la modelación hidrodinámica

El desarrollo del modelo fue el resultado de un proceso iterativo. Inicialmente, se modeló únicamente el tramo del Arroyo Conventos. Posteriormente, se incorporaron los puentes existentes. En una etapa siguiente, se incluyó el Arroyo del Sauce como un flujo lateral, dado que el modelo presentaba inestabilidades numéricas en la confluencia de ambos arroyos.

Por este motivo, se desarrolló además un modelo hidrodinámico independiente del Arroyo del Sauce, con el objetivo de transitar los hidrogramas provenientes de las subcuencas que aportan a dicho curso. De esta manera, se obtuvo el hidrograma de entrada que luego fue incorporado al modelo del Arroyo Conventos como flujo lateral.

Finalmente se pudo contar con un modelo con ambos arroyos funcionando sin inestabilidades numéricas, este modelo se comparó con el descrito anteriormente y las simulaciones obtenidas por los dos modelos eran similares. Este último modelo, el presentado en la

Figura 5.5, fue entonces el modelo utilizado para la modelación. Además a este modelo se le incorporaron en una segunda instancia las presas.

5.3.3. Puentes existentes

Existen dos puentes sobre el Arroyo Conventos en la zona de intersección de este con la Ruta 26, se cuenta con revelamiento topográfico de las secciones y de la geometría de estos, ambos serán introducidos en la geometría del modelo, en la Figura 5.6 se muestra a continuación la ubicación de los mismos.



Figura 5.6: Ubicación de puentes en zona de estudio

5.4. Geometría

En esta sección se describe la geometría implementada en el software *HEC-RAS* para el desarrollo de la modelación hidrodinámica. En primer lugar, se presentan las secciones transversales (*cross sections*) incorporadas al modelo, junto con los criterios adoptados para su definición. Posteriormente, se describe el procedimiento utilizado para la delimitación del cauce principal y la representación de los puentes existentes, incluyendo las secciones ingresadas al modelo. Finalmente, se presentan las condiciones de borde definidas, tanto aguas arriba como aguas abajo, así como el coeficiente de rugosidad de Manning adoptado como valor inicial para el proceso de calibración del modelo.

5.4.1. Secciones Transversales

Para definir las secciones a ingresar en la geometría del modelo se utilizan los siguientes criterios:

- Las secciones deben ser perpendiculares al sentido del flujo para que la hipótesis de flujo unidimensional tenga sentido.
- Las secciones no pueden interceptarse entre ellas.
- Se ingresaran secciones en zonas donde existan contracciones o ensanchamientos de la planicie de inundación.
- Se interpolará el terreno entre dos secciones, por lo que la distancia máxima entre ellas debe ser tal que no existan cambios abruptos en la topografía.
- Se ingresara una sección en la zona del cierre de la presa.
- Para ingresar puentes es necesario contar con dos secciones aguas arriba y dos secciones aguas abajo de los mismos.
- Aguas arriba de la unión de los dos arroyos las secciones se ubicaran lo mas cerca posible de esta unión.
- Las secciones tendrán una longitud tal que el nivel de agua calculado quede contenido en la sección.
- Para el ingreso de los caudales laterales de los afluentes a los arroyos es necesario contar con una sección en la zona de la desembocadura de estos en el arroyo principal que se esté modelando.

Se muestra a continuación la geometría del modelo con las secciones utilizadas Figura 5.7.

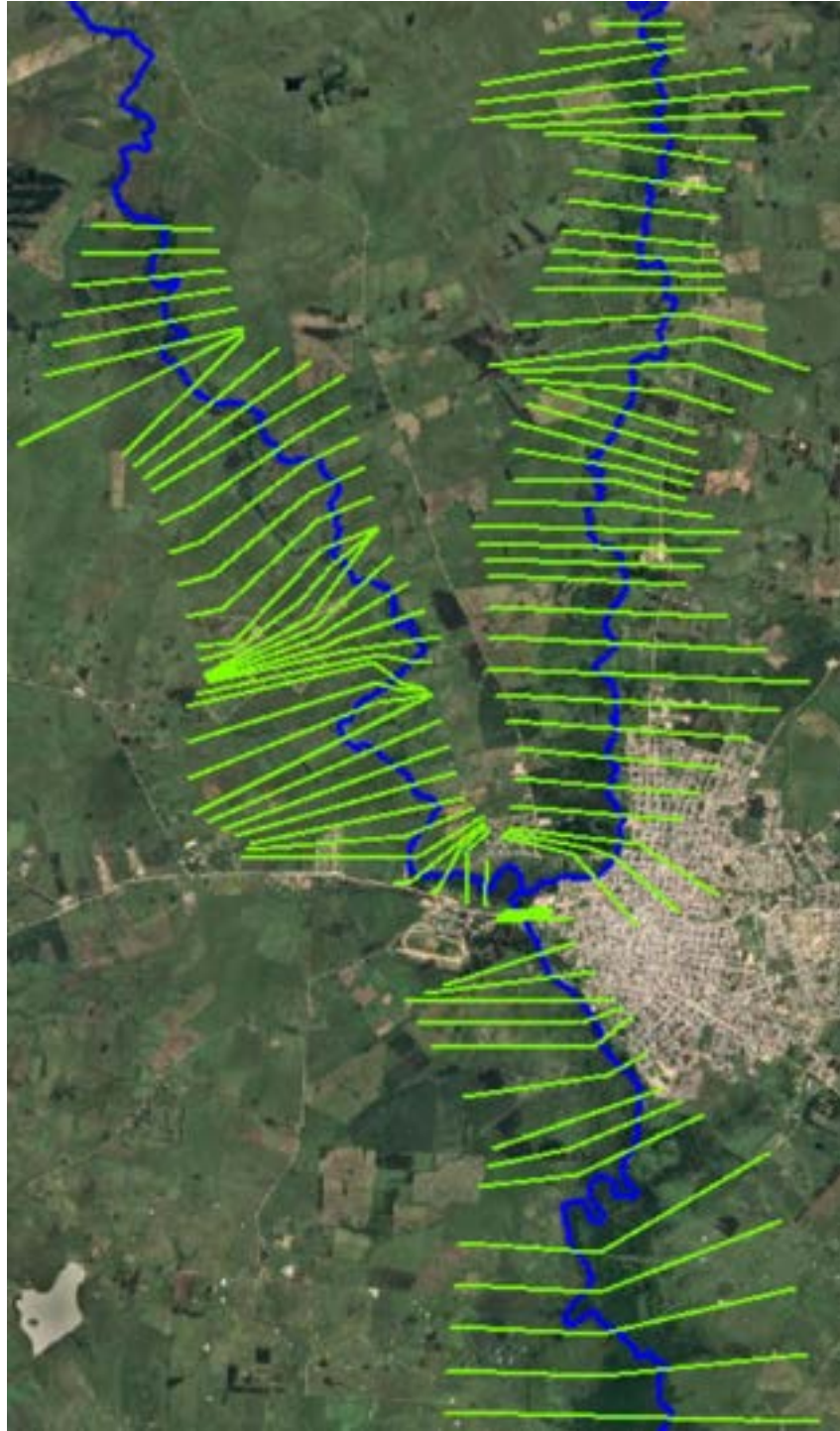
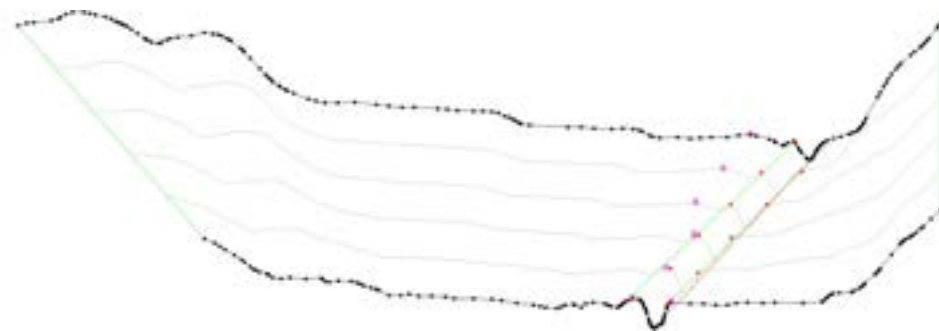


Figura 5.7: Secciones transversales utilizadas en el modelo hidrodinámico realizado en *HEC-RAS*

Se interpola el terreno entre dos secciones de forma de tener una sección cada 250 m, esta interpolación se realiza para ayudar a la estabilidad del modelo y reducir errores en los cálculos realizados, en la Figura 5.8 se presenta un ejemplo de las interpolaciones realizadas.



5.4.2. Determinación de cauce

Para determinar el cauce en el modelo se utiliza el archivo en formato shapefile de Hidrografía de Uruguay a escala 1:10.000, y se ingresan las secciones a utilizar en el modelo de los arroyos, luego desde el editor de geometría del programa se define entre que progresiva de cada sección se encuentra el cauce y se define la cota de las márgenes del mismo para restringir el flujo al cauce definido, de esta forma se tiene desborde del cauce solo si el nivel es superior a las cotas de coronamiento definidas.

5.4.3. Puentes

Como se menciono anteriormente existen dos puentes inmediatamente aguas abajo de la unión de los dos arroyos, es necesario incorporarlos a la geometría del modelo ya que son secciones donde la estructuras modifican el curso de agua, generando contracciones que pueden generar remansos o zonas de aumento de velocidad de flujo que inciden en la cota aguas arriba.

Puente ferroviario

Este puente se encuentra aguas arriba del puente carretero sobre Ruta 26, a continuación se muestran el revelamiento del mismo Figura 5.9 y la geometría ingresada en *HEC-RAS* Figura 5.10.

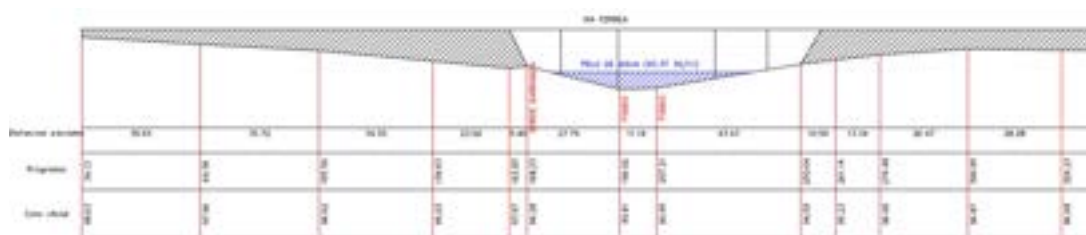


Figura 5.9: Sección del puente ferroviario

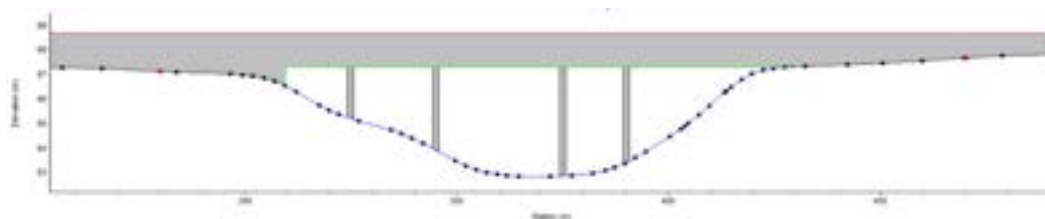


Figura 5.10: Puente ferroviario ingresado en el modelo hidrodinámico

Puente carretero A continuación se muestran el revelamiento del puente carretero en Ruta N° 26 en la Figura 5.11 y la geometría ingresada en el modelo hidrodinámico en la Figura 5.12.



Figura 5.11: Sección del puente carretero

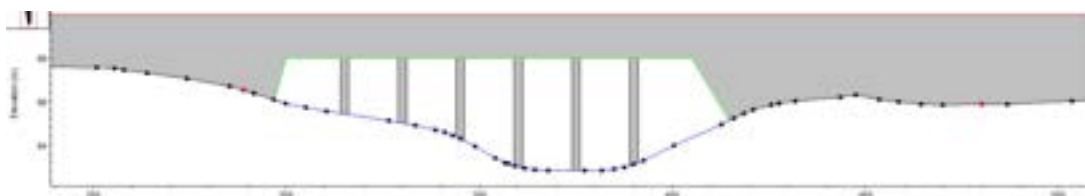


Figura 5.12: Puente carretero ingresado en el modelo hidrodinámico

5.4.4. Condiciones de borde

Como condiciones de borde aguas arriba del modelo se utilizan los hidrogramas de salida obtenidos del modelo hidrológico para las cuencas de cabecera de cada arroyo, Subcuenca 1 en el caso del Arroyo Conventos y Subcuenca 2 para el Arroyo del Sauce. El punto de cierre de estas subcuencas indica el inicio de los tramos a modelar para cada arroyo.

Los restantes hidrogramas se ingresan como flujo lateral al modelo en las secciones donde se encuentra el punto de cierre de la subcuenca correspondiente.

Como condición de borde aguas abajo se utilizará tirante normal y se calculará la pendiente del cauce en la zona de esta condición, para poder definir esta condición se realiza un estudio de la afectación de la misma en los niveles observados en la ciudad de Melo.

Condición de bordes aguas abajo

La condición de borde de salida se intentó elegir en una sección tal que la condición de borde elegida no tenga influencia en los niveles calculados por el modelo en la ciudad de Melo.

Como primera ubicación se elige como sección de salida el punto en el que el Arroyo Conventos desemboca en el Río Tacuarí. En este análisis se estudia la influencia del Río Tacuarí en los niveles del Arroyo Conventos en la zona de la ciudad de Melo, para esto se calcula la cuenca de aporte al Tacuarí con el punto de cierre en la desembocadura del Arroyo Conventos, se calcula el hidrograma para un tiempo de retorno de 100 años y se introduce en el modelo como flujo lateral en la sección correspondiente.

Se corre el modelo con esta nueva entrada de caudal y se puede observar que los niveles simulados no se ven alterados por la condición de borde aguas abajo, a continuación se muestran los resultados de correr el modelo con un evento de precipitación de tiempo de retorno 100 años en la Figura 5.13.

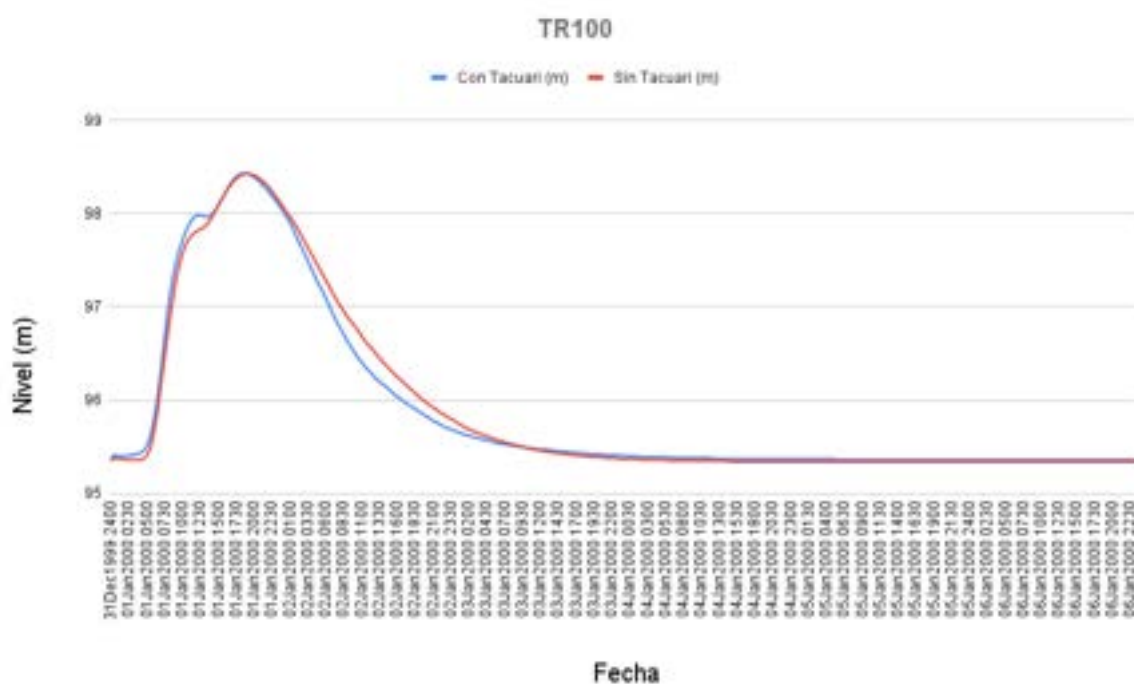


Figura 5.13: Resultados de nivel en Melo de la influencia del Río Tacuarí sobre el Arroyo Conventos

En segunda instancia se elige un punto aguas abajo de la ciudad de Melo y para verificar si la condición de tirante influye en el nivel en Melo. Para esto, se realiza una prueba modificando dicha condición. Primero se utiliza un tirante normal calculado con una

pendiente de 0,0001, correspondiente a la pendiente en esa zona y, posteriormente, se incrementa en un metro el nivel obtenido con esa pendiente. Es decir, en lugar de aplicar únicamente el tirante normal en la condición aguas abajo, se ensaya con tirante normal + 1 m.

La comparación de los niveles alcanzados en la ciudad de Melo se muestra en la Figura 5.14, donde se observa que la diferencia entre los niveles máximos es despreciable. Por este motivo, en los análisis se decide adoptar como condición aguas abajo el tirante normal correspondiente a una pendiente de 0,0001.

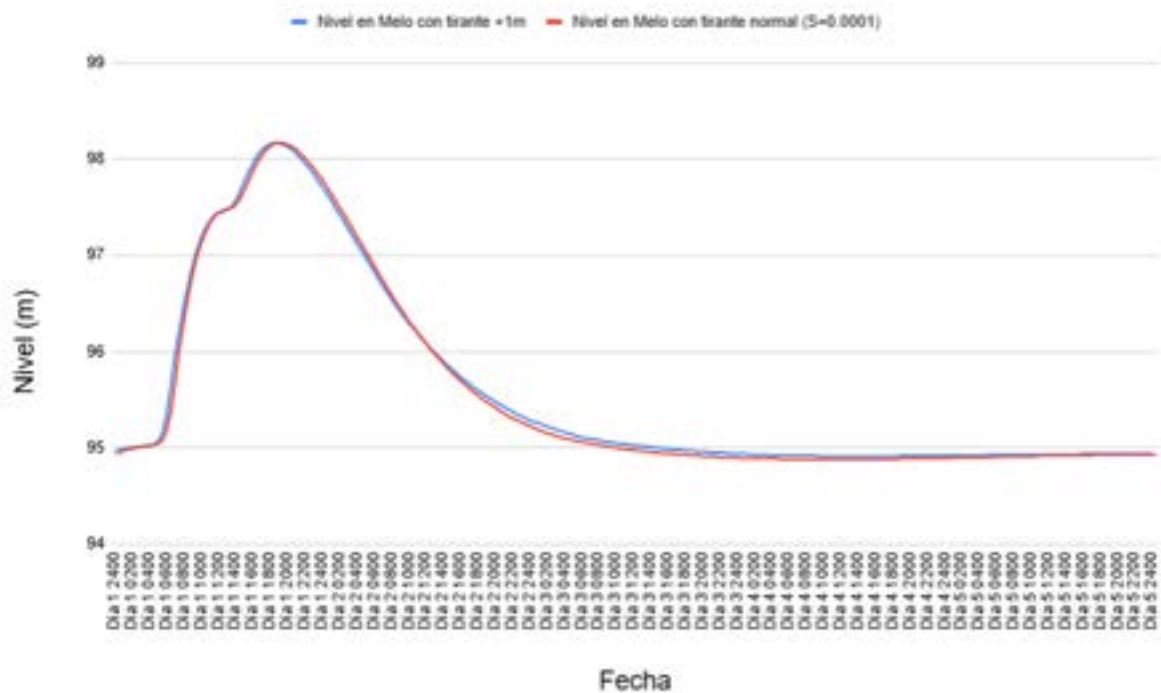


Figura 5.14: Resultados de nivel en Melo comparando diferentes tirantes como condición de borde aguas abajo

5.4.5. Elección de coeficiente de rugosidad de Manning

El número de Manning será el parámetro de calibración del modelo; para esto se decide imponer un valor inicial del coeficiente de rugosidad de Manning para después comenzar la calibración. Se decide utilizar los valores iniciales de número de Manning de 0,035 y 0,05 para cauce y planicie de inundación respectivamente en una primera aproximación, ya que son valores recomendados en bibliografía.

5.5. Calibración - Validación

Para la calibración del modelo hidrológico–hidrodinámico se desarrolló previamente el modelo hidrológico correspondiente a las tormentas seleccionadas. Cada evento fue incorporado al modelo de subcuencas utilizando como insumo las precipitaciones registradas por el pluviómetro de INUMET ubicado en la ciudad de Melo.

Las tormentas seleccionadas para la calibración fueron utilizadas ya que se contaba con registro horario, lo que permite describir la forma de la tormenta. La precipitación otorgada por INUMET son datos acumulados diarios. Las tormentas seleccionadas corresponden a los siguientes días:

- 8 de julio de 1984,
- 26 y 27 de junio de 1991,
- 1 de diciembre de 2002,
- 29 de abril de 2003.

Durante la calibración hidrológica fue necesario ajustar la condición de humedad antecedente (AMC) para cada evento, dado que esta influye directamente en la generación de esorrentía mediante el método del Número de Curva (CN). Las condiciones adoptadas fueron para los primeros 3 eventos del listado anterior *AMCII* y para el último evento *AMCIII*. Para este último evento se utilizaron los valores de CN ajustados a *AMCIII*, presentados en el Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Parámetros hidrológicos para AMC = III por subcuencas del modelo hidrológico

Subcuenca	NC(III)	S_III	Ia_III
Subcuenca 1	88,6	32,6	6,5
Subcuenca 2	88,7	32,2	6,4
Subcuenca 4	88,8	32,1	6,4
Subcuenca 5	89,3	30,5	6,1
Subcuenca 6	88,0	34,7	6,9
Subcuenca 7	87,6	36,0	7,2
Subcuenca 8	86,7	38,9	7,8
Subcuenca 9	86,7	38,9	7,8
Promedio	88,5	33,0	6,6

Las tormentas que se utilizaron se presentan en el Apéndice E.

Finalmente, los hidrogramas obtenidos para cada tormenta, una vez ajustados los parámetros hidrológicos en función de la condición de humedad en suelo antecedente, fueron exportados e ingresados en el modelo hidráulico *HEC-RAS* para continuar con el proceso de calibración y validación hidrodinámica.

Se muestran en el Apéndice D la Figura D.10, Figura D.11, Figura D.12 y Figura D.13 donde se presentan los hidrogramas ingresados para cada subcuenca en cada tormenta.

El parámetro de calibración será el número de Manning, y los datos medidos en los eventos se corresponden a una serie de niveles medidos aguas arriba del puente ferroviario cercano a la Ruta 26, en este caso se cuenta con dos mediciones de nivel diarias.

El objetivo de la calibración es obtener el mayor ajuste posible de los datos medidos con los datos simulados por el modelo, al contar solo con 3 datos diarios de nivel solo se puede contar con un estimado del nivel máximo alcanzado y de la forma del limnigrama medido.

Se busca ajustar el valor de Manning para que los máximos simulados alcanzados no sean menores a los medidos y que la forma del limnigrama simulado sea coherente con las mediciones. Para esto se busca la combinación de números de Manning de cauce y planicie que mejor ajustan los niveles simulados a los niveles medidos.

La incorporación de un mayor número de parámetros en la calibración podría introducir mayor incertidumbre en los resultados, ya que aumentaría significativamente la cantidad de combinaciones posibles de coeficientes de Manning que deberían evaluarse para encontrar aquellas que reproduzcan adecuadamente el limnigrama asociado a las tormentas utilizadas en la calibración.

Por lo tanto, si bien en la planicie de inundación existen diferentes coberturas que podrían justificar la utilización de valores diferentes de rugosidad, se opta por emplear únicamente estos dos parámetros con el objetivo de evitar sobreparametrizar el modelo.

Para cada una de las tormentas utilizadas para la calibración se expone en la Figura 5.15 y Figura 5.16 las gráficas de nivel en el puente con las diferentes combinaciones de número de Manning, así como la diferencia entre los máximos medidos y simulados en la Tabla 5.2 y Tabla 5.3.

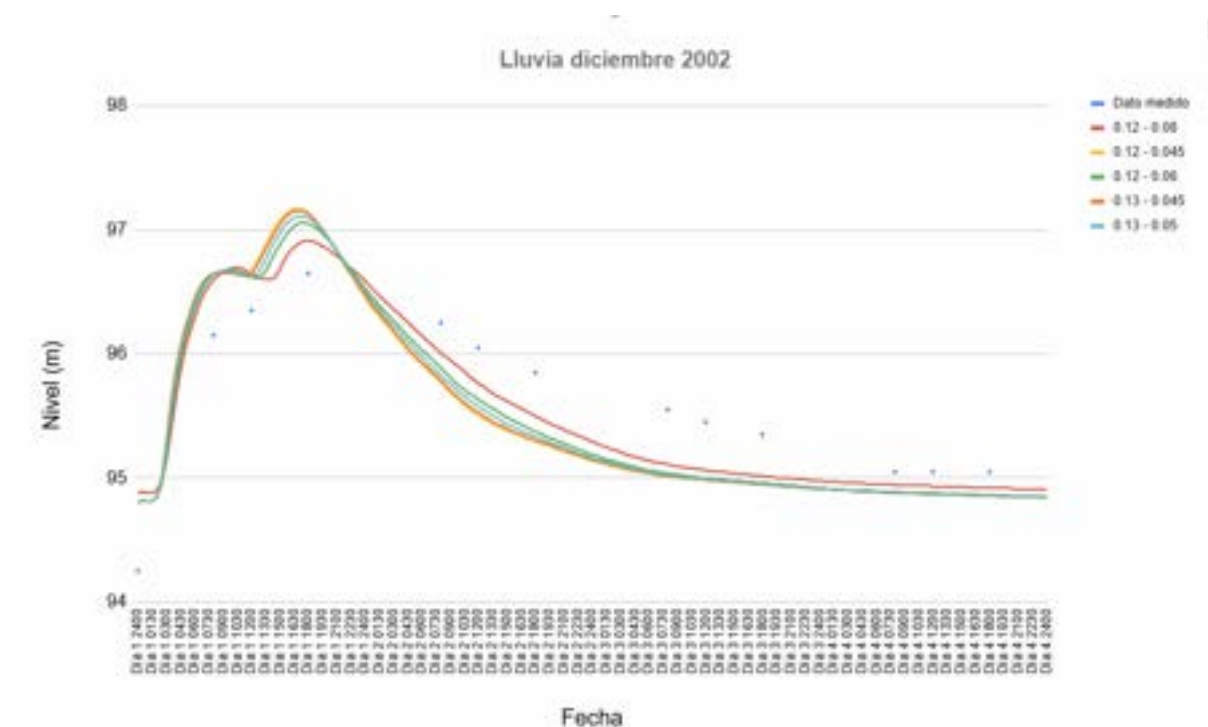


Figura 5.15: Nivel para diferentes combinaciones de número de Manning en evento de precipitación de diciembre del 2002

Tabla 5.2: Comparación entre nivel máximo medido y simulado en evento de precipitación de diciembre del 2002

Manning	0,12-0,08	0,12-0,045	0,12-0,06	0,13-0,045	0,13-0,05
Simulado	96,91	97,17	97,06	97,15	97,11
Medido	96,65				
Diferencia	0,26	0,52	0,41	0,50	0,46

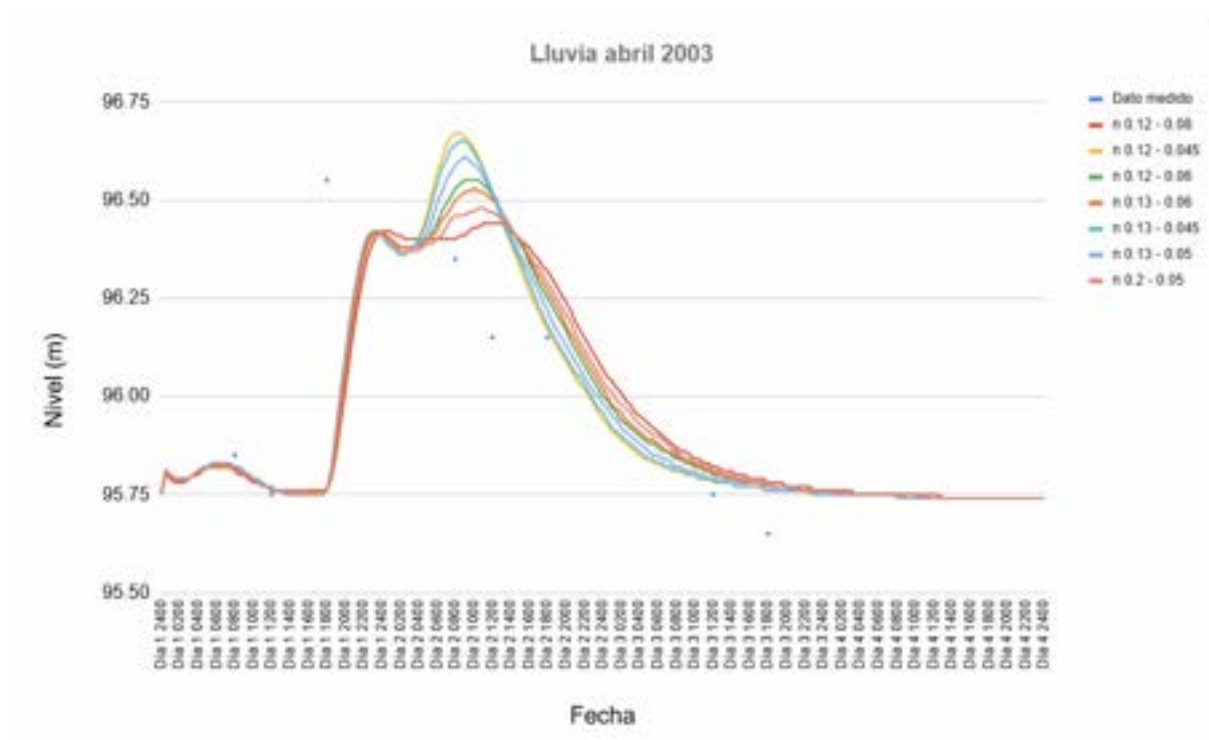


Figura 5.16: Nivel para diferentes combinaciones de número de Manning para evento de precipitación de abril del 2003

Tabla 5.3: Comparación entre nivel máximo medido y simulado para evento de precipitación de abril del 2003

Manning	0,12–0,08	0,12–0,045	0,12–0,06	0,13–0,06	0,13–0,045	0,13–0,05	0,20–0,05
Simulado	96,44	96,67	96,55	96,53	96,65	96,61	96,48
Medido	96,55						
Diferencia	-0,11	0,12	0,00	-0,02	0,10	0,06	-0,07

5.5.1. Resultados

La combinación de números de Manning de cauce y planicie que mejor ajustan los niveles simulados a los niveles medidos, es la de $n=0,05$ en el cauce y $n=0,13$ en la planicie, se muestra en la Figura 5.17 y Figura 5.18 los resultados de utilizar esta combinación en los eventos de calibración que fueron las precipitaciones correspondientes a los días 1/12/2002 y 29/4/2003.

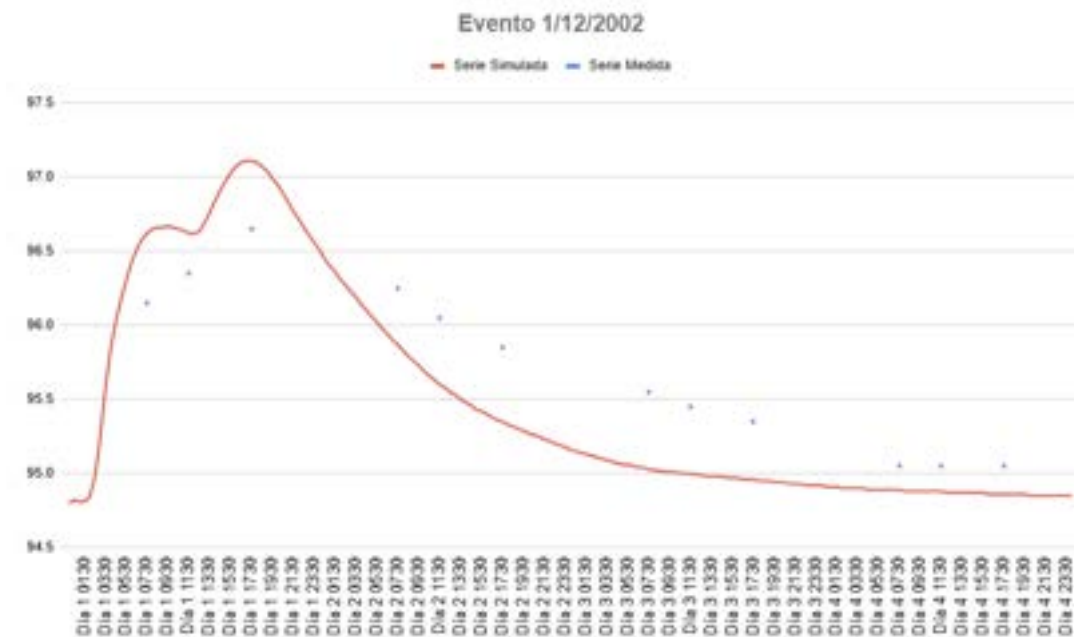


Figura 5.17: Linnigrama obtenido para el número de Manning calibrado en evento de precipitación de diciembre del 2002



Figura 5.18: Linnigrama obtenido para el número de Manning calibrado en evento de precipitación de junio del 2003

Debido a que solo se cuenta con 3 datos diarios de nivel para cada evento se busca que la serie simulada represente de buena manera la serie de niveles medidos y se acepta que los niveles simulados sean superiores a los medidos de forma de asegurar que no se esta infravalorando el evento en el caso de que no se tenga dato del máximo nivel real alcanzado.

En la Figura 5.19 y Figura 5.20 se presentan los resultados de la validación realizada,

utilizándose los eventos del 8/7/1984 y la precipitación de los días 26 y 27/6/91.



Figura 5.19: Validación del número de Manning para evento de precipitación de julio del 1984

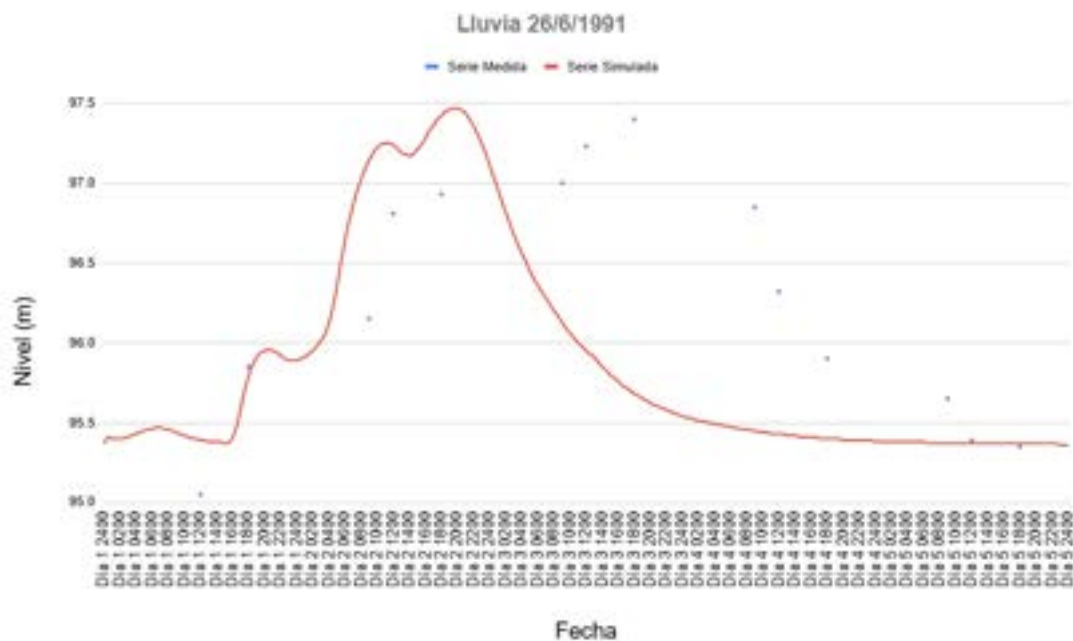


Figura 5.20: Validación del número de Manning para evento de precipitación de junio de 1991

A partir de los datos obtenidos durante la etapa de calibración - validación se concluye que los niveles máximos simulados por el modelo son representativos con los niveles observados,

por lo tanto, se adopta como número de Manning del cauce $n_{cauce} = 0,05$ y para la planicie $n_{planicie} = 0,13$.

5.6. Resultados de sensibilidad del modelo hidrológico

5.6.1. Resultados de la sensibilidad a la tormenta de diseño

En el modelo hidrológico se decidió analizar la sensibilidad del nivel de agua frente al uso de diferentes alternativas de tormentas de diseño aplicadas a las subcuencas del modelo.

En los resultados obtenidos de niveles se tiene que las diferencias de máximos obtenidos entre las alternativas son pequeñas entre todas. Por las características de las subcuencas, y dado que no existen diferencias significativas entre los resultados obtenidos, se decide utilizar la alternativa 2, correspondiente a una tormenta de diseño construida a partir del promedio de los parámetros característicos de cada subcuenca (t_c , $p_{3,10}$, A , NC), y aplicada de forma uniforme en todo el modelo.

5.6.2. Resultados de las configuraciones de distribución de hidrogramas del modelo hidrológico

En el modelo hidrológico se propone evaluar la sensibilidad a variar la distribución de hidrograma que se ingresa aguas arriba de la presa del Arroyo Conventos. Para esto se propusieron 3 escenarios, asignar 30 %, 50 % y 60 % de la subcuenca a la que pertenece la presa del Arroyo Conventos, subcuenca 8.

Esta comparación se observa en la Figura 5.21 donde se observa en nivel de agua en la sección enseguida aguas arriba de la presa, mientras que los niveles máximos junto a sus diferencias se encuentran en la Tabla 5.4 y Tabla 5.5. Dado que el incremento del nivel en el lago no mostró variaciones significativas entre los escenarios considerados, se adopta finalmente un valor representativo del 50 %. Esta aproximación constituye una forma de representar el área impermeabilizada por el agua del embalse.



Figura 5.21: Nivel en embalse con diferentes porcentajes de la subcuenca 8 del modelo hidrológico de extremos ingresado

Tabla 5.4: Niveles máximos alcanzados en el embalse según el porcentaje del hidrograma asignado a la subcuenca 8

Porcentaje asignado aguas arriba	Nivel máximo (m)
30 %	109,41
50 %	109,47
60 %	109,51

Tabla 5.5: Diferencias en metros entre los niveles máximos para las distintas distribuciones del hidrograma de subcuenca 8

Comparación	Diferencia (m)
50 % – 30 %	0,06
60 % – 30 %	0,10
60 % – 50 %	0,04

Con esta aproximación, se busca que el modelo hidrodinámico logre reproducir de forma más realista la distribución espacial de los caudales y la interacción con las presas, así como

evitar ubicar hidrogramas en secciones incorrectas o contabilizar doblemente el aporte de una misma área de drenaje.

5.7. Resultados de situación actual

Con el modelo calibrado, se simulan las tormentas de diseño correspondientes a distintos tiempos de retorno, obteniéndose las manchas de inundación asociadas a cada escenario. Asimismo, a partir de dichas manchas se determina el área inundada, la cantidad de padrones urbanos afectados, así como la población y las viviendas expuestas. Estos resultados se presentan en la Tabla 5.6.

El área inundada y la cantidad de padrones afectados se determinaron mediante la intersección de las manchas de inundación con la cartografía catastral de los padrones urbanos. Por su parte, la estimación de la población y de las viviendas afectadas se realizó utilizando la información del Censo 2023 del Instituto Nacional de Estadística (INE). A partir de la densidad de población y de viviendas correspondiente a cada zona censal, se estimó la cantidad de habitantes y viviendas comprendidos dentro de las áreas inundadas.

Cabe aclarar que la información presentada se obtiene a partir de datos del censo, por lo que no constituye un relevamiento real de viviendas o personas inundadas, sino una estimación. Por este motivo, los valores obtenidos deben tomarse como datos relativos y comparables entre sí, más que como cifras exactas de afectación, y se utilizan con el objetivo de poder compararlos posteriormente con el escenario con presas.

Tabla 5.6: Resultados de afectación asociadas a las inundaciones para distintos tiempos de retorno en situación actual

TR (años)	Población	Área (ha)	Viviendas	Padrones
2	79	137	38	199
10	351	180	155	375
100	891	211	391	586
1000	1843	251	695	1048
10000	2689	284	1071	1383

En las siguientes secciones se presentan las manchas de inundación obtenidas para los distintos tiempos de retorno simulados en tres sectores de interés: el Arroyo del Sauce en las proximidades de la ciudad de Melo (Subsubsección 5.7.1); el Arroyo Conventos aguas abajo del puente de la Ruta Nacional N.º 26 (Subsubsección 5.7.3); y el Arroyo Conventos aguas arriba de dicho puente (Subsubsección 5.7.2).

5.7.1. Afectación de la situación actual en el Arroyo del Sauce

La Figura 5.22 presenta las manchas de inundación correspondientes al tramo del Arroyo del Sauce próximo al Estadio Municipal Arquitecto Antonio Eleuterio Ubilla, ubicado en el barrio Estadio. En particular, se observan afectaciones en los barrios: Estadio, Progreso, García, San Antonio y Sónora identificados previamente en la Figura 3.1.

Las primeras áreas inundadas se observan para un tiempo de retorno de 2 años en el barrio Estadio y en las instalaciones del estadio. Para un tiempo de retorno de 10 años, la inundación se extiende hacia los barrios Progreso y García, registrándose además las primeras afectaciones en el barrio Sónora, ubicado sobre la margen opuesta del arroyo. Para eventos de mayor magnitud, la extensión de la inundación aumenta progresivamente, alcanzando otros sectores urbanos próximos al cauce, dentro de los barrios mencionados. A su vez, el barrio San Antonio presenta afectaciones desde un tiempo de retorno de 2 años.



Figura 5.22: Situación sin presas para la zona cercana al Estadio bajo efecto de crecidas para distintos tiempos de retorno

5.7.2. Afectación de la situación actual en el Arroyo Conventos aguas arriba del puente de la Ruta Nacional N.º 26

La Figura 5.23 presenta las manchas de inundación correspondientes a la zona de los barrios López Benítez, Hipódromo y Parque Rivera (Figura 3.1).

Las primeras áreas inundadas se observan en el barrio Parque Rivera para un tiempo

de retorno de 2 años. En cambio, las primeras viviendas afectadas en los barrios López Benítez e Hipódromo comienzan a registrarse para eventos con un tiempo de retorno de 100 años.

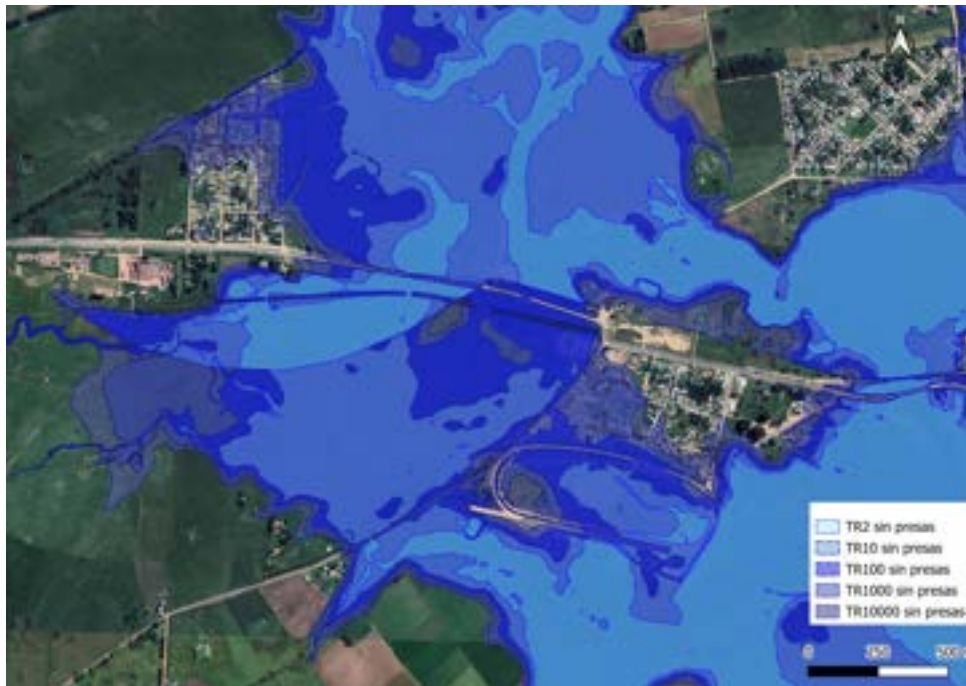


Figura 5.23: Situación sin presas para los barrios López Benítez e Hipódromo bajo efecto de crecidas para distintos tiempos de retorno

5.7.3. Afectación de la situación actual en el Arroyo Conventos aguas abajo del puente de la Ruta Nacional N.º 26

La Figura 5.24 presenta las manchas de inundación correspondientes al tramo del Arroyo Conventos ubicado aguas abajo del puente de la Ruta Nacional N.º 26. Las principales afectaciones se registran en los barrios Villa Andueza, El Fogón y Cuchilla de las Flores (Figura 3.1).

Las primeras áreas inundadas se observan para un tiempo de retorno de 2 años, principalmente en el entorno del Teatro de Verano y del Club Remeros Melo. No obstante, las primeras afectaciones sobre viviendas se registran para eventos con un tiempo de retorno de 10 años.



Figura 5.24: Situación sin presas para la zona aguas abajo del puente de la Ruta Nacional N.º 26 bajo efecto de crecidas para distintos tiempos de retorno

5.7.4. Afectación de eventos reales

Con el objetivo de realizar una comparación cualitativa entre los resultados obtenidos mediante la modelación hidrológica-hidrodinámica y eventos reales de inundación registrados en la ciudad de Melo, se analizan algunos episodios recientes para los cuales existen registros fotográficos y notas periodísticas que documentan la afectación del Estadio Municipal Arq. Antonio Eleuterio Ubilla.

Si bien no se dispone de registros pluviométricos horarios que permitan reconstruir con precisión los hietogramas asociados a estos eventos, sí se cuenta con registros de precipitación diaria. Por este motivo, no es posible asignar rigurosamente un tiempo de retorno a cada tormenta observada. Sin embargo, el análisis de los acumulados de lluvia registrados permite obtener una aproximación de la magnitud de los eventos y comparar las zonas afectadas con las manchas de inundación obtenidas mediante el modelo hidrodinámico.

De acuerdo con los resultados presentados anteriormente, en la situación actual, el estadio comienza a verse afectado para eventos cercanos al tiempo de retorno de 2 años, mientras que para un evento de tiempo de retorno de 10 años las instalaciones quedan prácticamente cubiertas por la inundación y ya se presenta afectación en viviendas.

5.7.5. Evento de setiembre de 2023

Durante los primeros días de setiembre de 2023 se registró un importante episodio de precipitaciones en la ciudad de Melo. Los acumulados diarios registrados por INUMET se presentan en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7: Precipitaciones registradas en Melo durante el evento de setiembre de 2023 según INUMET

Fecha	Precipitación (mm)	Fecha	Precipitación (mm)
01/09/2023	2,3	05/09/2023	0,0
02/09/2023	3,5	06/09/2023	40,4
03/09/2023	9,3	07/09/2023	109,0
04/09/2023	6,3		

Este evento produjo inundaciones en diversos sectores de la ciudad, incluyendo las instalaciones del Estadio Municipal Arq. Antonio Eleuterio Ubilla, tal como fue documentado por distintos medios de comunicación el día 8 de setiembre de 2023 en la Figura 5.25.



(a) Fuente El Observador (2023)



(b) Fuente FM Gente (2023).

Figura 5.25: Inundaciones registradas en la ciudad de Melo durante el evento de setiembre de 2023

Según reportó Teledoce (2023), en Cerro Largo se registraron aproximadamente 120 mm de lluvia en pocas horas, lo que provocó inundaciones en distintos sectores de la ciudad. Entre los barrios más afectados se mencionan García, Progreso y San Antonio.

Al comparar estos registros con las tormentas de diseño generadas mediante la metodología NRCS, se observa que los acumulados registrados presentan magnitudes similares a las correspondientes a eventos comprendidos entre los tiempos de retorno de 2 y 10 años.

En particular, como se muestra en la Tabla 5.8 la tormenta de diseño TR10 presenta un acumulado de 132,4 mm en aproximadamente diez horas, valor próximo al informado para este evento.

Tabla 5.8: Distribución temporal de las tormentas de diseño TR2 y TR10 obtenidas mediante la metodología NRCS

Duración (h)	Precipitación TR2 (mm)	Precipitación TR10 (mm)
0,8	3,3	5,2
1,7	3,7	5,7
2,5	4,2	6,6
3,4	5,1	7,8
4,2	6,5	10,1
5,0	10,7	16,6
5,9	26,3	40,7
6,7	8,0	12,3
7,6	5,7	8,8
8,4	4,6	7,1
9,2	4,0	6,1
10,1	3,5	5,4
Acumulado (mm)	85,7	132,4

Asimismo, la localización de las áreas afectadas reportadas por la prensa coincide razonablemente con las zonas identificadas por el modelo hidrodinámico como más vulnerables a las inundaciones frecuentes. En particular, las manchas obtenidas para eventos con tiempo de retorno del orden de 10 años muestran afectaciones significativas en el entorno del estadio y en varios de los barrios mencionados en los reportes periodísticos.

Evento de mayo de 2024

Durante mayo de 2024 se registró otro episodio de precipitaciones intensas que provocó nuevas inundaciones en la ciudad de Melo. Los acumulados diarios registrados fueron los presentados en la Tabla 5.9

Tabla 5.9: Precipitaciones registradas en Melo durante el evento de mayo de 2024

Fecha	Precipitación (mm)
19/05/2024	6,9
20/05/2024	0,0
21/05/2024	20,8
22/05/2024	41,2
23/05/2024	8,0

Las consecuencias de este evento también fueron registradas por distintos medios de prensa, destacándose nuevamente la inundación del Estadio Ubilla como se puede observar en la Figura 5.26 publicada el 23 de mayo de 2024.



Figura 5.26: Inundación del Estadio Ubilla durante el evento de mayo de 2024. Fuente: El Observador (2024)

De acuerdo con Montevideo Portal (2024), el barrio García fue uno de los sectores más afectados durante este evento, registrándose además inundaciones en las inmediaciones del estadio y en el barrio Sónora.

Al igual que en el evento de setiembre de 2023, la distribución espacial de las zonas afectadas presenta una correspondencia razonable con las áreas identificadas por el modelo realizado como aquellas que son más susceptibles a inundaciones frecuentes. En particular, los sectores próximos al Estadio Ubilla y las márgenes del Arroyo Conventos coinciden con algunas de las zonas de mayor afectación observadas en los resultados de la modelación.

6. Modelación hidrológica media

Para el diseño de la presa se analiza, en primera instancia, el régimen medio al cual está sometido el curso de agua. Este estudio resulta fundamental, dado que uno de los objetivos del proyecto es garantizar la satisfacción de un caudal determinado.

Para estudiar el régimen medio y determinar la satisfacción de la demanda de las presas a proyectar se sigue el procedimiento que se describe a continuación. En primer lugar, se analizan los posibles puntos de cierre de los arroyos y se selecciona el emplazamiento de cada presa. Definidos estos, quedan determinadas las correspondientes cuencas de aporte. A partir de la delimitación de dichas cuencas y de la información hidrometeorológica disponible, se estima el escurrimiento generado para la serie histórica considerada. Paralelamente, se determina el caudal requerido en función de la demanda prevista para cada época del año. Finalmente, utilizando las características topográficas de cada cerrada y los aportes estimados, se realiza el balance hídrico de los embalses con el objetivo de verificar la capacidad de las presas para satisfacer la demanda establecida.

6.1. Puntos de cierre seleccionados

Uno de los primeros aspectos a definir en el diseño de una presa es la selección del punto de cierre.

En términos ideales, el tramo aguas arriba debería presentar la confluencia de varios cauces, de modo de garantizar una adecuada capacidad hidrológica del embalse. Asimismo, se procura identificar un cierre cuyo perfil transversal permita optimizar el ancho de la presa y maximizar el volumen embalsable, asegurando simultáneamente condiciones geométricas favorables para la implantación de la estructura (SPANCOLD, 2013).

Para cada uno de los arroyos analizados se identifican varias secciones con características favorables para el emplazamiento de un cierre. La selección de la alternativa más conveniente se realiza mediante la comparación de distintos criterios, entre los que se incluyen el volumen de movimiento de suelos requerido para la construcción de la presa, la longitud del cierre, el volumen de agua embalsable, el área superficial afectada por el embalse y las posibles interferencias generadas por el lago resultante.

El cálculo de dichas características se realiza con distintas herramientas. Tanto el volumen embalsado como el área inundada y la longitud del cierre se calculan con herramientas de sistemas de información geográfica, utilizando el MDT de IDEuy. Las interferencias se evalúan contrastando el lago inundado con las imágenes satelitales de Google.

El cálculo de la longitud de cierre y del área inundada se realiza de forma directa mediante las herramientas disponibles en los sistemas de información geográfica utilizados. Sin embargo, la determinación del volumen embalsado para distintas cotas requiere un procesamiento adicional.

El primer paso consiste en delimitar el área inundada para cada cota. Para ello, se identifican los píxeles del MDT cuya elevación es inferior a la cota considerada y, a partir de ellos, se genera un polígono que representa el área inundada. Posteriormente, dicho polígono se recorta manualmente de manera que abarque únicamente el área situada aguas arriba de la presa proyectada.

Una vez obtenido este polígono, se utiliza para recortar el MDT original, generando un nuevo ráster limitado al área del embalse. Sobre este último se calcula un ráster de profundidades, obtenido como la diferencia entre la cota de estudio y la elevación de cada celda. Finalmente, mediante las herramientas del sistema de información geográfica empleado, se calcula el volumen contenido en el ráster de profundidades, el cual corresponde al volumen embalsado para la cota analizada.

El volumen de movimiento de suelos se estima de forma preliminar mediante un algoritmo de cálculo que determina dicho volumen en función de la sección de emplazamiento, la altura de la presa, el ancho de coronamiento y la inclinación de los taludes.

6.1.1. Arroyo del Sauce

Para el Arroyo del Sauce las opciones de cierre evaluadas están presentes en la Figura 6.1.

Las alternativas evaluadas se seleccionan procurando minimizar la afectación del lago permanente sobre la Ruta 8 y maximizar el volumen de agua embalsado. Asimismo, se busca que las cuencas de aporte sean suficientemente extensas para favorecer la laminación de las crecidas y generar el efecto beneficioso esperado sobre la ciudad ubicada aguas abajo.

Las opciones con buen cierre topográfico aguas arriba de los puntos de cierre seleccionados son descartadas, ya que las mismas generan afectaciones muy grandes a la ruta o reciben cuencas pequeñas, cuyo embalsado difícilmente generaría los efectos deseados aguas abajo.

Con el objetivo de comparar el movimiento de suelos entre los cierres propuestos, se adopta una geometría preliminar para las presas, basada en valores típicos de presas de materiales sueltos (taludes 3H:1V y un ancho de coronamiento de 6 m). La geometría definitiva será definida en tomos posteriores del proyecto. Los parámetros adoptados en esta instancia tienen como único propósito permitir una comparación consistente entre alternativas y facilitar una toma de decisión más informada.



Figura 6.1: Cierres evaluados. Presa del Arroyo del Sauce

En la Tabla 6.1 se muestran los valores de los parámetros analizados para los distintos cierres estudiados.

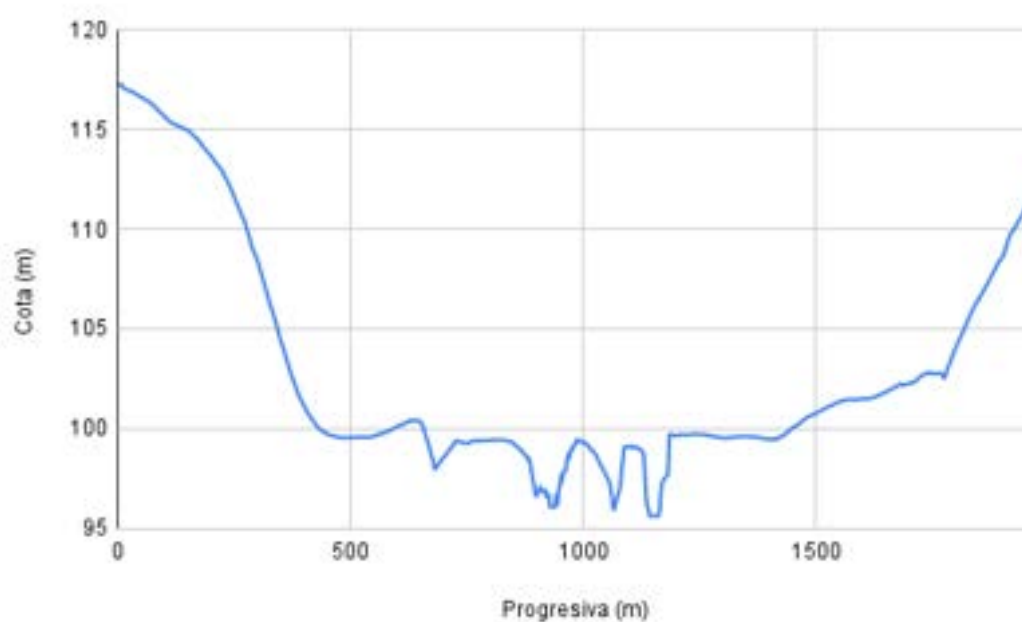


Figura 6.2: Sección del cierre seleccionada. Presa del Arroyo del Sauce

Se selecciona la opción 1, decisión que fue tomada considerando la mayor capacidad de almacenamiento que dicho cierre presenta, característica que resulta importante para este arroyo en el proyecto a desarrollar. La sección utilizada puede verse en la Figura 6.2, que fue realizada utilizando el MDT del IDEuy.

Tabla 6.1: Valores obtenidos para distintas alturas de presa

Cierre	Altura (m)	Cota (m)	$A_{Afectada}$ (ha)	$V_{Embalsado}$ (m ³)	V_{Suelos} (m ³)
1	1	97,5	3,71	22.024	-
1	2	98,5	12,11	85.875	1.200
1	3	99,5	17,47	162.299	3.500
1	4	100,5	75,67	752.117	8.000
1	5	101,5	163,64	1.968.079	19.700
1	6	102,5	253,52	4.032.063	38.800
1	7	103,5	356,65	7.072.747	66.100
1	8	104,5	515,70	11.655.615	102.200
2	1	96,6	1,87	11.089	-
2	2	97,6	71,97	42.464	1.100
2	3	98,6	17,87	163.616	3.100
2	4	99,6	49,66	474.292	6.900
2	5	100,6	117,88	1.178.841	16.600
2	6	101,6	204,45	2.904.828	34.100
2	7	102,6	316,11	5.497.931	59.600
2	8	103,6	456,17	9.420.410	92.600
3	1	96,7	1,90	14.494	-
3	2	97,7	8,95	60.616	231
3	3	98,7	18,69	195.220	671
3	4	99,7	53,62	542.662	2.600
3	5	100,7	119,08	1.392.210	10.300
3	6	101,7	215,83	3.076.894	24.100
3	7	102,7	343,87	5.835.511	43.600
3	8	103,7	48,37	9.972.231	69.400

6.1.2. Arroyo Conventos

Para determinar la sección de cierre del Arroyo Conventos, se hace un análisis análogo al realizado anteriormente. En la Figura 6.3 se presentan los cierres evaluados para este curso de agua.



Figura 6.3: Cierres evaluados. Presa del Arroyo Conventos

Estos se trazan lo más aguas abajo del curso posible, de manera de tener una buena cuenca de captación, tanto para la amortiguación de eventos extremos como para cumplir con los requerimientos de caudal mínimo, los cuales serán explicitados en secciones siguientes. Se ve limitado el punto de cierre por la presencia del Aeropuerto de Melo, ubicado a aproximadamente 1 km aguas abajo de los cierres planteados.

En la Tabla 6.2 se tabulan los datos de cada cierre para su comparación.

Se selecciona la opción de cierre 1 con el objetivo de minimizar el volumen de movimiento de suelos y el área afectada, sin embargo de resultar necesario se reconoce como buena opción el cierre 2. La sección utilizada se muestra en la Figura 6.4, que fue obtenida utilizando el MDT del IDEuy.

Una ventaja adicional del punto de cierre seleccionado es la presencia de una línea de puntos bajos que, sobre cierta altura de embalse, conecta el volumen embalsado con el curso aguas abajo de la presa. Se identifica dicho canal natural como una oportunidad para una zona de alivio de emergencias. Se ahonda más en este tema en el Tomo II del presente trabajo.

Tabla 6.2: Valores obtenidos para distintas alturas de presa

Cierre	Altura (m)	Cota (m)	$A_{Afectada}$ (ha)	$V_{Embalsado}$ (m ³)	V_{Suelos} (m ³)
1	1	101	2,36	7.236	-
1	2	102	30,91	132.083	3.700
1	3	103	106,34	802.698	14.700
1	4	104	213,41	2.344.502	33.100
1	5	105	364,92	5.160.060	58.800
1	6	106	574,94	9.842.353	91.900
1	7	107	726,04	16.295.466	312.800
1	8	108	918,80	24.651.154	181.700
2	1	104	24,47	16.451	-
2	2	105	109,54	486.205	6.500
2	3	106	290,69	2.387.596	21.700
2	4	107	418,13	6.191.973	47.000
2	5	108	587,40	13.085.940	80.000
2	6	109	758,54	24.653.822	127.200
2	7	110	906,41	34.527.203	182.500
2	8	111	1063,70	48.852.446	248.400

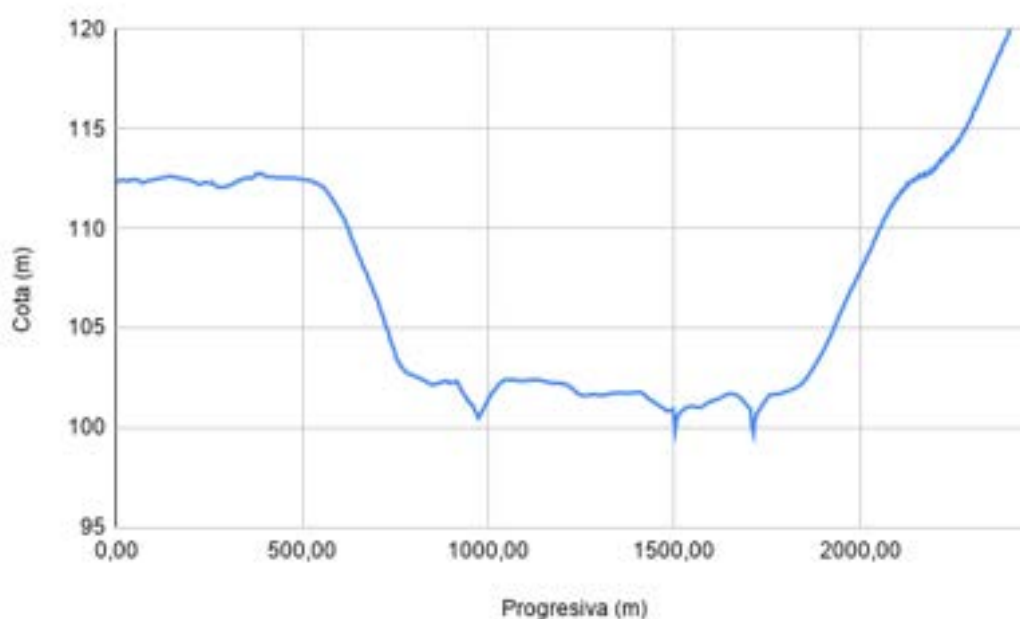


Figura 6.4: Sección del cierre seleccionada. Presa del Arroyo Conventos

Habiendo seleccionado las secciones de cierre, se pasa a estudiar los escurrimientos medios en las cuencas resultantes de dichos puntos.

6.2. Escurrimientos medios

Para la modelación de escurrimientos medios se utiliza el modelo de balance hídrico de Témez. Este modelo es de carácter agregado y de paso mensual, y permite estimar el escurrimiento generado en una cuenca a partir de datos de precipitación, almacenamiento de agua en el suelo y evapotranspiración potencial (Témez, 1977).

El modelo propone un balance hídrico donde una parte de la precipitación (P) queda retenida en la capa superior del suelo, cuya capacidad máxima de almacenamiento se representa mediante H_{max} . En esta capa no saturada se produce la evapotranspiración real (ETR). La porción de la precipitación que no puede ser almacenada se denomina excedente (T).

Una fracción del excedente infiltra al suelo profundo (I), limitada por el parámetro I_{max} . Esta infiltración pasa a integrar el almacenamiento subterráneo (V), el cual posteriormente aporta caudal al cauce mediante el flujo base o aporte subterráneo (A_{sub}).

El resto del excedente constituye el aporte superficial (A_{sup}), que es conducido directamente al cauce. La esorrentía total mensual resulta entonces de la suma de ambos aportes: $A_T = A_{sup} + A_{sub}$

Las principales ecuaciones del modelo de Témez, que definen el excedente, la evapotranspiración real, la evolución del almacenamiento superficial y subterráneo y la partición entre flujos, se presentan a continuación:

Excedente (T):

$$T_i = \begin{cases} 0, & P_i \leq P_0 \\ \frac{(P_i - P_0)^2}{(P_i - P_0) + 2\delta_i}, & P_i > P_0 \end{cases} \quad (6.1)$$

donde

$$P_0 = C P_o (H_{m\acute{a}x} - H_{i-1}) \quad (6.2)$$

$$\delta_i = H_{m\acute{a}x} - H_{i-1} - ETP_i \quad (6.3)$$

Evapotranspiración real:

$$ETR_i = \min(ETP_i, H_{i-1} + P_i - T_i) \quad (6.4)$$

Actualización del contenido de humedad del suelo:

$$H_i = \min(H_{i-1} + P_i - T_i - ETR_i, H_{\text{máx}}) \quad (6.5)$$

Infiltración hacia el almacenamiento subterráneo:

$$I_i = \frac{I_{\text{máx}} T_i}{I_{\text{máx}} + T_i} \quad (6.6)$$

Aporte superficial:

$$A_{\text{sup},i} = T_i - I_i \quad (6.7)$$

Evolución del almacenamiento subterráneo:

$$V_i = V_{i-1} e^{-\alpha t} + I_i \left(1 - \frac{e^{-\alpha t}}{2}\right) \quad (6.8)$$

Aporte subterráneo:

$$A_{\text{sub},i} = \alpha V_i \quad (6.9)$$

Escorrentía total:

$$A_{T,i} = A_{\text{sup},i} + A_{\text{sub},i} \quad (6.10)$$

Estas ecuaciones, junto con las hipótesis del modelo, permiten representar de forma conceptual los procesos hidrológicos a escala de cuenca con paso mensual (Témez, 1977). Se utilizan para el desarrollo del modelo los parámetros de Témez calibrados para Uruguay, presentes en la Tabla 6.3. (IMFIA, s.f-b)

Tabla 6.3: Parámetros calibrados del modelo de Témez

CAD	CP0	α (1/día)	$I_{\text{máx}}$ (mm)
0,92	0,30	0,0775	386

Para la aplicación del modelo es necesario contar con información básica de cada cuenca, tales como el área de aporte y los valores de Agua Disponible (AD). Los valores ponderados de AD empleados en la modelación se presentan en la Tabla 6.4. Los valores de referencia

para el cálculo de agua disponible fueron obtenidos de notas de cursos anteriores (Notas HHA - IMFIA, 2021).

En la Figura 6.5 se muestra la intersección entre las cuencas analizadas y las unidades de suelo identificadas en la zona de estudio.

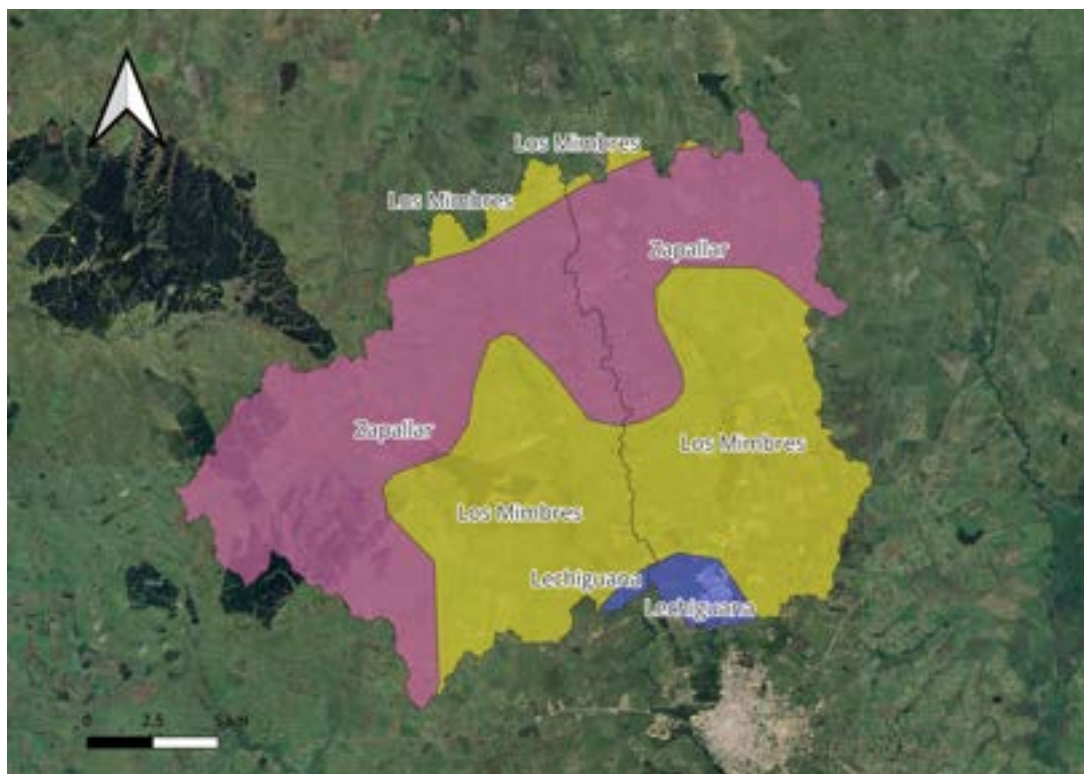


Figura 6.5: Unidades de suelo en las cuencas de las presas

Tabla 6.4: Agua disponible (AD) por unidad de suelo y área en las cuencas de las presas del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

Unidad	AD (mm)	Conventos (ha)	Sauce (ha)
Los Mimbres	100,1	8 612,8	8 314,9
Lechiguana	113,3	183,8	749,9
Zapallar	153,2	11 638,7	5 625,3
AD ponderada (mm)	-	130,5	121,11

Para la aplicación del modelo, además de las características físicas de la cuenca, es necesario contar con series de precipitación y con el ciclo medio anual de evapotranspiración potencial.

La serie de precipitación utilizada corresponde a la estación **Melo G3** de INUMET, con datos diarios. Para la selección de esta estación se construyen los polígonos de Thiessen

correspondientes a las estaciones pluviométricas próximas a la zona de estudio. Como se muestra en la Figura 6.6, las cuencas analizadas quedan completamente comprendidas dentro del polígono de influencia de la estación seleccionada, por lo que se considera representativa para el análisis hidrológico realizado.

Se consideran los registros disponibles hasta completar el último año calendario, es decir, hasta diciembre de 2024. De esta manera se dispone de una serie continua de 47 años de datos.

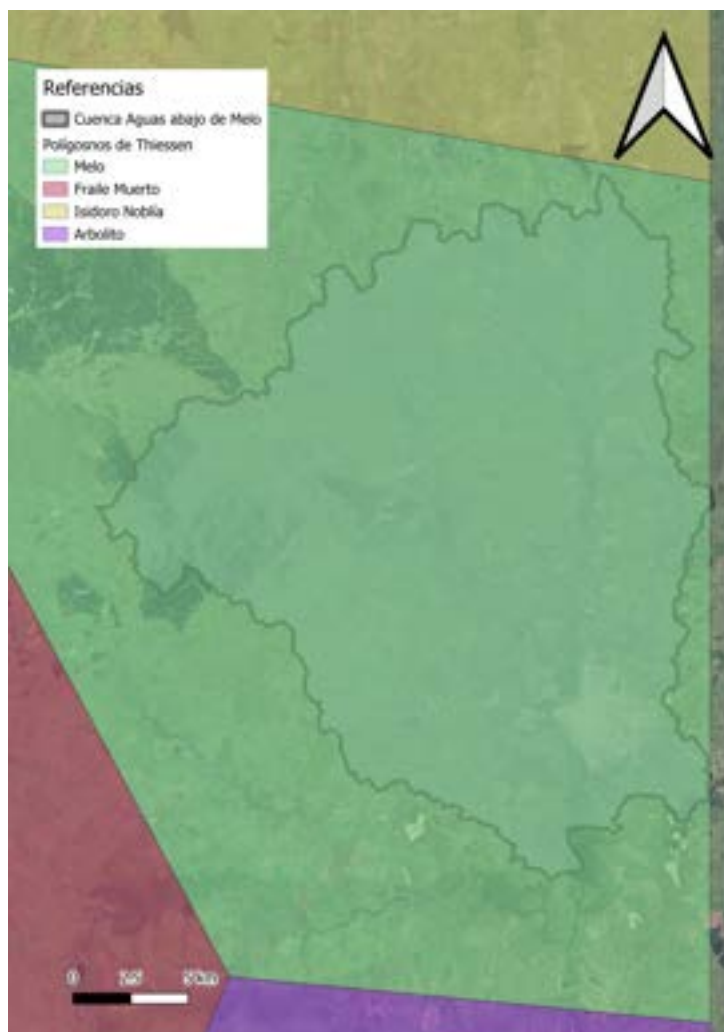


Figura 6.6: Polígonos de Thiessen para la zona de estudio

La serie mensual de evapotranspiración potencial se presenta en la Tabla 6.5. Esta se obtiene de multiplicar el valor medio anual de ETP para la zona de Melo, igual a 93 mm, por los coeficientes de distribución del ciclo medio anual de ETP de la Tabla 3.6.

Tabla 6.5: Serie mensual de ETP para la zona de Melo

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
174,8	134,9	110,7	67,9	40,9	27	32,6	51,2	72,5	104,2	136,7	165,5

Las series mensuales de precipitación y escurrimiento se emplean posteriormente como datos de entrada en el modelo de balance hídrico.

6.3. Caudal ambiental

Debido a la falta de series de caudales, se procede a calcular el caudal ambiental con el manual de *Regionalización Estadística de Caudales* del MVOTMA. Los valores resultantes se compararán con la cifra de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ solicitada por el cliente, que como mínimo debe cumplirse en Melo.

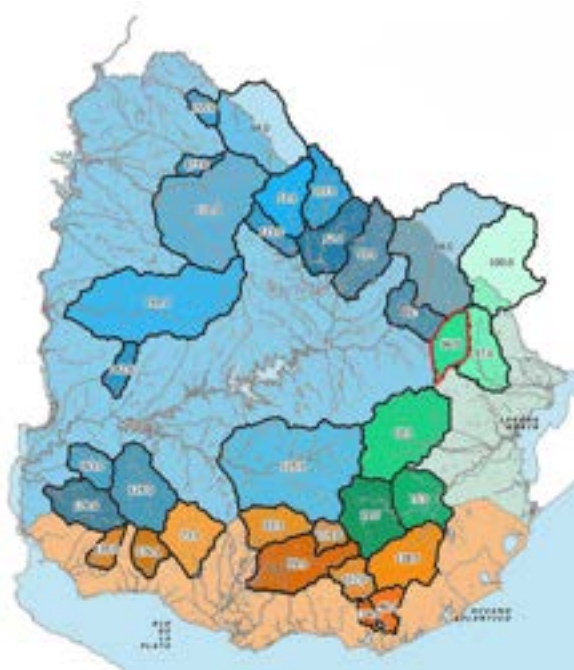
El informe de *Regionalización Estadística de Caudales* destaca, entre sus conclusiones, que

“[...] a cierta escala de trabajo permite hacer una estimación de dichos parámetros para cuencas no aforadas.” (DINAGUA, 2019, p. 28).

Como las cuencas del Arroyos Conventos y Arroyo del Sauce no se encuentran aforadas, se utilizan los valores estadísticos de la cuenca aforada más cercana a éstas. Observando la Figura 6.7, se determinó que la subcuenca aforada de interés es la del Río Tacuarí, perteneciente a cuenca de la Laguna Merín, en la región centro este.

Según el Decreto N° 368/018 (MVOTMA, 2018), para obras de embalse se debe permitir un caudal con probabilidad de excedencia de 60 %. Por otro lado, la *Guía Metodológica de caudales ambientales* del Ministerio de Ambiente propone un caudal con probabilidad de excedencia de 80 % para embalses cuya cuenca de aporte es mayor a 10 km^2 . Se resuelve estimar el caudal ambiental para la condición de mayor exigencia: un caudal con probabilidad de excedencia de 60 %.

De las curvas de frecuencias promediadas por cuatrimestre y por región, expresadas en caudales específicos normalizados (DINAGUA, 2019, pág. 23), se obtienen los parámetros $q_i (60\%)/q_i$, con $i = 1$ a 3. La Figura 6.8 y la Figura 6.9 muestran las tablas con las curvas de frecuencias promediadas para el cuatrimestre abril - julio. El parámetro $q_i (60\%)/q_i$ corresponde a la relación del caudal específico con frecuencia diaria de 60 % y el caudal específico medio, para el mismo cuatrimestre.



(a) Mapa con subcuencas y estaciones

CUENCA	C3	CURSO	ESTACIÓN
LAGUNA MERIN	406	Rio Yaguarón	100.0
	413	Rio Tacuari	96.0
	417	Rio Tacuari	97.0
	437	Rio Olimar Grande	10.1
	444	Rio Cebollati	14.0
	445	Ao. del Aiguá	128.0
	446	Rio Cebollati	15.0

(b) Tabla con la estación correspondiente a cada cuenca

Figura 6.7: Cuencas aforadas

Frecuencia (%)	q1 (FF%) / q1							
	NOROESTE	NORESTE	OESTE	SUROESTE	CENTRO SUR	CENTRO ESTE	SUR	SURESTE
0.1	45.863	15.419	19.331	27.515	24.671	20.378	22.293	21.679
1	15.284	7.818	10.528	15.377	10.115	7.456	12.395	10.022
5	4.345	4.069	4.876	4.798	5.052	3.913	4.522	4.238
10	2.214	2.728	2.707	2.281	2.965	2.694	2.305	2.666
15	1.285	2.032	1.684	1.114	1.790	2.063	1.447	1.812
20	0.877	1.623	1.185	0.695	1.193	1.628	1.021	1.312
25	0.628	1.282	0.900	0.501	0.831	1.340	0.792	0.988
30	0.473	1.008	0.675	0.409	0.601	1.114	0.626	0.778
35	0.362	0.767	0.510	0.341	0.442	0.883	0.511	0.602
40	0.288	0.598	0.391	0.294	0.327	0.678	0.419	0.471
45	0.226	0.478	0.321	0.264	0.246	0.527	0.351	0.386
50	0.179	0.383	0.271	0.226	0.193	0.402	0.299	0.319
55	0.142	0.317	0.229	0.197	0.157	0.290	0.254	0.261
60	0.110	0.250	0.187	0.171	0.124	0.213	0.215	0.214
65	0.084	0.203	0.162	0.150	0.097	0.164	0.177	0.177
70	0.063	0.156	0.136	0.115	0.077	0.125	0.146	0.139
75	0.047	0.116	0.115	0.097	0.057	0.087	0.117	0.109
80	0.034	0.085	0.092	0.077	0.045	0.051	0.069	0.081
85	0.023	0.059	0.071	0.058	0.034	0.032	0.068	0.060
90	0.014	0.036	0.059	0.037	0.018	0.016	0.048	0.043
95	0.009	0.019	0.039	0.022	0.007	0.007	0.033	0.027
99	0.005	0.010	0.023	0.004	0.002	0.002	0.020	0.015
99.9	0.003	0.004	0.016	0.001	0.000	0.001	0.011	0.007

Figura 6.8: Tabla de regionalización estadística hidrométrica. Fuente: DINAGUA, 2019

Las curvas de frecuencias de caudales normalizados de los cuatrimestres restantes se presentan en el Apéndice G.

Luego, a partir de las curvas de frecuencias acumuladas de promedios diarios para la

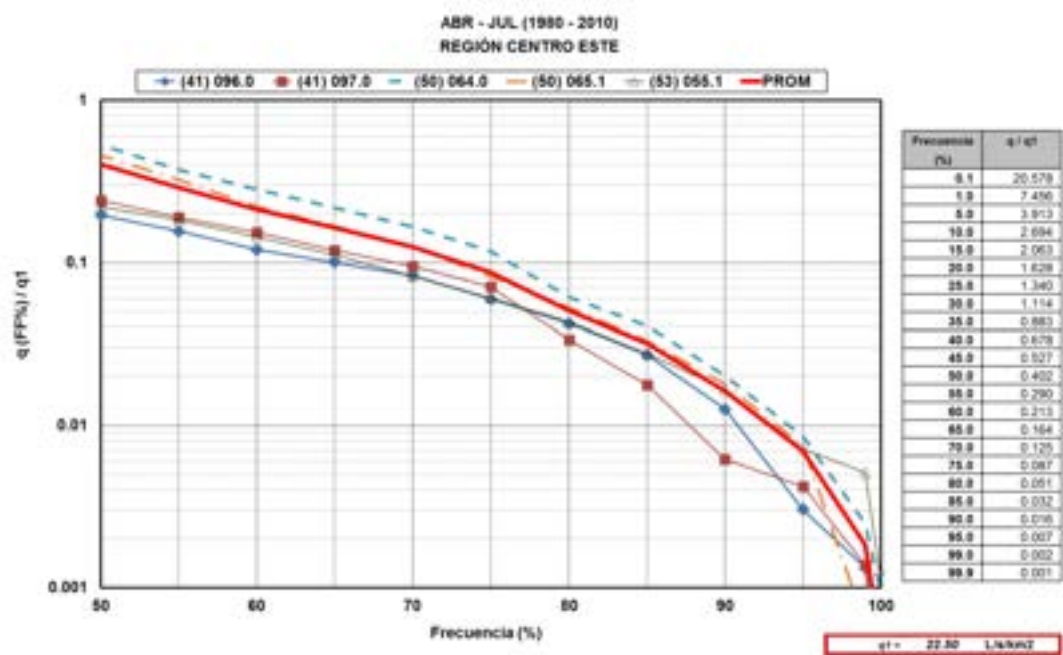


Figura 6.9: Curva de frecuencias de caudales normalizada para la región centro este.
Fuente: DINAGUA, 2019

región centro este (DINAGUA, 2019, pág. 14), se determinan los valores del caudal medio específico de cada cuatrimestre.

De este modo, se obtienen los siguientes valores:

- $q1(60\%)/q1 = 0,213$
- $q1 = 22,5 \text{ L/s/km}^2$
- $q2(60\%)/q2 = 0,272$
- $q2 = 17,93 \text{ L/s/km}^2$
- $q3(60\%)/q3 = 0,079$
- $q3 = 8,11 \text{ L/s/km}^2$

El caudal específico por cuatrimestre se obtiene de la multiplicación de $q_i(60\%)/q_i$ y q_i . Posteriormente, se multiplica por el área de la cuenca para obtener el caudal ambiental por cuatrimestre para cada cuenca. Dado que la cuenca del Arroyo Conventos tiene un área en km^2 de 197,9 y el Arroyo del Sauce tiene una superficie de $147,5 \text{ km}^2$, los caudales ambientales por período se visualizan en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6: Caudal ambiental por cuatrimestre para las cuencas de los Arroyos del Sauce y Conventos, en m^3/s

Período	Conventos	Sauce	Suma
ABR - JUL	0,949	0,707	1,656
AGO - NOV	0,966	0,720	1,685
DIC - MAR	0,127	0,095	0,221

La Tabla 6.6 contiene el caudal que deben erogar cada una de las presas. Por Melo es conducida la suma de ambos caudales, la que debe ser mayor a $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta condición se cumple en los cuatrimestres abril - julio y agosto - noviembre, pero no en el cuatrimestre en el que se dan caudal de estiaje: diciembre - marzo.

Por ende, se decide considerar que el caudal en la ciudad de Melo corresponde a la suma de los caudales ambientales en el período abril - noviembre, excepto en el cuatrimestre de verano, que se fijará en $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.4. Balance hídrico del embalse

Para evaluar la disponibilidad del agua que escurre a un embalse, se realiza un balance hídrico. Esto permite estimar la distribución del recurso y evaluar la garantía de cumplimiento de la demanda (IMFIA, s.f-a).

Como destaca el IMFIA (s.f-a), el balance en un embalse necesita los siguientes parámetros:

- Precipitación
- Ciclo anual medio de evaporación del tanque A
- Escorrentía de la cuenca de aporte
- Área de la cuenca de aporte
- Demanda a satisfacer, en este caso el caudal ambiental y caudal mínimo
- Curvas de altura- volumen- área (HAV) del embalse

La series de escorrentía y precipitación mensual se obtienen como resultado del modelo de Témez, la serie de evaporación de tanque A se obtiene de la estación INIA Treinta y Tres. Es necesario hallar las curvas HAV que relacionan la altura, área y volumen de un embalse.

Debido a que estas curvas dependen directamente de la topografía del área de estudio, se generan con el software QGIS. En primera instancia, utilizando la calculadora ráster, se generan polígonos que delimitan las zonas en las que el MDT presenta cotas inferiores al nivel a evaluar. Este polígono, que en adelante se denominará lago, se emplea para efectuar el recorte del MDT.

Posteriormente, al restar el MDT recortado del nivel del lago considerado, se obtiene un ráster de profundidades. A partir de este ráster es posible calcular el volumen almacenado correspondiente a dicha cota. Este procedimiento se replica para todas las cotas analizadas, generando así un conjunto de valores que permiten construir las curvas deseadas.

En la Tabla 6.7 y Tabla 6.8 se presentan las HAV de ambos embalses.

Tabla 6.7: Curvas HAV del Arroyo Conven-
tos

H (m)	A (ha)	V (Hm ³)
1	2,36	0,007
2	30,91	0,132
3	106,34	0,803
4	213,41	2,345
5	364,92	5,160
6	574,94	9,842
7	726,04	16,296
8	918,80	24,651

Tabla 6.8: Curvas HAV del Arroyo del Sauce

H (m)	A (ha)	V (Hm ³)
1	3,71	0,022
2	12,11	0,086
3	17,47	0,162
4	75,67	0,752
5	163,64	1,968
6	253,52	4,032
7	356,65	7,073
8	515,70	11,656

Una vez adquiridos todos las series de datos necesarias, se itera la ecuación de continuidad Ecuación 6.11, donde I son los ingresos al sistema, O las salidas y S representa el volumen de agua almacenada (IMFIA, s.f-a).

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \quad (6.11)$$

El balance hídrico del embalse se lleva adelante con un código sencillo de Matlab. Con la información recolectada es posible estudiar el comportamiento del embalse. Para una altura de la presa dada se obtiene la serie de altura del pelo de agua dentro del embalse y el volumen de vertido del mismo.

La iteración para hallar la cota de vertido se realiza de forma manual, evaluando opciones de altura de presa razonables con criterios hidráulicos y constructivos.

6.5. Satisfacción de demanda

El modelo de balance hídrico implementado permite evaluar diferentes combinaciones de altura de vertido para cada una de las presas.

Es posible determinar cuál es la mejor opción para cumplir con las demandas tanto del conjunto de presas como del caudal ambiental requerido para cada una.

La demanda a satisfacer está vinculada a razones ambientales, por lo que se busca alcanzar el mayor cumplimiento viable.

6.5.1. Presa Arroyo del Sauce

Para la presa ubicada en el Arroyo del Sauce se observa que se genera afectación a la Ruta Nacional N°8. Se nota a su vez que el aumento de la cota lleva a aumentos marginales de porcentaje de cumplimiento que son cada vez más bajos. Para cumplir de manera estricta con los requerimientos de caudal sería necesario aumentar la cota seleccionada en 2 m de altura. Este comportamiento, junto al cumplimiento porcentual en la serie completa puede verse en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9: Cumplimiento de demanda

Altura (m)	Cumplimiento (%)
5,5	94,1
6	97,3
6,5	99,3
7	99,6
7,5	99,8
8	99,8
8,5	100,0

Si se quisiera tener un cumplimiento estricto de los requerimientos de caudal para esta presa se generaría una afectación permanente a la Ruta N°8 de 1,135 km, 0,7 km mayor que la afectación para altura 6,5, para aumentar en un 0,7 % el cumplimiento requerido. Los lagos permanentes con presas de altura 6,5 y 8,5 pueden observarse en la Figura 6.10.

Considerando las afectaciones a la ruta, el aumento de área inundada, y el aumento en la cota de la presa se decide tomar una altura de 6,5 m, cuya frecuencia de satisfacción de la demanda puede ser vista en la Figura 6.11, lo cual corresponde a un valor mayor a 97 % de satisfacción de demanda en todos los meses.

6.5.2. Presa Arroyo Conventos

Para la presa ubicada en Arroyo Conventos se decide imponer el cumplimiento estricto del caudal ambiental en la serie completa. Este cumplimiento se obtiene con una altura de

presa de 7 metros. Es posible exigir este cumplimiento ya que la zona inundada por los lagos que genera el embalse en el Ao. Conventos no generan grandes interferencias que limiten su extensión.

Además de considerar el requerimiento de caudal para el Arroyo Conventos, también debe considerarse el requerimiento de caudal mínimo aguas abajo, que surgirá de considerar el efecto conjunto de ambas presas.



(a) Altura de vertido 6,5 m



(b) Altura de vertido 8,5 m

Figura 6.10: Lagos permanentes para las alturas de presa analizadas en el Arroyo del Sauce

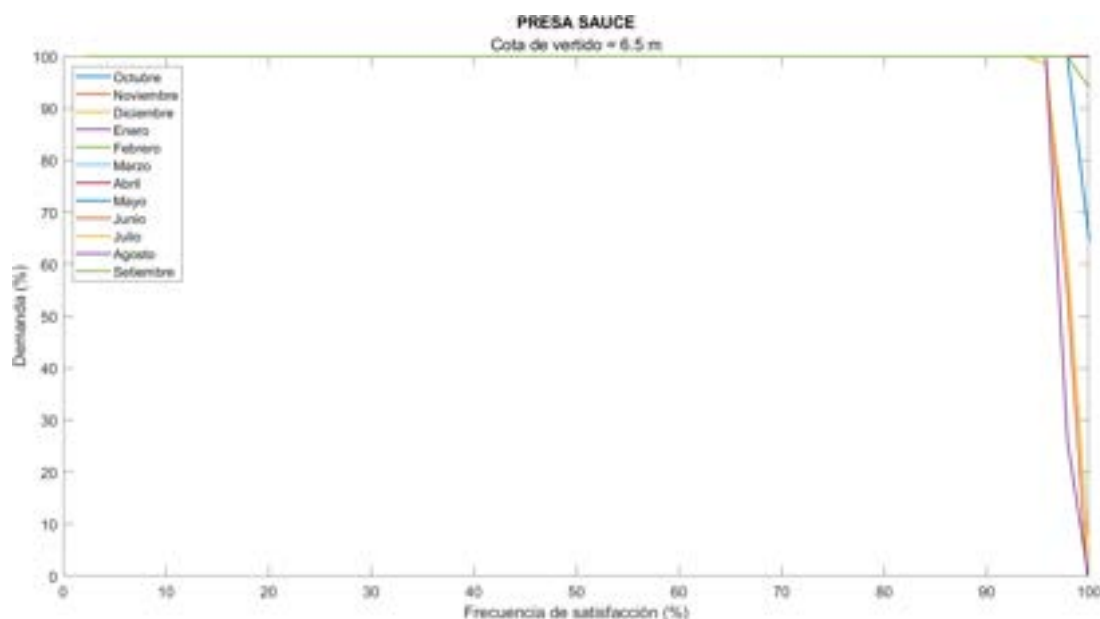


Figura 6.11: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo del Sauce

Dado que la presa del Arroyo del Sauce genera interferencias en la Ruta N°8, se decide imponer como demanda extra a la presa del Arroyo Conventos el caudal faltante para llegar a cumplir con las demandas asociadas al conjunto en el cuatrimestre de verano.

El cumplimiento porcentual frente a distintas alturas del Arroyo Conventos para una altura de presa del Arroyo del Sauce fija de 6.5 m pueden verse en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10: Cumplimiento de demanda para la serie completa

Altura (m)	Cumplimiento Conventos(%)	Cumplimiento Conjunto (%)
4,5	92,0	96,8
5	96,5	97,5
5,5	99,3	99,1
6	99,6	99,6
6,5	99,6	99,6
7	100,0	99,8

La frecuencia de satisfacción de la demanda para la presa del Arroyo Conventos para la cota definida, exigiendo una demanda mayorada, puede verse en la Figura 6.12

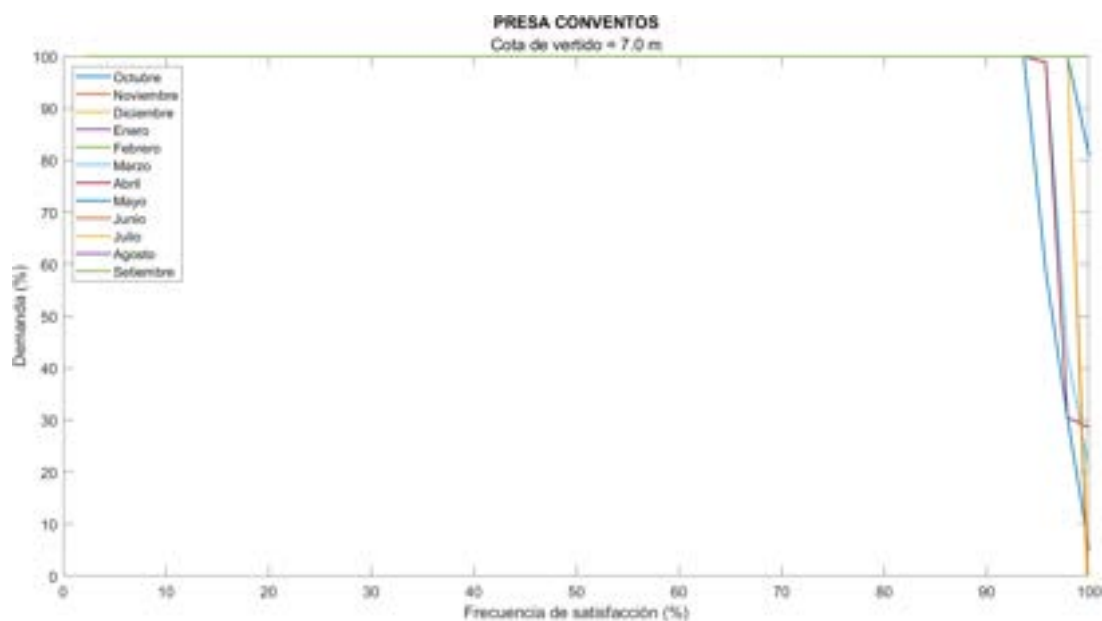


Figura 6.12: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo Conventos con demanda mayorada

6.6. Conclusiones de la sección

En resumen, las alturas definidas son de 7 m metros de profundidad para la presa del Arroyo Conventos y de 6,5 m para la presa del Arroyo del Sauce.

Se tiene la satisfacción de la demanda para la serie completa en la Tabla 6.11.

Se considera que el cumplimiento de los requerimientos es aceptable ya que los valores de frecuencia de satisfacción son cercanos al 100 %.

Tabla 6.11: Configuración adoptada y cumplimiento del requerimiento de caudal

Cota (m)		Satisfacción de la demanda en la serie (%)		
Conventos	Sauce	Conventos	Sauce	Conjuntuto
7	6,5	100	99,3	99,8

Los lagos permanentes resultantes de esta configuración están presentes en la Figura 6.13



(a) Lago en el Arroyo del Sauce. Altura 6,5 m (b) Lago en el Arroyo Conventos. Altura 7,0 m

Figura 6.13: Lagos permanentes para las alturas de presa determinadas

7. Síntesis del Tomo I

En el presente tomo se desarrollaron los estudios de base y la caracterización de la situación actual de la cuenca del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, como punto de partida para el proyecto de regulación de inundaciones en la ciudad de Melo. En primer lugar, se relevó el marco normativo nacional aplicable en materia de suelos, cuerpos de agua y evaluación de impacto ambiental, junto con las principales guías técnicas de referencia para el diseño de presas y el cálculo de caudales ambientales.

A partir de esta base normativa, se realizó la caracterización de la zona de estudio, recopilando y procesando la información planialtimétrica, meteorológica, hidrométrica, geológica, de suelos y geotécnica disponible, en conjunto con los antecedentes del Proyecto Itacuruzú. Esta información constituyó el insumo para el desarrollo de los modelos hidrológico e hidrodinámico de la cuenca.

Mediante el método NRCS implementado mediante el software *HEC-HMS* se estimaron los hidrogramas de diseño para eventos extremos con distintos tiempos de retorno, entre 2 y 10.000 años. Estos hidrogramas se incorporaron a un modelo hidrodinámico unidi-

mensional realizado en el software *HEC-RAS*, calibrado y validado contra niveles reales medidos en cuatro tormentas históricas (1984, 1991, 2002 y 2003), logrando una adecuada representación de los niveles observados en Melo. Con este modelo se determinaron las manchas de inundación de la situación actual (sin presas) y la consecuente afectación en población, viviendas y área inundada para cada tiempo de retorno, resultados que además se contrastaron favorablemente con eventos de inundación recientes registrados en la ciudad (setiembre de 2023 y mayo de 2024).

Por último, se desarrolló la modelación hidrológica del régimen medio de ambos arroyos mediante el modelo de Témez, lo que permitió seleccionar los puntos de cierre de las presas, realizar el balance hídrico de los embalses y definir las alturas que garantizan el caudal mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ para la ciudad de Melo.

En conjunto, los resultados obtenidos en este tomo caracterizan de forma integral la situación actual y el riesgo de inundación que enfrenta la ciudad de Melo, constituyendo la línea de base y el insumo directo para el diseño de las presas que se desarrolla en el Tomo II.

Referencias

- Anejo 5: Geología y Geotecnia. Estudio informativo del acceso ferroviario al puerto exterior de A Coruña en Punta Langosteira.* (s.f.). Consultado el 1 de diciembre de 2025, desde https://www.transportes.gob.es/recursos_mfom/comodin/recursos/est_20_anejo_05_geologia_y_geotecnia.pdf
- Capdevila, E., & Rehmann, N. (2010). Proyecto ejecutivo Itacuruzú. Presas arroyo Conventos y del Sauce, Melo, Uruguay. *XX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (CAMSIG 2010)*.
- Cardona, O. D. (2005). Indicadores de riesgo de desastre y de gestión del riesgo: programa para América Latina y el Caribe. *Banco Interamericano de Desarrollo*.
- Cassou, M. L. B. (2012). *Análisis teórico-experimental de los tiempos de concentración en diferentes microcuencas del Uruguay* [Tesis de Maestría en Ciencias Agrarias, opción Ciencias del Suelo]. Universidad de la República, Facultad de Agronomía.
- Chow, V. T. (1959). *Hidráulica de canales abiertos* [Capítulos 9 y 9.1: tránsito de crecientes y ecuaciones de Saint-Venant]. McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1988). *Hidrología Aplicada* [Traducción de *Applied Hydrology* (1988)]. McGraw-Hill.
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). (1987). Técnicas de proyecciones de población y áreas menores. Aplicación y evaluación. <https://repositorio.cepal.org/server/api/core/bitstreams/905cf71e-dd95-4c18-8c9b-d392fff670c5/content>
- DINAGUA. (2019). *Regionalización de estadísticas de caudales* (inf. téc.). MVOTMA. Montevideo. https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/documentos/publicaciones/Regionaliza_2019_07.pdf
- DINAGUA. (2022). *Atlas Nacional de Inundaciones y Drenaje Pluvial Urbano* [Equipo de Inundaciones y Drenaje Urbano (IDU): Daniel Alonso, Juan Pablo Martínez, Gonzalo Pastorino, Adriana Piperno, Felipe Silva. Dirección DINAGUA: Viviana Pesce. Versión actualizada febrero 2022]. Ministerio de Ambiente, República Oriental del Uruguay. Consultado el 27 de agosto de 2025, desde https://www.ambiente.gub.uy/informacion_hidrica/index.php
- El Observador. (2023, septiembre). *Mirá la impresionante inundación que sufrió el estadio Ubilla de Melo tras las lluvias en Cerro Largo*. Consultado el 13 de junio de 2026, desde <https://www.elobservador.com.uy/nota/mira-la-impresionante-inundacion-que-sufrio-el-estadio-ubilla-de-melo-tras-las-lluvias-en-cerro-largo-202398112743>
- El Observador. (2024). *El Ubilla de Melo volvió a inundarse: Cerro Largo FC cambia de escenario y tendrá cinco partidos de local en el cierre del Clausura*. Consultado el 13 de junio de 2026, desde <https://www.elobservador.com.uy/futbol/el-ubilla-melo->

- volvio-inundarse-cerro-largo-fc-cambia-escenario-y-tendra-cinco-partidos-local-el-cierre-del-clausura-n5941726
- FM Gente. (2023). *En media hora habitantes de Melo debieron autoevacuarse por las intensas lluvias*. Consultado el 13 de junio de 2026, desde <https://www.fmgente.com.uy/noticias/hora-media-habitantes-melo-debieron-67943.html>
- Hydrologic Engineering Center, U. A. C. o. E. (2023). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual* [CPD-74B, versión consultada]. Davis, CA, USA. Consultado el 1 de diciembre de 2025, desde https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Technical%20Reference%20Manual-20231018.pdf
- IDEuy. (s.f.). *Modelo digital de terreno (MDT), cobertura nacional*. Consultado el 4 de diciembre de 2025, desde <https://visualizador.ide.uy/geonetwork/srv/api/records/5a232406-7c67-f54b-b728-5d3ffecf63c6>
- IMFIA. (s.f-a). Notas Diseño Hidrológico. Balance hídrico en un embalse.
- IMFIA. (s.f-b). Notas Diseño Hidrológico. Ecurrimientos medios: Disponibilidad del recurso.
- INE. (2009). Toponimia y categorización jurídica oficial de las localidades urbanas de Uruguay (año 2004). [https://www5.ine.gub.uy/documents/Cartograf%C3%ADa/Censo%202023/DOCUMENTOS/Toponimia%20y%20categorizaci%C3%B3n%20jur%C3%ADdica%20oficial%20de%20la%20localidades%20urbanas%20\(a%C3%B1o%202004\).pdf](https://www5.ine.gub.uy/documents/Cartograf%C3%ADa/Censo%202023/DOCUMENTOS/Toponimia%20y%20categorizaci%C3%B3n%20jur%C3%ADdica%20oficial%20de%20la%20localidades%20urbanas%20(a%C3%B1o%202004).pdf)
- INE. (2023). *Visualizador Censo 2023* [Visualizador interactivo del Censo Nacional 2023; acceso a datos por departamentos, municipios y localidades]. Consultado en 2025, desde <https://www5.ine.gub.uy/documents/VisualizadorCenso2023.html>
- Intendencia Departamental de Cerro Largo. (s.f.). *Datos del territorio*. Gobierno de Uruguay. Consultado el 26 de agosto de 2025, desde <https://www.gub.uy/intendencia-cerro-largo/datos-del-territorio>
- Ministerio de Ambiente. (2023). *Informe de monitoreo de la calidad del agua – Laguna Merín 2023* [Documento técnico de la División Calidad Ambiental (DCA) sobre monitoreo 2023; cuatro campañas planificadas (marzo, mayo-junio, setiembre y noviembre) según condiciones climáticas observadas en 2023]. Consultado el 27 de agosto de 2025, desde <https://www.ambiente.gub.uy/oan/documentos/DCA-Informe-Laguna-Merin-2023.pdf>
- Ministerio de Ambiente. (2025, noviembre). *Atlas Nacional de Inundaciones y Drenaje Pluvial Urbano* (Versión noviembre 2025). (DINAGUA), División de Inundaciones y Drenaje Urbano.
- Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). (2020). *Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay. Escala 1:1.000.000. Tomo I: Clasificación de suelos* [Disponible en línea — MGAP: Carta de reconocimiento de suelos del Uruguay]. <https://>

- www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/politicas-y-gestion/carta-reconocimiento-suelos-del-uruguay-escala-11000000
- Montevideo Portal. (2024). *Tras el granizo, agua e inundaciones provocaron autoevacuación de varias personas en Melo*. Consultado el 13 de junio de 2026, desde <https://www.montevideo.com.uy/Noticias/Tras-el-granizo-agua-inundaciones-provocaron-autoevacuacion-de-varias-personas-en-Melo-uc889110>
- MTOP. (1979). Decreto N° 253/979: Aprobación de normativa para prevenir la contaminación ambiental, a través del control de las aguas. Consultado el 5 de septiembre de 2025, desde <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/253-1979>
- MVOTMA. (1994). Ley N° 16.466/994: Ley de evaluación del impacto ambiental. Consultado el 28 de septiembre de 2025, desde <https://www.impo.com.uy/bases/leyes/16466-1994>
- MVOTMA. (2000a). Ley N° 17.234: Declaración de Interés General. Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas. Consultado el 14 de marzo de 2026, desde <https://www.impo.com.uy/bases/leyes/17234-2000>
- MVOTMA. (2000b). Ley N° 17.283: Ley de Protección del Medio Ambiente. Consultado el 14 de marzo de 2026, desde <https://www.impo.com.uy/bases/leyes/17283-2000>
- MVOTMA. (2005). Decreto N° 349/005: Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorización Ambiental. Consultado el 5 de septiembre de 2025, desde <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/349-2005/1>
- MVOTMA. (2011). Manual de diseño y construcción de pequeñas presas: Volumen 1. Diseño Hidrológico / Hidráulico. Consultado el 27 de septiembre de 2025, desde https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/documentos/publicaciones/Manual%20Pequeñas%20Presas%20V1-v1_01.pdf
- MVOTMA. (2017). Plan Nacional de Aguas [Anexo del Decreto N° 205/017, <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/205-2017>]. Consultado el 8 de septiembre de 2025, desde <https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/2020-07/Plan-Nacional-de-Aguas.pdf>
- MVOTMA. (2018). Decreto N° 368/018: 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. Consultado el 5 de septiembre de 2025, desde <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/368-2018>
- Notas HHA - IMFIA. (2021). *Capítulo 3: Elementos para el Diseño de Obras Hidráulicas. Segunda Parte: Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas* [Material de curso. Universidad de la República, Montevideo].
- Orsolini, H. E., Zimmermann, E. D., & Basile, P. A. (2000). *Hidrología: Procesos y métodos*. UNR Editora.

- Piperno, Sierra, Pablo, Varela, Alma & Failache, Nicolás. (2007). *Inundaciones Urbanas en el Uruguay: Del río amenaza al río oportunidad*. Facultad de Arquitectura, Universidad de la República.
- Sierra & Piperno. (2007). Estrategias desde el ordenamiento territorial para la prevención y mitigación de inundaciones. *Jornadas Internacionales sobre Gestión del Riesgo de Inundaciones y Deslizamientos de Laderas*.
- Silveira, L., Chreties, C., Crisci, M., Usera, G., & Alonso, J. (2015). Sistema de alerta temprana para previsión de avenidas en la ciudad de Durazno [Recibido: 13/03/2015; Aprobado: 22/12/2015].
- Silveira, L., Genta, J. L., Charbonnier, F., Failache, N., & Alonso, J. (2000). *Directivas de diseño hidrológico-hidráulico de alcantarillas* (inf. téc.) (Coordinador: Ing. José Luis Genta. Financiado parcialmente por la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC), en el marco del llamado a proyectos de Vinculación con el Sector Productivo de 1996). Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA); Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), Dirección Nacional de Vialidad. Montevideo, Uruguay.
- Sistema Nacional de Emergencias. (2025). Información general sobre inundaciones.
- SPANCOLD. (2013). *Guía Técnica de Seguridad de Presas N° 2: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas – Tomo II: Presas de materiales sueltos*.
- stonek: banco de fotos. (s.f.). *Puente carretero de las rutas 7 y 26 sobre el arroyo Del Sauce o de los Conventos*. https://www.bancodefotos.com/index_banco_similN.php?grupo=do01871323
- Teledoce. (2023). *Inundaciones en varias partes del país tras las intensas lluvias: el estadio Ubilla de Melo quedó totalmente bajo agua*. Consultado el 13 de junio de 2026, desde <https://www.teledoce.com/telemundo/nacionales/inundaciones-en-varias-partes-del-pais-tras-las-intensas-lluvias-el-estadio-ubilla-de-melo-quedo-totalmente-bajo-agua/>
- Témez, J. R. (1977). *Modelo matemático de transferencia precipitación-aportación*. ASINEL.
- Tucci, C. E. M. (2007). *Gestión de Inundaciones Urbanas* [Serie Manuales de Ingeniería Ambiental, Volumen 16]. Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) y Banco Mundial. <https://hdl.handle.net/20.500.11822/8736>
- United Nations Office for Disaster Risk Reduction. (2024). *Disaster Risk Reduction Overview and Statistics* [Consultado el 10 de diciembre de 2025]. UNDRR. <https://www.undrr.org/>
- Universidad Tecnológica del Uruguay (UTEC). (2024). Mapa de barrios de Melo.
- USACE. (1993). *Engineering and Design: River Hydraulics: EM 1110-2-1416*.

- USACE. (2023). *HEC-RAS River Analysis System: User's Manual*. Ver. 6.0. Hydrologic Engineering Center. Davis, CA.
- World Health Organization. (2023). *Floods* [Consultado el 10 de diciembre de 2025]. WHO. https://www.who.int/health-topics/floods#tab=tab_1

Anexos

A. Crecimiento poblacional

Para la estimación de la población futura de la ciudad de Melo, se empleó el método de crecimiento aritmético o lineal, el cual supone que la población aumenta en cada período en una cantidad constante (Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), 1987), el crecimiento de Melo puede observarse en la Figura A.1. Este método se basa en una función lineal de la forma:

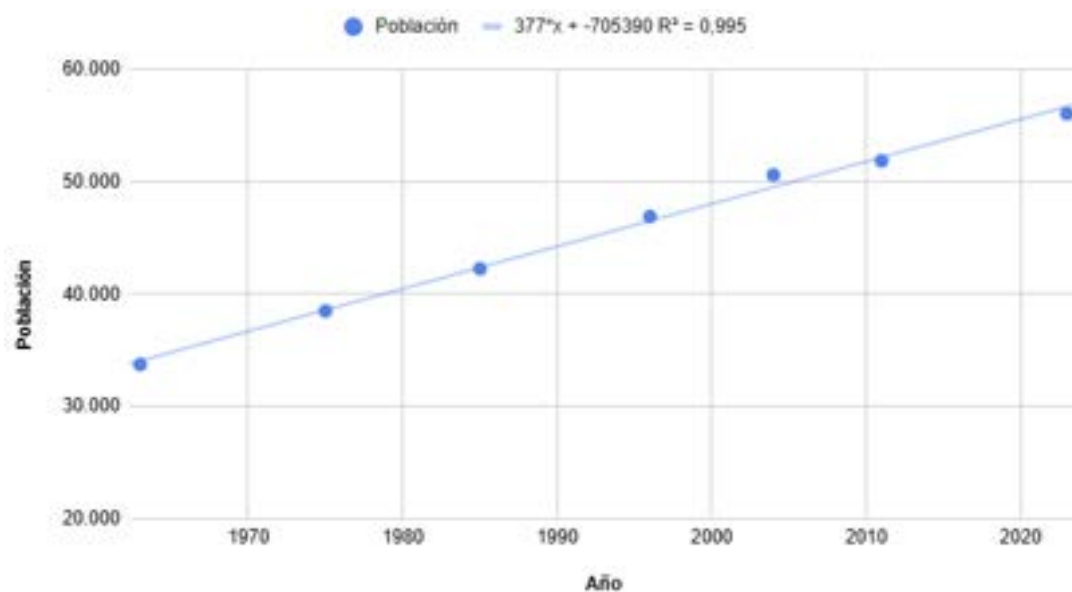


Figura A.1: Crecimiento de la población de Melo, método lineal.

$$P_t = P_0 + g \cdot t \quad (\text{A.1})$$

donde P_t es la población en el año t , P_0 es la población en el año base, t es el tiempo transcurrido desde el año base y g es el incremento medio anual de la población.

Este enfoque, si bien simple, resulta adecuado para proyecciones de corto y mediano plazo.

Se emplearon los datos censales históricos de la ciudad de Melo de la Tabla 3.1 y se adoptó como año base el año 2023, con una población de 56013 habitantes. El incremento medio anual se estimó a partir de un ajuste lineal realizado a la serie de datos tal que $g = 377\text{hab/año}$.

Se utiliza como horizonte de proyección el año 2050, por lo tanto $t = 2050 - 2023 = 27$. Sustituyendo en la Ecuación A.1 se obtiene la población para la ciudad de Melo para el año 2050 como 66,192 habitantes.

B. Series de precipitación acumulada

En el presente anexo se presentan las series de precipitación de las estaciones de las que se recopilamos datos.

B.1. Series de precipitación acumulada diaria

En la Figura B.1, Figura B.2 y Figura B.3 se grafican las series de precipitación diaria de las 9 estaciones, para toda la extensión de datos que se recopiló. Las estaciones son las siguientes:

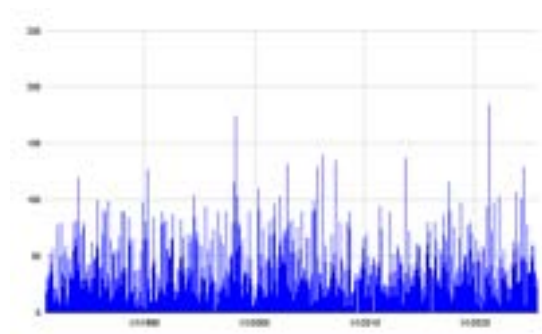
- INUMET

- Fraile Muerto
- Arbolito
- Melo
- Isidoro Noblía

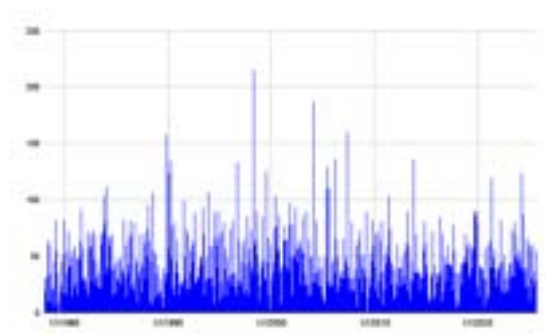
- INIA

- Treinta y Tres
- Tacuarembó

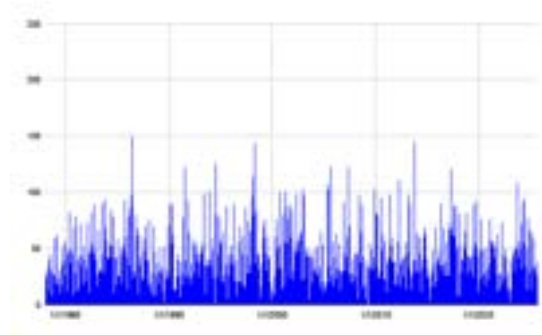
- UTE Treinta y Tres



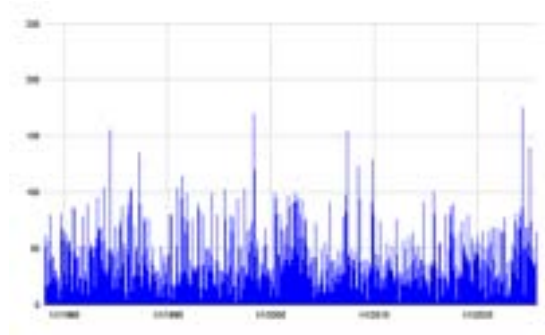
(a) INUMET Fraile Muerto.



(b) INUMET Arbolito.

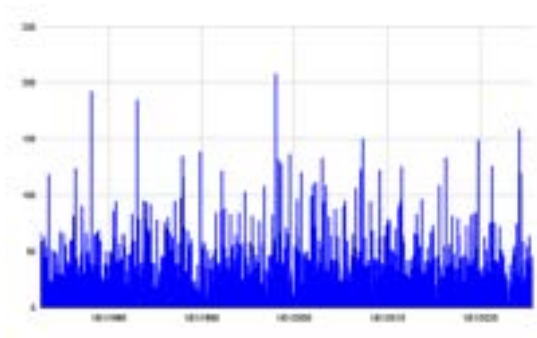


(c) INUMET Melo.

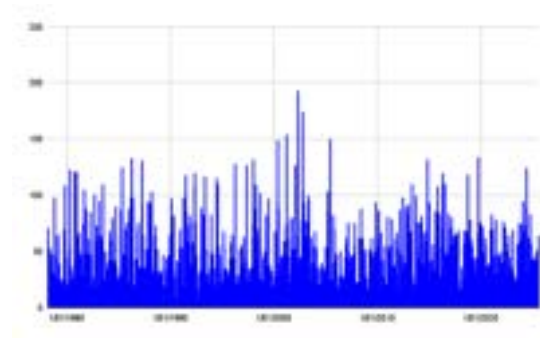


(d) INUMET Isidoro Noblía.

Figura B.1: Series de precipitación acumulada de las estaciones de INUMET.



(a) INIA Treinta y Tres.



(b) INIA Tacuarembó.

Figura B.2: Series de precipitación acumulada de las estaciones de INIA.

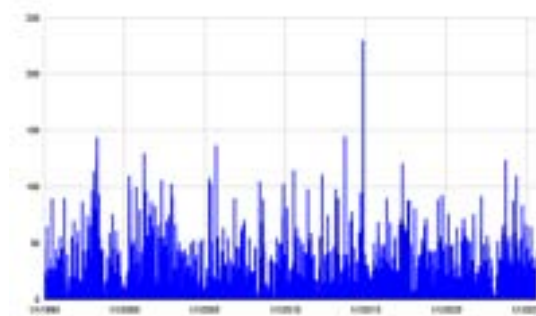


Figura B.3: UTE Treinta y Tres.

B.2. Series de precipitación acumulada horaria

Luego, en la Figura B.4 se presentan las gráficas de las series horarias de **Melo G3** y **Fraile Muerto TP** en su completa extensión.



(a) INUMET Fraile Muerto.



(b) INUMET Melo.

Figura B.4: Serie de precipitación horaria.

C. Información complementaria de carácter geológico y geotécnico

El presente anexo complementa el capítulo de caracterización de la zona de estudio (Sección 3), presentando los fundamentos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el índice de calidad de roca RQD y el ensayo triaxial, herramientas empleadas para la caracterización geotécnica de los materiales presentes en el sitio.

C.1. SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

El SUCS fue desarrollado por Casagrande para la clasificación del suelo según su textura y tamaño de partículas, partiendo de los resultados del análisis granulométrico y de los límites de Atterberg.

A cada muestra de suelo se le asigna un símbolo de dos letras: la primera letra indica la fracción textural de mayor proporción, y la segunda da información de su granulometría o plasticidad. Las fracciones texturales son: grava (G), arena (S), limo (M), arcilla (C), suelo orgánico (O) y turba (Pt). Para la fracción gruesa, la segunda letra está relacionada con su granulometría, siendo ésta W si el suelo está bien graduado o P si está mal graduado. Para los suelos finos, la segunda letra indica su plasticidad, siendo H para un suelo de alta plasticidad y L para uno de baja plasticidad. Un resumen de la clasificación se presenta en la Figura C.1.

Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests ^a				Soil Classification	
				Group Symbol	Group Name ^b
COARSE-GRAINED SOILS	Gravels (More than 50 % of coarse fraction retained on No. 4 sieve)	Clean Gravels (Less than 5 % fines ⁽¹⁾)	$C_u \geq 4.0$ and $1 \leq C_c \leq 3.0$ ⁽²⁾	GW	Well-graded gravel ^b
			$C_u < 4.0$ and/or $[C_c < 1 \text{ or } C_c > 3.0]$ ⁽²⁾	GP	Poorly graded gravel ^b
		Gravels with Fines (More than 12 % fines ⁽¹⁾)	Fines classify as ML or MH	GM	Silty gravel ^(1,2,3)
			Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel ^(1,2,3)
More than 50 % retained on No. 200 sieve	Sands (50 % or more of coarse fraction passes No. 4 sieve)	Clean Sands (Less than 5 % fines ⁽¹⁾)	$C_u \geq 6.0$ and $1.0 \leq C_c \leq 3.0$ ⁽²⁾	SW	Well-graded sand
			$C_u < 6.0$ and/or $[C_c < 1.0 \text{ or } C_c > 3.0]$ ⁽²⁾	SP	Poorly graded sand
		Sands with Fines (More than 12 % fines ⁽¹⁾)	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand ^(1,2)
			Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand ^(1,2)
FINE-GRAINED SOILS	Silt and Clays (Liquid limit less than 50)	inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line ⁽⁴⁾	CL	Lean clay ^(1,2,3)
			$PI < 4$ or plots below "A" line ⁽⁴⁾	ML	Silt ^(1,2,3)
	50 % or more passes the No. 200 sieve	organic	$\frac{LL - PL}{100} \leq 0.75$	OL	Organic clay ^(1,2,3,4) Organic silt ^(1,2,3,4)
		inorganic	PI plots on or above "A" line ⁽⁴⁾	CH	Fat clay ^(1,2,3)
	Silt and Clays (Liquid limit 50 or more)	inorganic	PI plots below "A" line ⁽⁴⁾	MH	Elastic silt ^(1,2,3)
		organic	$\frac{LL - PL}{100} \leq 0.75$	OH	Organic clay ^(1,2,3,4) Organic silt ^(1,2,3,4)
HIGHLY ORGANIC SOILS	Primarily organic matter, dark in color, and organic odor			PT	Peat

Figura C.1: Sistema de clasificación SUCS. Fuente: ASTM D2487-17.

C.2. RQD: Rock Quality Designation

El RQD fue desarrollado por Deere para evaluar la calidad y el grado de alteración de una roca de forma cualitativa y cuantitativa. Se define como la proporción de fragmentos recuperados de más de 10 cm de longitud, respecto a la longitud total de la perforación, expresado en porcentaje, como se muestra en la Ecuación C.1.

$$RQD (\%) = \frac{\Sigma \text{ fragmentos con largo } \geq 0,10 \text{ m}}{\text{largo total de la perforación}} \times 100 \quad (C.1)$$

A continuación se presenta en la Tabla C.1 en donde se relaciona el RQD con la calidad de la roca.

Tabla C.1: Relación del RQD con la calidad del macizo rocoso.

RQD (%)	Calidad del macizo
<25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

C.3. Ensayo triaxial

El ensayo triaxial permite representar diferentes condiciones del suelo para determinar parámetros de resistencia, rigidez, consolidación y permeabilidad. Existen tres tipos de ensayo: no consolidado no drenado (UU), consolidado no drenado (CU) y consolidado drenado (CD).

En el ensayo no consolidado no drenado (UU), la muestra saturada y no consolidada se somete a presión sin permitirle el drenaje. Las tensiones trabajadas son en términos de presiones totales ya que, al estar la muestra saturada, las tensiones efectivas no varían. El parámetro que se obtiene es la resistencia al corte sin drenaje S_u .

En el ensayo consolidado no drenado (CU), en la primera etapa la muestra se consolida permitiéndole el drenaje. Luego se impide el drenaje, se somete a tensiones y se mide la variación de la presión de poros. Los resultados se obtienen en términos de tensiones efectivas.

En el ensayo consolidado drenado (CD), la primera etapa es idéntica al del ensayo triaxial CU. Luego se somete a tensiones permitiendo el drenaje de la muestra. Los resultados también son en términos de tensiones efectivas, ya que durante el proceso se libera la presión de poros. A menos que se de cementación, la cohesión debería ser nula.

C.4. Ensayo de permeabilidad Lugeon

Los ensayos de permeabilidad presentados fueron del tipo Lugeon realizados en rocas, y permiten clasificar los macizos rocosos en función de su permeabilidad.

El ensayo Lugeon fue formulado por el geólogo suizo Maurice Lugeon en 1933 para medir la permeabilidad del terreno en proyectos de presas, principalmente para evaluar la inyección de lechada.

Se realiza in situ en un tramo aislado de 5 m de largo, al que se le inyecta agua a presión constante. La presión se aplica de forma escalonada, manteniéndola durante 10 minutos, hasta llegar a 1 MPa. Durante el ensayo se mide el volumen de agua inyectado.

Los resultados se expresan en Unidades Lugeon (UL), definidas como la capacidad de admitir un caudal de 1 L/min por metro ensayado, a una presión de 1 MPa durante 10 minutos. En general se acepta que 1 UL tiene una equivalencia de entre 1×10^{-5} m/s y 2×10^{-5} m/s. Según Olalla y Sopena, como los cita «Anejo 5: Geología y Geotecnia. Estudio informativo del acceso ferroviario al puerto exterior de A Coruña en Punta Langosteira» (s.f.), se relaciona la permeabilidad de los macizos rocosos con la UL. Esta relación se presenta en la Tabla C.2.

Tabla C.2: Relación entre la permeabilidad de un macizo rocoso y la UL.

Permeabilidad del macizo	UL
Muy impermeable	<1
Prácticamente impermeable	1-3
Permeable	3-10
Muy permeable	>10

A pesar de ser un ensayo rápido y económico, tiene una baja fiabilidad dado que el volumen de agua utilizado solo permite obtener información de la zona puntualmente ensayada.

C.5. Perfiles litológicos extraídos en las campañas relacionadas al Proyecto Itacuruzú

A continuación se presentan los perfiles litológicos de los pozos PC06 y PC09.



Figura C.2: Perfil litológico del pozo PC06 obtenidos de las campañas realizadas para el Proyecto Itacuruzú



Figura C.3: Perfil litológico del pozo PC09 obtenidos de las campañas realizadas para el Proyecto Itacuruzú

D. Metodología y resultados complementarios de la modelación hidrológica

Este anexo complementa la Sección 4 y presenta, por un lado, en forma detallada todas las etapas del Método NRCS aplicadas en este trabajo: (i) construcción de la tormenta de diseño mediante el Método del Bloque Alterno, (ii) cálculo de la precipitación efectiva mediante el Método del Número de Curva, y (iii) obtención del hidrograma unitario del SCS.

Luego se presentan los números de curva calculados para cada una de las subcuencas

D.1. Desarrollo completo del Método NRCS

D.1.1. Tormenta de diseño (Método del Bloque Alterno)

Según Chow (1988), una tormenta de diseño se define como un patrón de precipitación utilizado para el dimensionamiento de obras hidráulicas. Usualmente, constituye la entrada del sistema, mientras que los caudales resultantes se calculan mediante procedimientos de lluvia-escurrentía y de tránsito de caudales.

En este trabajo se emplea el método del bloque alternativo, descrito en Chow (1988) y MVOTMA (2011), que permite construir un hietograma de diseño a partir de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Se construye un hietograma que define la profundidad de precipitación ocurrida en n intervalos de tiempo sucesivos de duración D , dentro de una duración total $T_d = n \cdot D$.

La duración de cada uno de los 12 bloques se define como:

$$D(h) = \frac{t_c}{7}$$

Luego, el procedimiento según Chow (1988) y MVOTMA (2011) se resume como:

- Se calcula la precipitación para cada duración a partir de las curvas IDF para cada duración D .
- Se obtienen los incrementos entre valores sucesivos a partir de tomar la diferencia entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, obteniéndose la cantidad de lluvia que debe añadirse en cada intervalo D .

- Se reordenan los valores incrementales según el método del bloque alterno, de modo que la máxima intensidad ocurra en el centro de la duración requerida T_d y los demás bloques se ubiquen en orden decreciente, alternadamente hacia la derecha e izquierda del bloque central.

Para el calculo de la precipitación, a partir del punto de cierre de la cuenca, se obtiene la precipitación de duración $d = 3$ hs y tiempo de retorno $Tr = 10$ años ($P_{3,10}$), mediante la interpolación en las isoyetas de la Figura D.1.

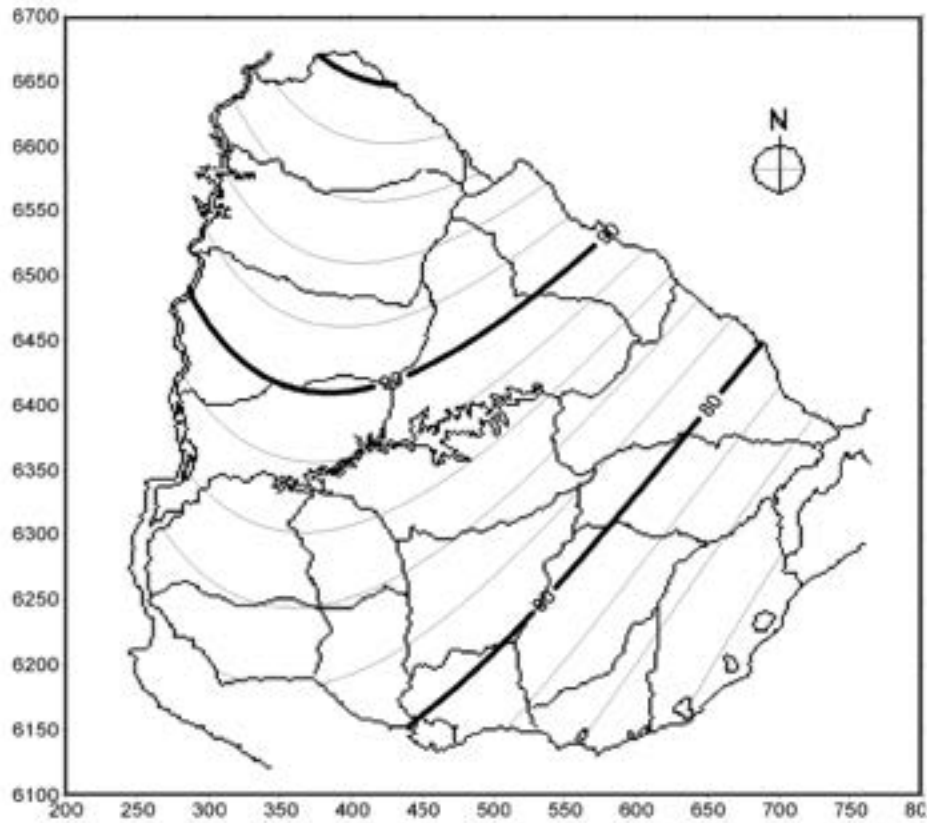


Figura D.1: Curvas IDF. Precipitación de 3 h y $TR = 10$ años.

Se aplican los coeficientes correctivos propuestos en MVOTMA (2011):

Coeficiente de tiempo de retorno

En función del tiempo de retorno Tr , se calcula el coeficiente de corrección $CT_{(Tr)}$.

$$CT_{(Tr)} = 0,5786 - 0,4312 \log \left[\ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \right]$$

Coeficiente de duración

Con la duración de la lluvia d , se determina el coeficiente de corrección $CD_{(d)}$, el cual depende de si d es mayor o menor a 3 hs.

Para $d < 3$ h:

$$CD_{(d)} = \frac{0,6208 d}{(d + 0,0137)^{0,5639}}$$

Para $d > 3$ h:

$$CD_{(d)} = \frac{1,0287 d}{(d + 1,0293)^{0,8083}}$$

*Coeficiente de área

En función del área de la cuenca, se calcula el coeficiente de corrección de área $CA_{(Ac,d)}$.

$$CA_{(Ac,d)} = 1 - 0,3549 d^{-0,4272} (1 - e^{-0,00015Ac})$$

La precipitación corregida se obtiene como:

$$P_{(d,Tr,p)} = P_{(3,10,p)} \cdot CT_{(Tr)} \cdot CD_{(d)} \cdot CA_{(Ac,d)}$$

Tabla A.1. Construcción de la tormenta Finalmente, a partir de la metodología previamente explicada se obtiene la tormenta de diseño

Duración (hs)	Precipitación (mm)	Incrementos (mm)	Tormenta ordenada (mm)
1D	P1	ICP1 = P1	INCP12 = T1
2D	P2	ICP2 = P2 - P1	INCP10 = T2
3D	P3	ICP3 = P3 - P2	INCP8 = T3
4D	P4	ICP4 = P4 - P3	INCP4 = T4
5D	P5	ICP5 = P5 - P4	INCP2 = T5
6D	P6	ICP6 = P6 - P5	INCP2 = T6
7D	P7	ICP7 = P7 - P6	INCP1 = T7
8D	P8	ICP8 = P8 - P7	INCP3 = T8
9D	P9	ICP9 = P9 - P8	INCP5 = T9
10D	P10	ICP10 = P10 - P9	INCP7 = T10
11D	P11	ICP11 = P11 - P10	INCP9 = T11
12D	P12	ICP12 = P12 - P11	INCP11 = T12

Tabla D.1: Tormenta de diseño según método de Bloque Alterno. Adaptado de MVOTMA (2011).

D.1.2. Precipitación efectiva (Método del Número de Curva)

La precipitación efectiva, también denominada exceso de precipitación, corresponde a aquella fracción de la lluvia que no es retenida en la superficie terrestre ni infiltrada en el suelo. Luego de escurrir sobre la superficie de la cuenca, este exceso se transforma en escorrentía directa hacia la salida de la misma, bajo el supuesto de flujo superficial de tipo hortoniano (Chow, 1988). El método del Número de Curva (CN), desarrollado por el SCS, permite estimarla. Este método parte de analizar la tormenta en todo su conjunto y establecer ciertas relaciones, obteniendo un procedimiento de cálculo para la precipitación efectiva. Estas relaciones son las detalladas a continuación y se basan en las variables que se establecen en la Figura D.2.

La profundidad de exceso de precipitación (escorrentía directa), P_e , siempre es menor o igual que la profundidad total de precipitación, P :

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Una vez que comienza la escorrentía, la profundidad adicional de agua retenida en la cuenca, F_a , es menor o igual a una retención potencial máxima S , a partir de la cual no se

generará escorrentía.

En consecuencia, la escorrentía potencial puede expresarse como:

$$P - I_a$$

donde I_a representa las abstracciones iniciales.

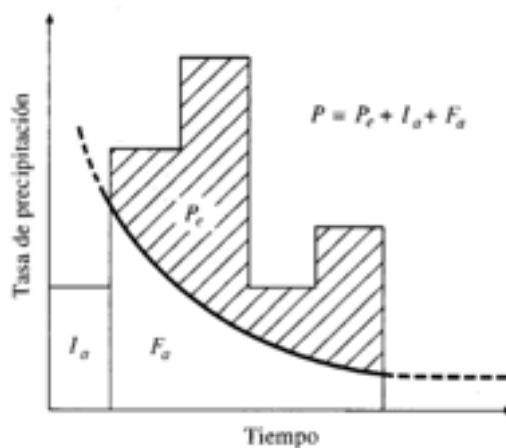


Figura D.2: Variables para método de abstracciones. Obtenido de (Chow, 1988).

La hipótesis fundamental del método SCS es que la relación entre las cantidades reales y potenciales es equivalente $\left(\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}\right)$. Además, por continuidad se cumple que $P = P_e + I_a + F_a$, y considerando la relación entre la máxima absorción potencial (S) y la abstracción inicial antes del encharcamiento (I_a) tal que $I_a = 0,2 \cdot S$, se obtiene que la precipitación efectiva puede calcularse mediante la Ecuación D.1 (Chow, 1988).

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (D.1)$$

El parámetro S se vincula con el número de curva (CN), el cual es un valor adimensional comprendido entre 0 y 100. Cuando $CN = 100$, corresponde a una superficie impermeable, mientras que valores $CN < 100$ representan superficies naturales. La relación entre S y CN se expresa como la Ecuación D.2.

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (D.2)$$

El número de curva depende de las condiciones de humedad antecedente (AMC), que requieren su corrección según el estado previo de humedad del suelo. Estas condiciones se clasifican en:

- AMC I: condiciones secas,
- AMC II: condiciones normales,
- AMC III: condiciones húmedas.

Las expresiones de corrección son la Ecuación D.3 para condiciones secas y la Ecuación D.4 para condiciones húmedas.

$$CN(I) = \frac{4,2 CN(II)}{10 - 0,058 CN(II)} \quad (D.3)$$

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0,13 CN(II)} \quad (D.4)$$

La clasificación del grupo AMC se realiza en función de la lluvia antecedente total en 5 días, diferenciando entre estación inactiva o de crecimiento (Figura D.3).

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Figura D.3: Clasificación de AMC para el método SCS (Chow, 1988).

Tabla D.2. Números de Curva según uso del suelo

El número de curva también se tabula en función del tipo de suelo y uso de la tierra (Tabla D.2). Los grupos de suelo se definen de la siguiente forma:

1. **Grupo A:** Arenas profundas, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
2. **Grupo B:** Suelos poco profundos depositados por el viento, margas arenosas.
3. **Grupo C:** Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.
4. **Grupo D:** Suelos que se expanden significativamente al humedecerse, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

En Uruguay, los suelos están clasificados por grupo hidrológico, como se puede observar en la Tabla D.3 y Tabla D.4.

Descripción del uso de la tierra	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales				
Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques				
Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Cubierta buena	36	60	73	79
Áreas abiertas (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
Condiciones óptimas: cobertura de pasto 75 %	39	61	75	80
Condiciones aceptables: cobertura de pasto 50–75 %	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)	81	88	91	93
Residencial				
1/8 acre o menos (65 % imp.)	77	85	90	92
1/4 acre (38 % imp.)	61	75	83	87
1/3 acre (30 % imp.)	57	72	81	86
1/2 acre (25 % imp.)	54	70	80	85
1 acre (20 % imp.)	51	68	79	84
Parqueaderos, techos, accesos pavimentados	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentadas con cunetas y alcantarillado	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Tabla D.2: Números de curva (CN) según uso de la tierra y grupo hidrológico del suelo.

Tablas de suelos de Uruguay

Unidad	Grupo	Unidad	Grupo
Alfárez (AF)	C	Cuchilla Corrales (CCo)	C
Algorta (Al)	C/D	Cuchilla de Corralito (CCc)	C/D
Andresito (An)	B	Cuchilla de Haedo-P de los Toros (CH-PT)	D
Angostura (Ag)	A/D	Cuchilla Mangueras (CM)	C
Aparicio Saravia (AS)	C	Cuchilla Santa Ana (CSA)	C
Apayere (Ay)	D	Curtina (Cu)	D
Arroyo Blanco (AB)	C	Chapicuy (Ch)	B
Arroyo Hospital (AH)	C	Edilda Paullier-Las Brujas (EP-LB)	C
Bacacué (Ba)	B	El Ceibo (EC)	D
Balneario Jaureguiberry (BJ)	A	El Palmito (EPa)	C
Bañado de Farrapos (BF)	D	Espinillar (Es)	C
Bañado de Oro (BO)	C	Fraile Muerto (FM)	C
Baygorria (By)	C	Fray Bentos (FB)	C
Bellaco (Bc)	D	India Muerta (IMu)	D
Bequeló (Bq)	C	Isla Mala (IM)	C
Blanquillo (Bl)	C	Islas del Uruguay (IU)	D
Cañada Nieto (CñN)	D	Itapebí-Tres Árboles (I-TA)	D
Capilla de Farruco (CF)	B/D	José Pedro Varela (JPV)	C
Carapé (Ca)	B	Kiyú (Ky)	C/D
Carpintería (Cpt)	D	La Carolina (LC)	C/D
Cebollatí (Cb)	C	La Charqueada (LCh)	D
Cerro Chato (CCh)	B	Laguna Merín (LMe)	D
Colonia Palma (CP)	C	Las Toscas (LT)	B
Constitución (Ct)	A	Lascano (La)	D
Cuaró (Cr)	D		
Cuchilla Caraguatá (CCa)	C		

Tabla D.3: Unidades cartográficas de suelos y su clasificación en grupos 1.

Unidad	Grupo	Unidad	Grupo
Lechiguana (Le)	D	San Manuel (SM)	C
Libertad (Li)	C	San Ramón (SR)	D
Los Mimbres (LM)	C	Santa Clara (SCL)	B
Manuel Oribe (MO)	C	Sarandí de Tejera (SdT)	B/C
Masoller (Ma)	C	Sierra de Aiguá (SAg)	D
Montecoral (Mc)	D	Sierra de Ánimas (SA)	D
Palleros (Pll)	C/D	Sierra de Mahoma (SMh)	B
Paso Coelho (PC)	D	Sierra de Polanco (SP)	B/C
Paso Palmar (PP)	B	Tacuarembó (Ta)	C
Pueblo del Barro (PB)	D	Tala-Rodríguez (Tl-Rd)	C/D
Puntas de Herrera (PdH)	C	Toledo (Tol)	C
Queguay Chico (QCh)	D	Tres Bocas (TB)	C
Rincón de la Urbana (RU)	C	Tres Cerros (TC)	B/C
Rincón de Ramírez (RR)	D	Tres Islas (TI)	B
Rincón Zamora (RZ)	B/C	Tres Puentes (Tp)	B/C
Río Branco (RB)	D	Trinidad (Tr)	C/D
Río Tacuarembó (RT)	D	Valle Aiguá (VA)	C
Risso (Ri)	D	Valle Fuentes (VF)	C
Rivera (Rv)	B	Vergara (Ve)	D
Salto (St)	D	Villa Soriano (VS)	C
San Carlos (SC)	C	Yi (Yi)	B/C
San Gabriel-Guaycurú (SG-G)	B	Young (Yo)	C
San Jacinto (SJc)	C	Zapallar (Zp)	C
San Jorge (SJo)	C	Zapicán (Za)	C
San Luis (SL)	D		

Tabla D.4: Unidades cartográficas de suelos y su clasificación en grupos 2.

Tabla D.3. Cálculo completo de escorrentía e infiltración

En el caso de cuencas con distintos tipos de suelo y diferentes usos de la tierra, es posible obtener un número de curva compuesto. Por otro lado, se sugiere la incorporación de una infiltración mínima, la cual depende del grupo hidrológico del suelo. Para los grupos

B, C y D, la infiltración mínima se considera de 1,2 mm/h, mientras que para el grupo A se adopta un valor de 2,4 mm/h. En consecuencia, si la infiltración por hora resulta menor que dicha tasa mínima, se debe corregir la infiltración en cada bloque como la diferencia entre la tormenta y la infiltración mínima multiplicada por la duración del bloque (MVOTMA, 2011). Por lo tanto, el procedimiento de cálculo para la precipitación efectiva es el siguiente:

1. Calcular la **precipitación acumulada** (P_{acu}) como la suma progresiva de la tormenta de diseño.
2. Determinar la **precipitación efectiva acumulada** (ESC_{acu}):
 - Si la precipitación acumulada es menor que la abstracción inicial antes del encharcamiento (I_a), entonces la precipitación efectiva acumulada es cero.
 - En caso contrario, se calcula con la Ecuación D.1, utilizando como P la precipitación acumulada.
3. Obtener la **precipitación efectiva por bloque** (ESC_{sc}) como la diferencia entre la precipitación efectiva acumulada de la duración actual y la de la duración anterior.
4. Corregir por **infiltración**:
 - La infiltración inicial se calcula como la precipitación efectiva acumulada menos la tormenta correspondiente al bloque ($I_{sc} = ESC_{acum,sc} - T$).
 - La infiltración por hora se obtiene dividiendo la infiltración calculada por la duración del bloque ($Inf/h = I_{sc}/D$).
 - Se aplica una tasa mínima de infiltración ($Tasa_{min}$) según el grupo de suelo:
 - Grupo A: 2,4
 - Grupos B, C y D: 1,2
 - Si la infiltración por hora es menor o igual a la tasa mínima, la infiltración corregida será esa tasa mínima multiplicada por la duración del bloque ($INF = Tasa_{min} \cdot D$).
 - Si es mayor, la infiltración corregida corresponde al valor calculado inicialmente ($INF = I_{sc}$).

5. Finalmente, se obtiene la **precipitación efectiva corregida** (ESC) como:

$$\text{Tormenta del bloque} - \text{Infiltración corregida}$$

Esto procedimiento se resume en la Tabla D.5.

D (hs)	T (mm)	P_{acu} (mm)	ESC_{acu} (mm)	ESC_{sc} (mm)	I_{sc} (mm)	Inf/h (mm/h)	INF (mm)	ESC (mm)
1D	T_1	P_1	$ESC_{acu,1}$	$ESC_{sc,1} = ESC_{acu,1}$	$I_{sc,1} = T_1 - ESC_{sc,1}$	$Inf/h_1 = I_{sc,1}/D$	INF_1	$ESC_1 = T_1 - INF_1$
2D	T_2	P_2	$ESC_{acu,2}$	$ESC_{sc,2} = ESC_{acu,2} - ESC_{acu,1}$	$I_{sc,2} = T_2 - ESC_{sc,2}$	$Inf/h_2 = I_{sc,2}/D$	INF_2	$ESC_2 = T_2 - INF_2$
3D	T_3	P_3	$ESC_{acu,3}$	$ESC_{sc,3} = ESC_{acu,3} - ESC_{acu,2}$	$I_{sc,3} = T_3 - ESC_{sc,3}$	$Inf/h_3 = I_{sc,3}/D$	INF_3	$ESC_3 = T_3 - INF_3$
4D	T_4	P_4	$ESC_{acu,4}$	$ESC_{sc,4} = ESC_{acu,4} - ESC_{acu,3}$	$I_{sc,4} = T_4 - ESC_{sc,4}$	$Inf/h_4 = I_{sc,4}/D$	INF_4	$ESC_4 = T_4 - INF_4$
5D	T_5	P_5	$ESC_{acu,5}$	$ESC_{sc,5} = ESC_{acu,5} - ESC_{acu,4}$	$I_{sc,5} = T_5 - ESC_{sc,5}$	$Inf/h_5 = I_{sc,5}/D$	INF_5	$ESC_5 = T_5 - INF_5$
6D	T_6	P_6	$ESC_{acu,6}$	$ESC_{sc,6} = ESC_{acu,6} - ESC_{acu,5}$	$I_{sc,6} = T_6 - ESC_{sc,6}$	$Inf/h_6 = I_{sc,6}/D$	INF_6	$ESC_6 = T_6 - INF_6$
7D	T_7	P_7	$ESC_{acu,7}$	$ESC_{sc,7} = ESC_{acu,7} - ESC_{acu,6}$	$I_{sc,7} = T_7 - ESC_{sc,7}$	$Inf/h_7 = I_{sc,7}/D$	INF_7	$ESC_7 = T_7 - INF_7$
8D	T_8	P_8	$ESC_{acu,8}$	$ESC_{sc,8} = ESC_{acu,8} - ESC_{acu,7}$	$I_{sc,8} = T_8 - ESC_{sc,8}$	$Inf/h_8 = I_{sc,8}/D$	INF_8	$ESC_8 = T_8 - INF_8$
9D	T_9	P_9	$ESC_{acu,9}$	$ESC_{sc,9} = ESC_{acu,9} - ESC_{acu,8}$	$I_{sc,9} = T_9 - ESC_{sc,9}$	$Inf/h_9 = I_{sc,9}/D$	INF_9	$ESC_9 = T_9 - INF_9$
10D	T_{10}	P_{10}	$ESC_{acu,10}$	$ESC_{sc,10} = ESC_{acu,10} - ESC_{acu,9}$	$I_{sc,10} = T_{10} - ESC_{sc,10}$	$Inf/h_{10} = I_{sc,10}/D$	INF_{10}	$ESC_{10} = T_{10} - INF_{10}$
11D	T_{11}	P_{11}	$ESC_{acu,11}$	$ESC_{sc,11} = ESC_{acu,11} - ESC_{acu,10}$	$I_{sc,11} = T_{11} - ESC_{sc,11}$	$Inf/h_{11} = I_{sc,11}/D$	INF_{11}	$ESC_{11} = T_{11} - INF_{11}$
12D	T_{12}	P_{12}	$ESC_{acu,12}$	$ESC_{sc,12} = ESC_{acu,12} - ESC_{acu,11}$	$I_{sc,12} = T_{12} - ESC_{sc,12}$	$Inf/h_{12} = I_{sc,12}/D$	INF_{12}	$ESC_{12} = T_{12} - INF_{12}$

Tabla D.5: Esquema de cálculo de precipitación efectiva, escurrimiento e infiltración por bloques.

D.1.3. Hidrograma unitario del SCS

El hidrograma unitario de una cuenca se entiende como la respuesta en forma de hidrograma de escorrentía directa originada por una unidad de exceso de precipitación, aplicada de manera uniforme sobre toda el área de drenaje y con intensidad constante durante un tiempo efectivo. Este concepto se emplea exclusivamente para representar la escorrentía superficial. Se trata de un modelo lineal simplificado que permite obtener el hidrograma correspondiente a cualquier volumen de lluvia neta, siempre que se cumplan, al menos de manera aproximada, las siguientes condiciones:

- La intensidad del exceso de precipitación permanece constante durante el período efectivo.
- El exceso de lluvia se distribuye de forma uniforme en toda la superficie de la cuenca.
- El tiempo base del hidrograma de escorrentía directa (HED), para una duración dada, es invariable.
- Las ordenadas de los distintos HED de una misma base temporal son directamente proporcionales al volumen total de escorrentía directa asociado.
- La respuesta de la cuenca a un exceso de lluvia refleja características propias y estables de la misma.

Aunque estas hipótesis no siempre se cumplen en la realidad, cuando los datos hidrológicos disponibles se seleccionan cuidadosamente para aproximarse a dichas condiciones, el modelo del hidrograma unitario proporciona resultados suficientemente aceptables para aplicaciones prácticas (Chow, 1988). Cabe señalar además que se trata de un modelo de carácter determinístico y espacialmente agregado. El fundamento del concepto de hidrograma unitario descansa en tres principios básicos:

1. **Invarianza temporal:** en una cuenca determinada, el tiempo base del HED permanece esencialmente constante para todas las lluvias netas de igual duración y distribución espacial uniforme, sin importar el volumen de lluvia neta.
2. **Proporcionalidad:** si dos lluvias netas de la misma duración generan distintos volúmenes de escorrentía, entonces los caudales de escorrentía directa en un instante t son proporcionales al volumen de lluvia neta que los produjo.
3. **Superposición:** la escorrentía directa generada por diferentes pulsos de precipitación puede sumarse, ya que el efecto de cada pulso es independiente de los anteriores.

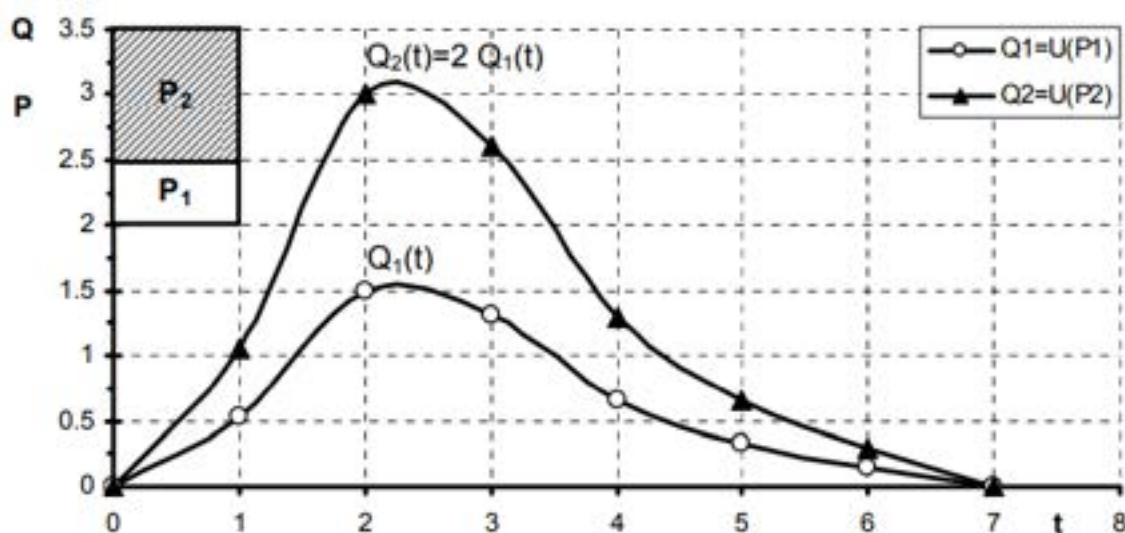


Figura D.4: Representación del principio de proporcionalidad. Obtenida de (Orsolini et al., 2000).

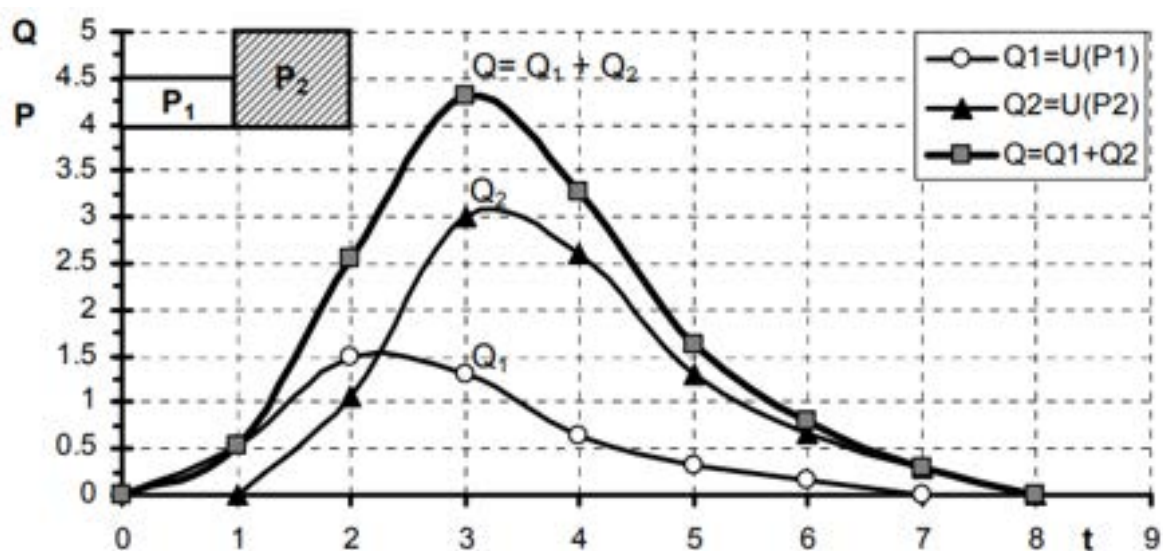


Figura D.5: Representación del principio de Superposición. Obtenida de (Orsolini et al., 2000).

El *hidrograma unitario adimensional del SCS* es una forma sintética en la que el caudal se expresa como el cociente entre el caudal instantáneo y el caudal pico (q_p), y el tiempo se representa en relación con el tiempo de ocurrencia del pico (T_p). A partir de los valores de q_p y del tiempo de retardo correspondiente a la duración del exceso de lluvia, es posible estimar el hidrograma unitario para una cuenca determinada. El *Soil Conservation Service* (SCS), tras analizar un gran número de hidrogramas unitarios, propuso que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1,67 \cdot T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debe ser equivalente a una lámina de escorrentía directa de 1 cm , se obtiene la siguiente

expresión para el caudal pico:

$$q_p = \frac{2,08 \cdot A}{T_p} \quad (\text{D.5})$$

donde A es el área de drenaje en km^2 . El tiempo de pico T_p puede expresarse en función del tiempo de retardo (t_p) y la duración efectiva de la lluvia (t_r):

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (\text{D.6})$$

A su vez, el tiempo de retardo puede estimarse como:

$$t_p = 0,6 \cdot T_c \quad (\text{D.7})$$

donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca.

D.2. Cálculo del número de curva para cada subcuenca

En las Tabla D.6, Tabla D.7, Tabla D.8, Tabla D.9, Tabla D.10, Tabla D.11 y Tabla D.12 se observan los usos del suelo por grupo hidrológico para cada subcuenca

Tabla D.6: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 2.

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal (ha)	2827.8	2096.9	8.2
Área bosque (ha)	8.10	29.2	0.0

Tabla D.7: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 4.

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres
Área pastizal (ha)	5360.2	2859.8
Área bosque (ha)	1357.9	381.3

Tabla D.8: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 5.

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres
Área pastizal (ha)	2760.9	946.4
Área bosque (ha)	8.3	54.4

Tabla D.9: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 6.

Uso del suelo	Tres Islas	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal (ha)	208.9	33.4	3725.0
Área bosque (ha)	4.6	0	6.1
Área residencial (ha)	0	0	479.3

Tabla D.10: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 7.

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal (ha)	15.2	5412.6	2015.8
Área bosque (ha)	0.0	172.2	178.8
Área residencial (ha)	0.0	0.0	842.9

Tabla D.11: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 8.

Uso del suelo	Zapallar	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal (ha)	33.3	2831.2	771.5
Área bosque (ha)	0.0	80.2	87.8

Tabla D.12: Uso de suelo por grupo hidrológico — Subcuenca 9.

Uso del suelo	Los Mimbres	Lechiguana
Área pastizal (ha)	1603.9	1149.5
Área bosque (ha)	14.4	71.2

D.3. Hidrogramas obtenidos para las subcuencas de la modelación hidrológica

Se presenta en este anexo los caudales picos y volúmenes para cada subcuenca para 4 tiempo de retorno (10, 100, 1000, 10000) en la Tabla D.13, Tabla D.14, Tabla D.15, Tabla D.16, Tabla D.17, Tabla D.18, Tabla D.18, Tabla D.19 y Tabla D.20. A su vez se presentan los hidrogramas por tiempo de retorno para cada subcuenca en la Figura D.6, Figura D.7, Figura D.8 y Figura D.9.

Tabla D.13: Resultados hidrológicos para Subcuenca 1

TR (años)	Pico de descarga (m^3/s)	Volumen (hm^3)
10	260,4	6,3
100	444,2	10,8
1000	631,3	15,5
10000	820,8	20,2

Tabla D.14: Resultados hidrológicos para Subcuenca 2

TR (años)	Pico (m^3/s)	Volumen (hm^3)
10	168,4	3,6
100	287,2	6,2
1000	407,8	8,8
10000	529,7	11,5

Tabla D.15: Resultados hidrológicos para Subcuenca 4

TR (años)	Pico (m^3/s)	Volumen (hm^3)
10	257,4	7,2
100	437,5	12,3
1000	621,0	17,6
10000	806,9	23,1

Tabla D.16: Resultados hidrológicos para la Subcuenca 5

TR (años)	Pico (m^3/s)	Volumen (hm^3)
10	144,7	2,8
100	244,6	4,8
1000	345,6	6,8
10000	447,3	8,8

Tabla D.17: Resultados hidrológicos para Subcuenca 6

TR (años)	Pico (m³/s)	Volumen (hm³)
10	145,7	3,1
100	251,8	5,3
1000	360,1	7,7
10000	470,0	10,1

Tabla D.18: Resultados hidrológicos para Subcuenca 7

TR (años)	Pico (m³/s)	Volumen (hm³)
10	223,4	5,8
100	387,3	10,2
1000	555,5	14,7
10000	726,7	19,4

Tabla D.19: Resultados hidrológicos para Subcuenca 8

TR (años)	Pico (m³/s)	Volumen (hm³)
10	146,6	2,4
100	259,2	4,3
1000	375,0	6,3
10000	492,4	8,3

Tabla D.20: Resultados hidrológicos para Subcuenca 9

TR (años)	Pico (m³/s)	Volumen (hm³)
10	100,7	1,8
100	178,0	3,2
1000	257,7	4,7
10000	338,6	6,2

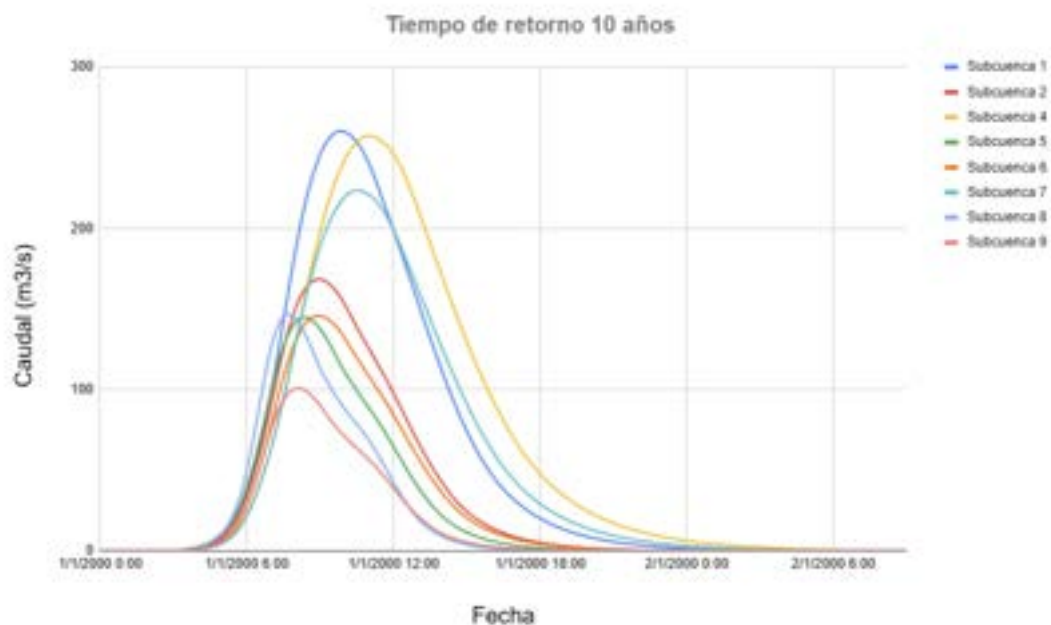


Figura D.6: Hidrograma para diferentes subcuencas con tiempo de retorno 10 años



Figura D.7: Hidrograma para diferentes subcuencas con tiempo de retorno 100 años



Figura D.8: Hidrograma para diferentes subcuencas con tiempo de retorno 1000 años



Figura D.9: Hidrograma para diferentes subcuencas con tiempo de retorno 10000 años

D.4. Hidrogramas obtenidos para los eventos de precipitación utilizados para calibrar

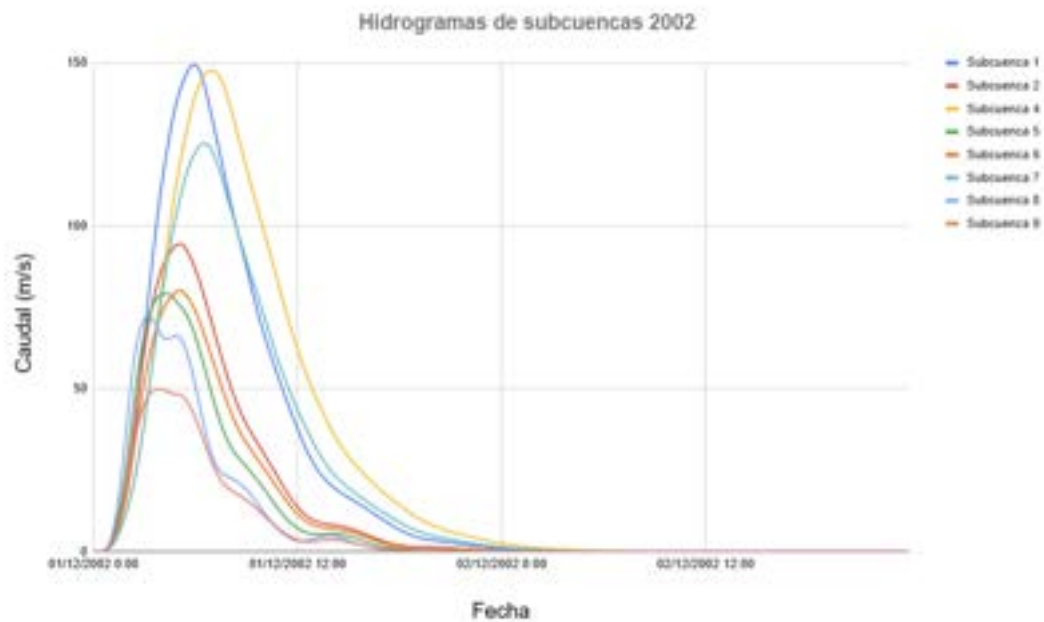


Figura D.10: Hidrograma lluvia 2002

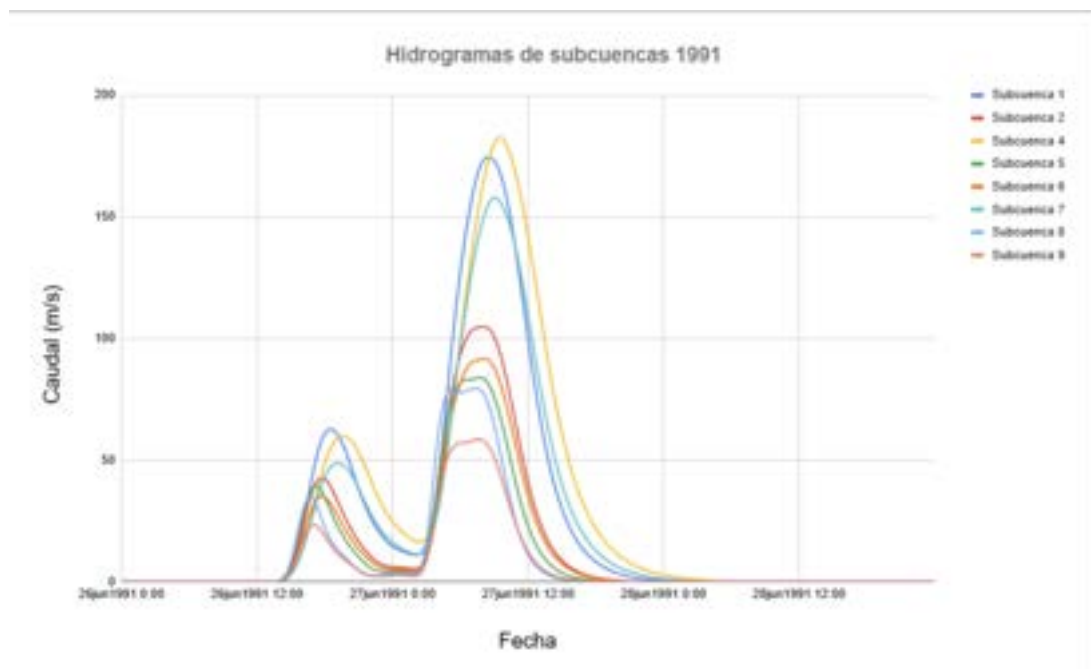


Figura D.11: Hidrograma lluvia 1991

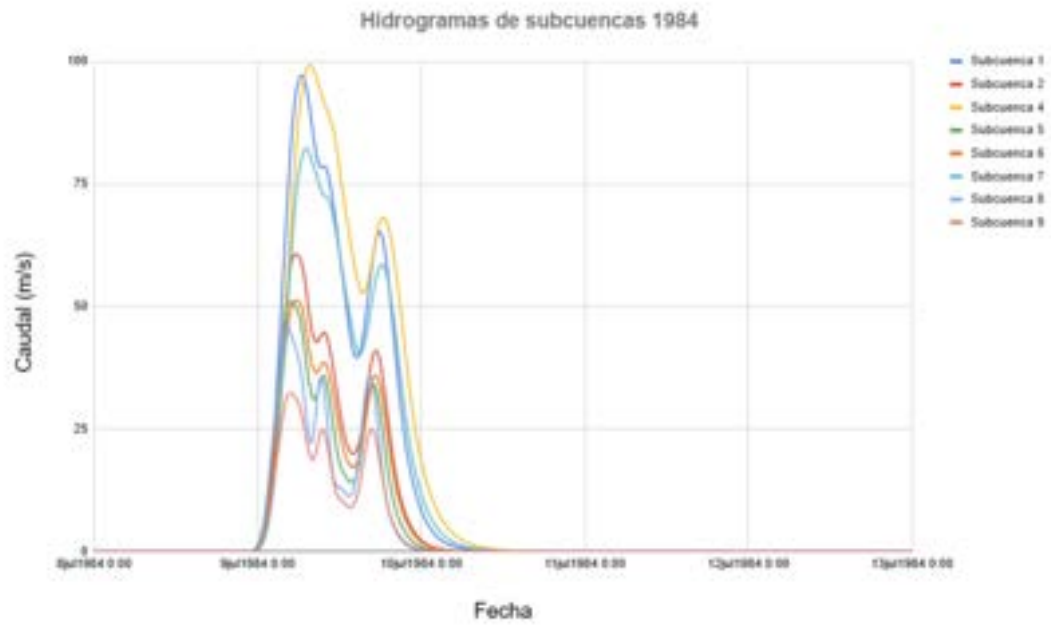


Figura D.12: Hidrograma lluvia 1984

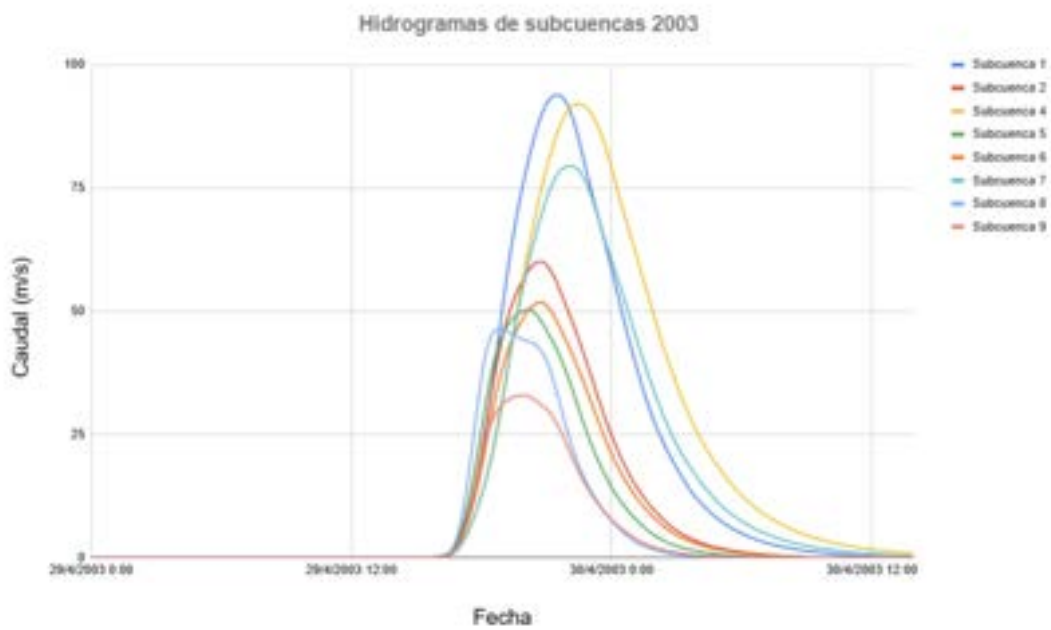


Figura D.13: Hidrograma lluvia 2003

E. Tormentas y niveles usados para la calibración

En el presente anexo se presentan las series horarias de precipitación de la estación de INUMET en Melo y los niveles de la estación e136 de DINAGUA las cuales fueron utilizadas durante el proceso de calibración del modelo hidrodinámico

E.1. Tormenta y niveles en Melo de 1984

Tabla E.1: Datos horarios de precipitación - Estación Meteorológica Melo (INUMET), 8–9 de julio de 1984.

Fecha	Hora	P (mm)	Fecha	Hora	P (mm)
08/07/1984	01:00	0	09/07/1984	01:00	13.6
08/07/1984	02:00	0	09/07/1984	02:00	7.9
08/07/1984	03:00	0	09/07/1984	03:00	14
08/07/1984	04:00	0	09/07/1984	04:00	3.1
08/07/1984	05:00	0	09/07/1984	05:00	8.2
08/07/1984	06:00	0	09/07/1984	06:00	0.6
08/07/1984	07:00	0	09/07/1984	07:00	1.3
08/07/1984	08:00	0	09/07/1984	08:00	11.2
08/07/1984	09:00	0	09/07/1984	09:00	0
08/07/1984	10:00	0	09/07/1984	10:00	0.1
08/07/1984	11:00	0	09/07/1984	11:00	2.6
08/07/1984	12:00	0	09/07/1984	12:00	0.8
08/07/1984	13:00	0	09/07/1984	13:00	1.5
08/07/1984	14:00	0	09/07/1984	14:00	4.6
08/07/1984	15:00	0	09/07/1984	15:00	7.2
08/07/1984	16:00	1.2	09/07/1984	16:00	3.2
08/07/1984	17:00	0.1	09/07/1984	17:00	0
08/07/1984	18:00	0.2	09/07/1984	18:00	0.1
08/07/1984	19:00	5.6	09/07/1984	19:00	0.2
08/07/1984	20:00	0.1	09/07/1984	20:00	0
08/07/1984	21:00	0	09/07/1984	21:00	0
08/07/1984	22:00	2.4	09/07/1984	22:00	0
08/07/1984	23:00	10	09/07/1984	23:00	0
08/07/1984	00:00	8.9			

Tabla E.2: Niveles registrados - Estación Melo (Dinagua 136), julio 1984.

Fecha	Valor (m)	Cero oficial (m)	Cero IDE (m)
08/07/1984 10:00	3.2	94.69	95.05
08/07/1984 17:00	3.17	94.66	95.02
09/07/1984 10:00	4.95	96.44	96.80
09/07/1984 17:00	5.40	96.89	97.25
10/07/1984 10:00	4.80	96.29	96.65
10/07/1984 17:00	4.35	95.84	96.20
11/07/1984 10:00	3.65	95.14	95.50
11/07/1984 17:00	3.60	95.09	95.45

E.2. Tormenta y niveles en Melo de 1991

Tabla E.3: Datos horarios de precipitación - Estación Meteorológica Melo (INUMET), 26-27 de junio de 1991.

Fecha	Hora	P (mm)	Fecha	Hora	P (mm)
26/06/1991	01:00	0	27/06/1991	01:00	0
26/06/1991	02:00	0	27/06/1991	02:00	2.3
26/06/1991	03:00	0	27/06/1991	03:00	24
26/06/1991	04:00	0	27/06/1991	04:00	8.3
26/06/1991	05:00	0	27/06/1991	05:00	10.8
26/06/1991	06:00	0	27/06/1991	06:00	9.9
26/06/1991	07:00	0	27/06/1991	07:00	10
26/06/1991	08:00	1.2	27/06/1991	08:00	5.2
26/06/1991	09:00	1.1	27/06/1991	09:00	1.9
26/06/1991	10:00	2.4	27/06/1991	10:00	0.2
26/06/1991	11:00	0.4	27/06/1991	11:00	0.2
26/06/1991	12:00	0.3	27/06/1991	12:00	0
26/06/1991	13:00	4.4	27/06/1991	13:00	0
26/06/1991	14:00	20.9	27/06/1991	14:00	0
26/06/1991	15:00	17.5	27/06/1991	15:00	0
26/06/1991	16:00	5.8	27/06/1991	16:00	0
26/06/1991	17:00	0	27/06/1991	17:00	0
26/06/1991	18:00	2.3	27/06/1991	18:00	0
26/06/1991	19:00	0.4	27/06/1991	19:00	0
26/06/1991	20:00	0	27/06/1991	20:00	0
26/06/1991	21:00	0	27/06/1991	21:00	0
26/06/1991	22:00	0.8	27/06/1991	22:00	0
26/06/1991	23:00	0.8	27/06/1991	23:00	0
26/06/1991	00:00	0.5	27/06/1991	00:00	0

Tabla E.4: Niveles registrados - Estación Melo (Dinagua 136), junio 1991.

Fecha	Valor (m)	Cero oficial (m)	Cero IDE (m)
26/06/1991 12:00	3.20	94.69	95.05
26/06/1991 18:00	4.00	95.49	95.85
27/06/1991 09:00	4.30	95.79	96.15
27/06/1991 12:00	4.96	96.45	96.81
27/06/1991 18:00	5.08	96.57	96.93
28/06/1991 09:00	5.15	96.64	97.00
28/06/1991 12:00	5.38	96.87	97.23
28/06/1991 18:00	5.55	97.04	97.40
29/06/1991 09:00	5.00	96.49	96.85
29/06/1991 12:00	4.47	95.96	96.32
29/06/1991 18:00	4.05	95.54	95.90
30/06/1991 09:00	3.80	95.29	95.65
30/06/1991 12:00	3.54	95.03	95.39
30/06/1991 18:00	3.50	94.99	95.35

E.3. Tormenta y niveles en Melo de 2003

Tabla E.5: Datos horarios de precipitación - Estación Meteorológica Melo (INUMET), 29 de abril de 2003.

Fecha	Hora	P (mm)	Fecha	Hora	P (mm)
29/04/2003	00:00	0	29/04/2003	12:00	0
29/04/2003	01:00	0	29/04/2003	13:00	0
29/04/2003	02:00	0	29/04/2003	14:00	6.5
29/04/2003	03:00	0	29/04/2003	15:00	1.2
29/04/2003	04:00	0	29/04/2003	16:00	1.7
29/04/2003	05:00	0	29/04/2003	17:00	26
29/04/2003	06:00	0	29/04/2003	18:00	0.4
29/04/2003	07:00	0	29/04/2003	19:00	8.5
29/04/2003	08:00	0	29/04/2003	20:00	3.9
29/04/2003	09:00	0	29/04/2003	21:00	0
29/04/2003	10:00	0	29/04/2003	22:00	1
29/04/2003	11:00	0	29/04/2003	23:00	0

Tabla E.6: Niveles registrados - Estación Melo (Dinagua 136), abril-mayo 2003.

Fecha	Valor (m)	Cero oficial (m)	Cero IDE (m)
29/04/2003 08:00	4.0	95.49	95.85
29/04/2003 12:00	3.9	95.39	95.75
29/04/2003 18:00	4.7	96.19	96.55
30/04/2003 08:00	4.5	95.99	96.35
30/04/2003 12:00	4.3	95.79	96.15
30/04/2003 18:00	4.3	95.79	96.15
01/05/2003 08:00	4.0	95.49	95.85
01/05/2003 12:00	3.9	95.39	95.75

E.4. Tormenta y niveles en Melo de 2002

Tabla E.7: Datos horarios de precipitación - Estación Meteorológica Melo (INUMET), 1 de diciembre de 2002.

Fecha	Hora	P (mm)	Fecha	Hora	P (mm)
01/12/2002	00:00	0	01/12/2002	12:00	1
01/12/2002	01:00	59	01/12/2002	13:00	0.8
01/12/2002	02:00	10.5	01/12/2002	14:00	0
01/12/2002	03:00	6	01/12/2002	15:00	0
01/12/2002	04:00	14	01/12/2002	16:00	0
01/12/2002	05:00	1	01/12/2002	17:00	0
01/12/2002	06:00	0.8	01/12/2002	18:00	0.3
01/12/2002	07:00	3.7	01/12/2002	19:00	0
01/12/2002	08:00	1.6	01/12/2002	20:00	0
01/12/2002	09:00	0.5	01/12/2002	21:00	0
01/12/2002	10:00	0	01/12/2002	22:00	0
01/12/2002	11:00	0	01/12/2002	23:00	0

Tabla E.8: Niveles registrados - Estación Melo (Dinagua 136), diciembre 2002.

Fecha	Valor (m)	Cero oficial (m)	Cero IDE (m)
30/11/2002 18:00	2.4	93.89	94.25
01/12/2002 08:00	4.3	95.79	96.15
01/12/2002 12:00	4.5	95.99	96.35
01/12/2002 18:00	4.8	96.29	96.65
02/12/2002 08:00	4.4	95.89	96.25
02/12/2002 12:00	4.2	95.69	96.05
02/12/2002 18:00	4.0	95.49	95.85
03/12/2002 08:00	3.7	95.19	95.55
03/12/2002 12:00	3.6	95.09	95.45
03/12/2002 18:00	3.5	94.99	95.35
04/12/2002 08:00	3.2	94.69	95.05
04/12/2002 12:00	3.2	94.69	95.05
04/12/2002 18:00	3.2	94.69	95.05

F. Resultados complementarios de la modelación hidrológica media

F.1. Códigos desarrollados

F.2. Frecuencia de satisfacción de demanda para distintas cotas

En este anexo se presentan las alternativas de configuración del sistema de vertido analizadas para las presas del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce durante el proceso de diseño que condujeron a la selección de la configuración finalmente proyectada.

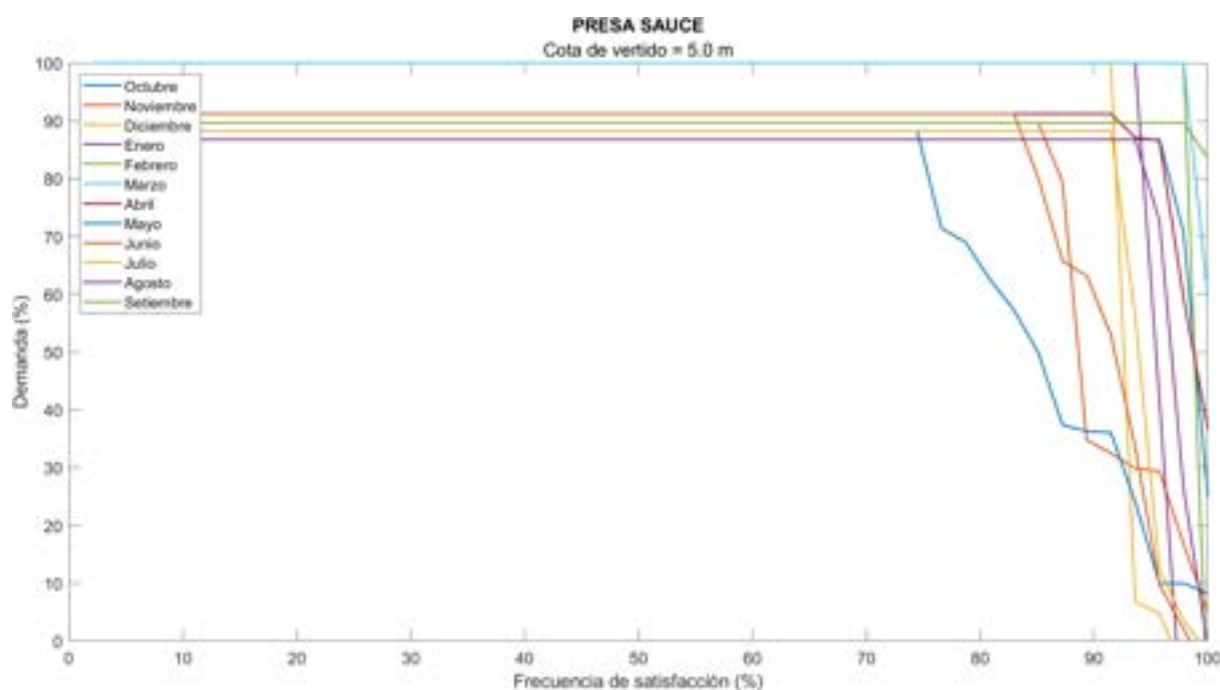


Figura F.1: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo del Sauce

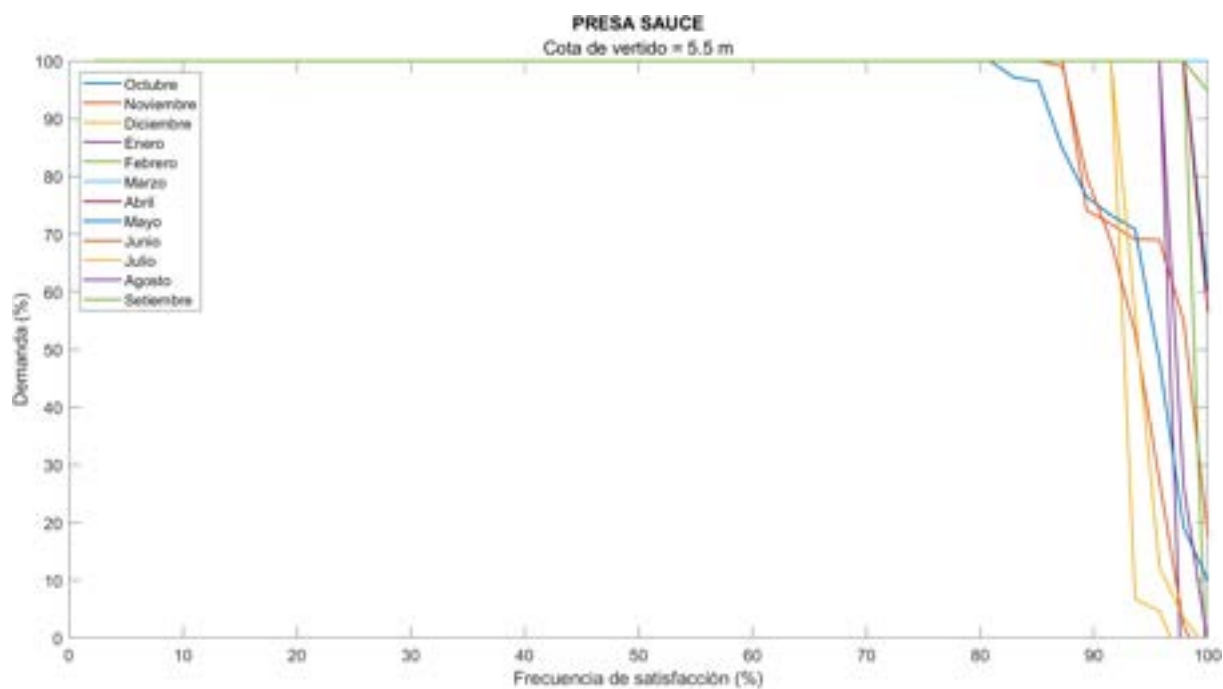


Figura F.2: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo del Sauce

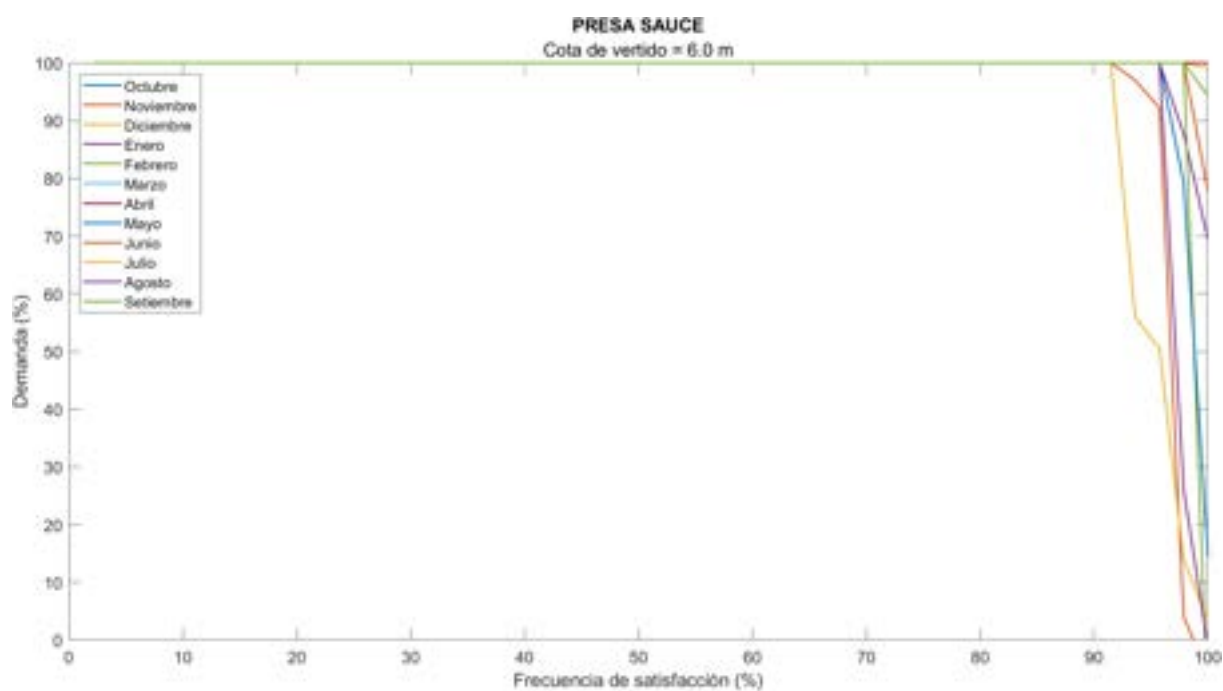


Figura F.3: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo del Sauce

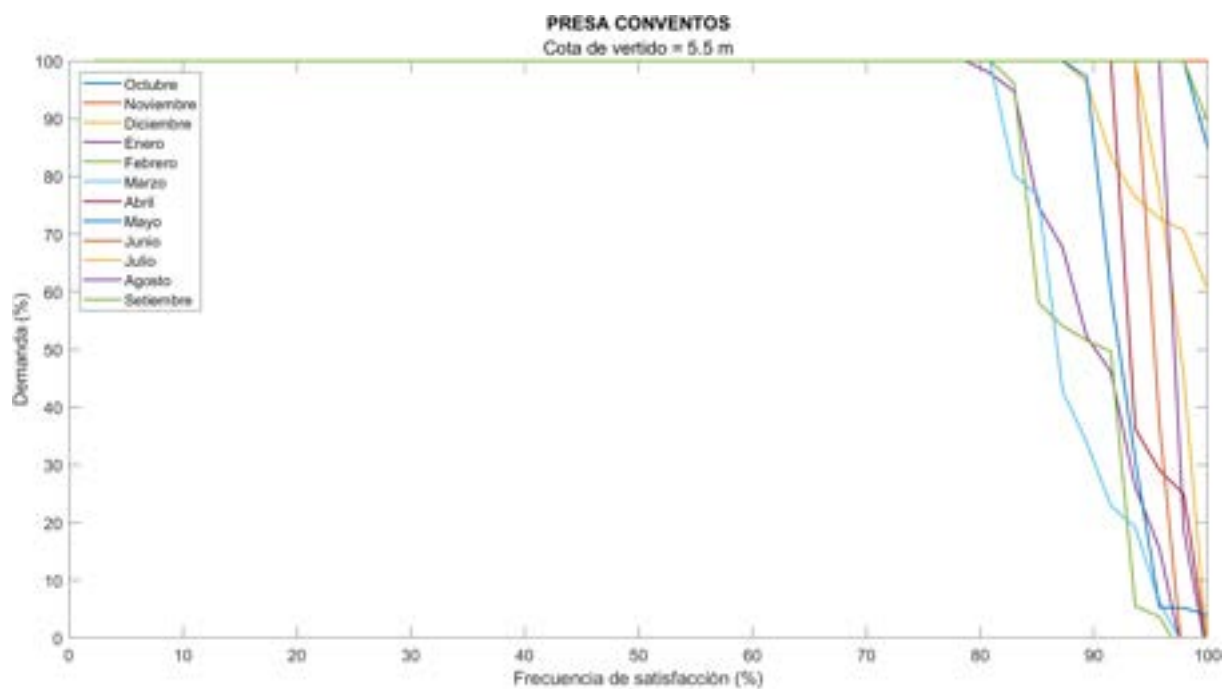


Figura F.4: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo Conventos

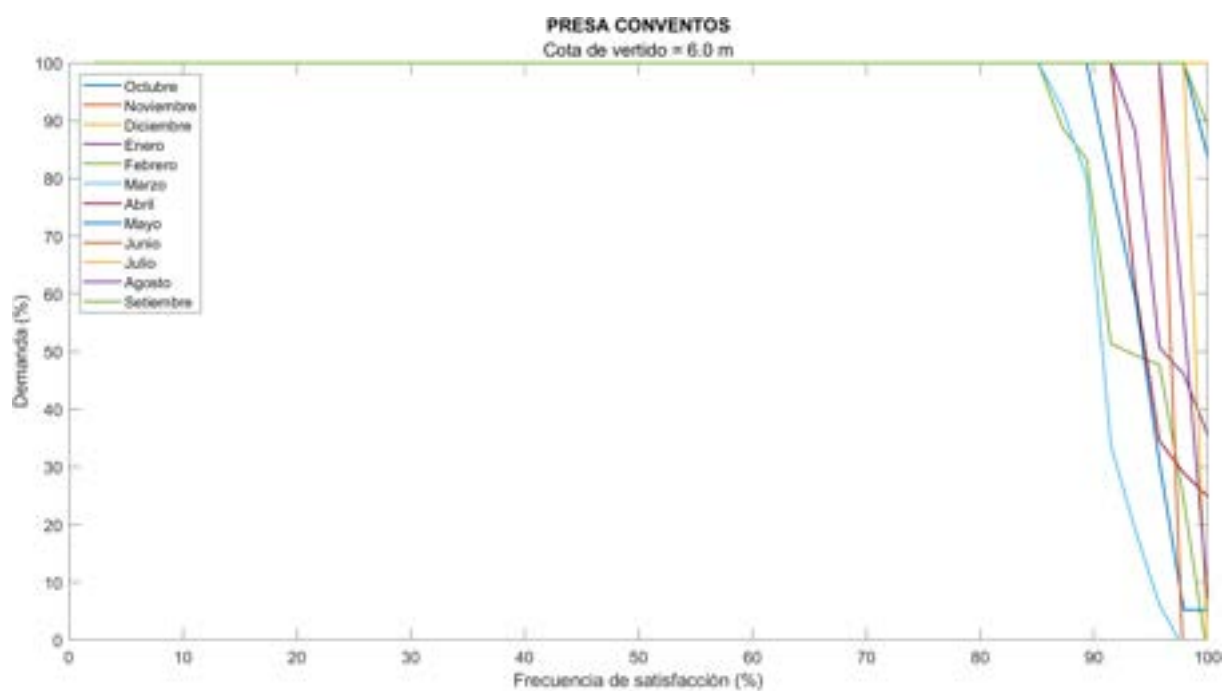


Figura F.5: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo Conventos

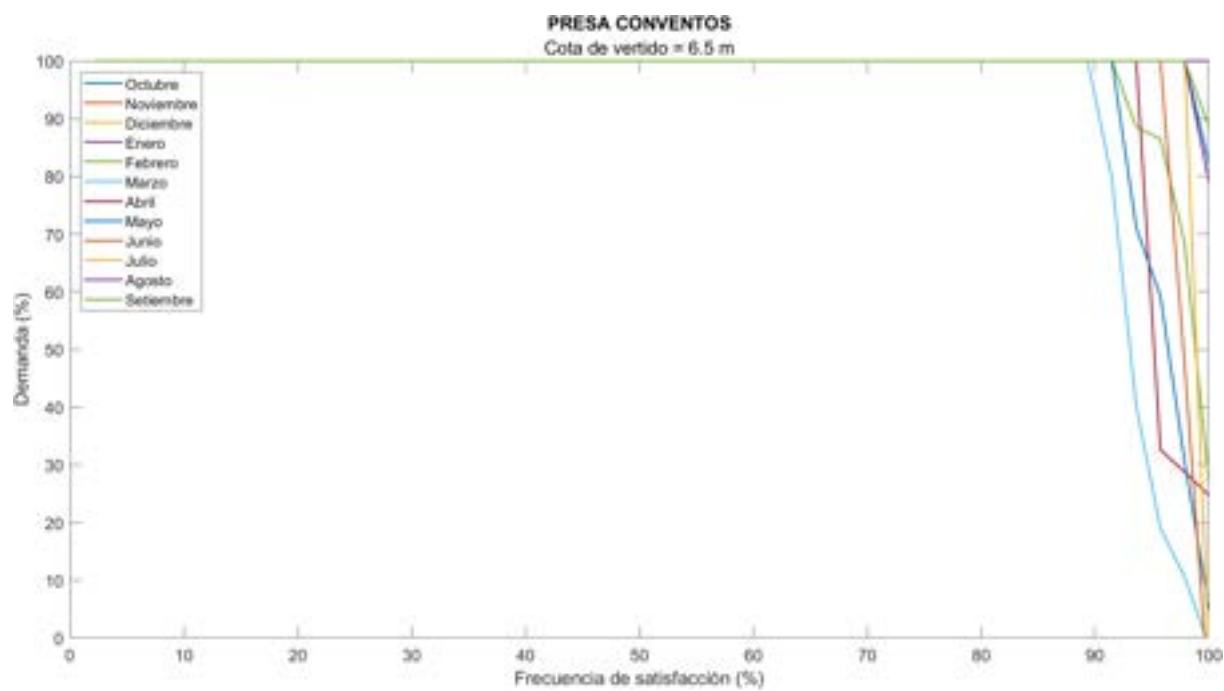


Figura F.6: Frecuencia de satisfacción de la demanda mensual. Presa del Arroyo Conventos

G. Regionalización estadística de caudales

Se presentan las imágenes y tablas utilizadas para la determinación del caudal ambiental. Para establecer los distintos parámetros de las subcuencas de trabajo, se utilizó la información de la Figura G.1 a la Figura G.3, obtenidas de la *Regionalización de estadísticas de caudales*. Se recuadra la información de interés en dichas imágenes.

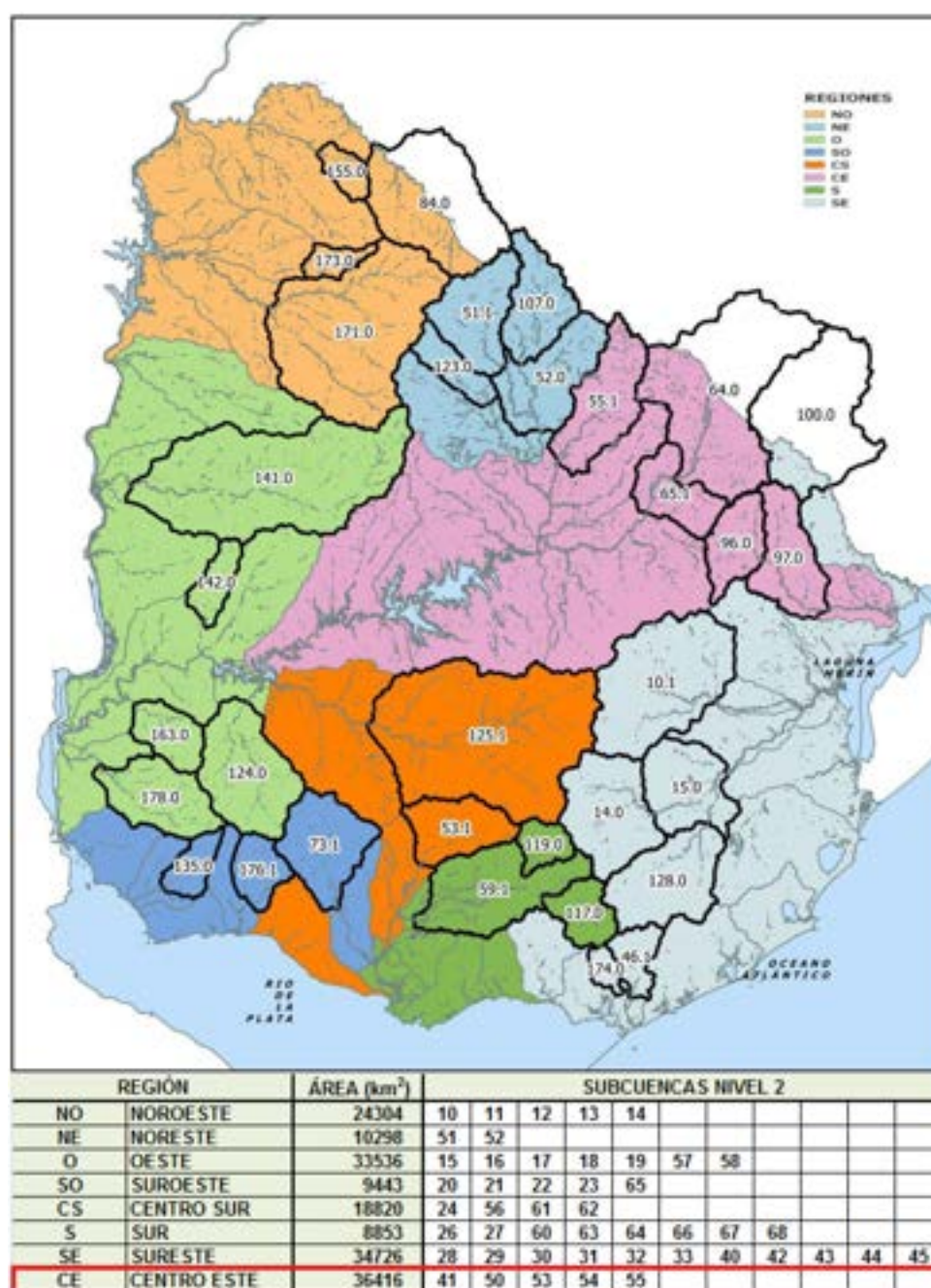


Figura G.1: Estaciones hidrométricas y sus cuencas incrementales, con tabla codificando las subcuencas de Nivel 2.

CUENCA	C3	CURSO	ESTACIÓN	ÁREA (km ²)	PROM. ANUAL (m ³ /s)	Q ESP. ANUAL (L/s/km ²)
RIO URUGUAY	103	Rio Cuareim	84.0	4420	97.29	22.01
	107	Ao. Tres Cruces	155.0	573	7.41	12.93
	123	Rio Arapey Chico	173.0	518	9.77	18.85
	135	Rio Arapey Grande	171.0	6934	109.43	15.78
	178	Rio Queguay Grande	141.0	7863	118.92	15.12
	193	Rio San Salvador	178.0	2157	21.44	9.94
RIO NEGRO	504	Rio Negro	64.0	6525	90.21	13.83
	505	Rio Negro	65.1	8039	130.69	16.26
	516	Rio Tacuarembó	51.1	2210	42.52	19.24
	517	Ao. Cufiapirú	107.0	1929	38.72	20.07
	519	Rio Tacuarembó	52.0	6599	130.94	19.84
	524	Ao. Tres Cruces	123.0	916	17.88	19.51
	536	Ao. Yaguarí	55.1	2491	51.07	20.50
	566	Rio Yi	125.1	8878	125.26	14.11
	570	Ao. Grande del Sur	124.0	3106	20.7	6.7
	582	Ao. Don Esteban	142.0	789	8.50	10.77
R. de la P.	588	Ao. Bequeló	163.0	1146	12.9	11.3
	215	Rio San Juan	135.0	748	7.32	9.80
RIO SANTA LUCIA	235	Rio Rosario	176.1	999	8.27	8.28
	601	Rio Santa Lucia	117.0	1078	17.48	16.22
	605	Ao. Casupá	119.0	690	8.65	12.53
	608	Rio Santa Lucia	59.1	4916	63.83	12.98
	615	Rio Santa Lucia Chico	53.1	1748	23.57	13.48
OC. ATL.	655	Rio San José	73.1	2315	30.67	13.25
	301	Ao. San Carlos	46.1	804	10.65	13.25
LAGUNA MERIN	306	Ao. Maldonado	174.0	364	5.30	14.59
	406	Rio Yaguarón	100.0	4622	70.92	15.34
	413	Rio Tacuarí	96.0	1423	24.87	17.48
	417	Rio Tacuarí	97.0	3537	59.49	16.82
	437	Rio Olimar Grande	10.1	4678	90.30	19.31
	444	Rio Cebollati	14.0	2899	57.05	19.68
	445	Ao. del Aiguá	128.0	2749	37.93	13.80
	446	Rio Cebollati	15.0	7872	116.78	14.83

Figura G.2: Cuencas aforadas.

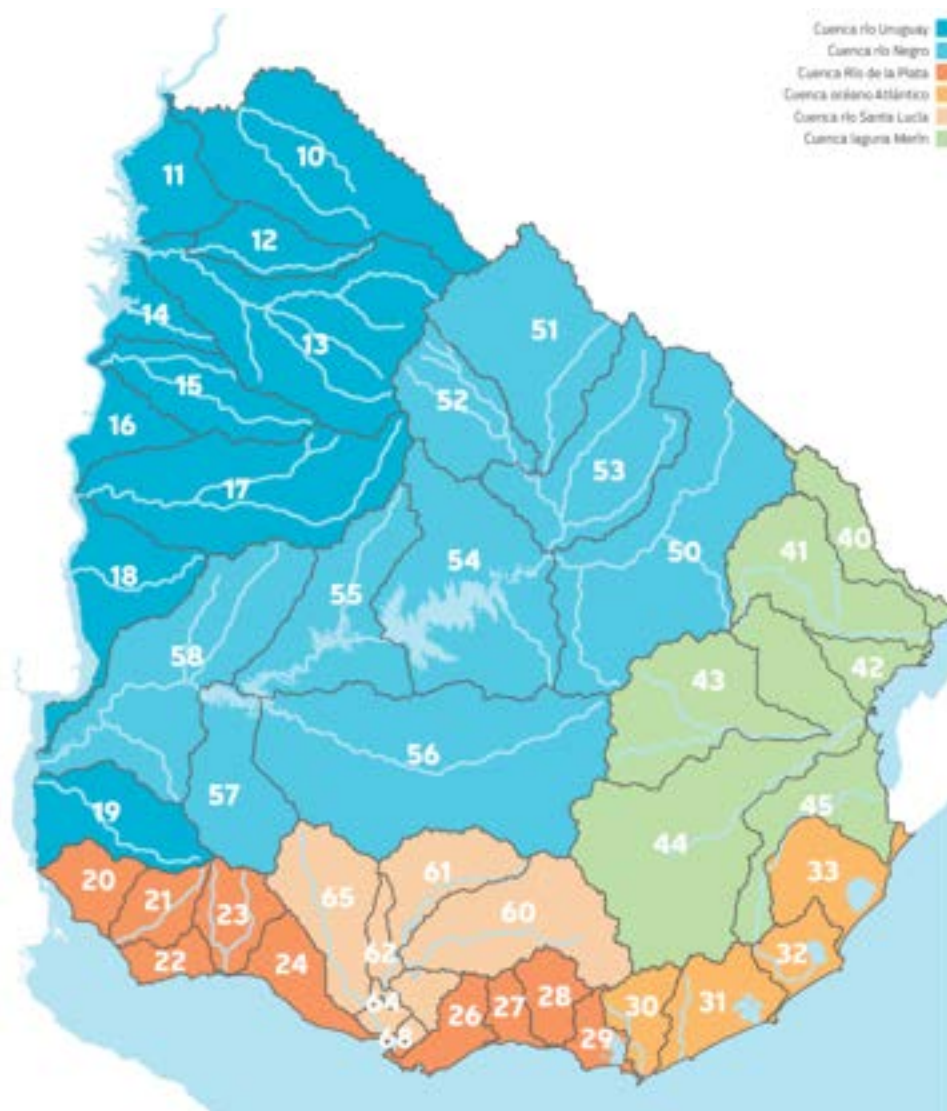


Figura G.3: Subcuencas de Nivel 2.

C2	SUBCUENCA (NIVEL 2)	ÁREA ⁽¹⁾ (km ²)
10	RÍO CUAREM	8228.3
11	RÍO URUGUAY entre Río Cuareim y Río Arapey Grande	2580.9
12	RÍO ARAPEY CHICO	2154.8
13	RÍO ARAPEY GRANDE (excepto Río Arapey Chico)	9711.2
14	RÍO URUGUAY entre Río Arapey Grande y Río Daymán	1628.3
15	RÍO DAYMÁN	3419.7
16	RÍO URUGUAY entre Río Daymán y Río Queguay Grande	1736.3
17	RÍO QUEGUAY GRANDE	8559.9
18	RÍO URUGUAY entre Río Queguay Grande y Río Negro	3739.1
19	RÍO URUGUAY entre Río Negro y Río de la Plata	3642.2
20	RÍO DE LA PLATA entre Río Uruguay y Río San Juan	1521.6
21	RÍO SAN JUAN	1572.4
22	RÍO DE LA PLATA entre Río San Juan y Río Rosario	925.6
23	RÍO ROSARIO	1851.2
24	RÍO DE LA PLATA entre Río Rosario y Río Santa Lucía	1850.7
26	RÍO DE LA PLATA entre Río Santa Lucía y Ao. PANDO	1377.2
27	RÍO DE LA PLATA entre Ao. Pando y Ao. Solís Grande	798.9
28	Ao. SOLÍS GRANDE	1338.0
28	RÍO DE LA PLATA entre Ao. Solís Grande y Punta Del Este	906.9
30	OCEANO ATLÁNTICO entre Punta del Este y Ao. MALDONADO	1493.3
31	OCEANO ATLÁNTICO entre Ao. Maldonado y LAGUNA DE ROCHA	2545.3
32	OCEANO ATLÁNTICO entre Laguna de Rocha y Ao. VALIZAS	1479.5
33	OCEANO ATLÁNTICO entre Ao. Valizas y Ao. CHUY	3751.7
40	LAGUNA MERIN entre RÍO YAGUARÓN y Río Tacuarí	1969.0
41	RÍO TACUARÍ	4681.9
42	LAGUNA MERIN entre Río Tacuarí y Río Cebollati	1220.9
43	RÍO OLMAR GRANDE	5308.5
44	RÍO CEBOLLATI (excepto Río Olmar Grande)	12111.1
45	LAGUNA MERIN entre Río Cebollati y Ao. SAN MIGUEL	2604.4
50	RÍO NEGRO entre nacientes y Río Tacuarembó	11439.8
51	RÍO TACUAREMBÓ entre nacientes y Ao. Tacuarembó Chico	6804.5
52	Ao. TACUAREMBÓ CHICO	3493.9
53	RÍO TACUAREMBÓ entre Ao. Tacuarembó Chico y Río Negro	5975.4
54	RÍO NEGRO entre Río Tacuarembó y Rincón del Bonete	8847.5
55	RÍO NEGRO entre Rincón del Bonete y Río Yi	5491.1
56	RÍO YI	13730.1
57	RÍO NEGRO entre Río Yi y Rincón de Palmar	3799.5
58	RÍO NEGRO entre Rincón de Palmar y Río Uruguay	8659.1
60	RÍO SANTA LUCÍA entre nacientes y Río Santa Lucía Chico	5173.2
61	RÍO SANTA LUCÍA CHICO	2571.4
62	RÍO SANTA LUCÍA entre Río Santa Lucía Chico y Ao. Canelón Grande	887.8
63	Ao. CANELÓN GRANDE	724.4
64	RÍO SANTA LUCÍA entre Ao. Canelón Grande y Río San José	144.9
65	RÍO SAN JOSÉ	3571.9
66	RÍO SANTA LUCÍA entre Río San José y Ao. Colorado	389.1
67	Ao. COLORADO	164.9
68	RÍO SANTA LUCÍA entre Ao. Colorado y Río de la Plata	100.4

Figura G.4: Codificación de las subcuencas de Nivel 2.

La Figura G.5, Figura G.6 y Figura G.7 se usaron para obtener el caudal específico normalizado de la subcuenca 41, estación 96 para cada período.

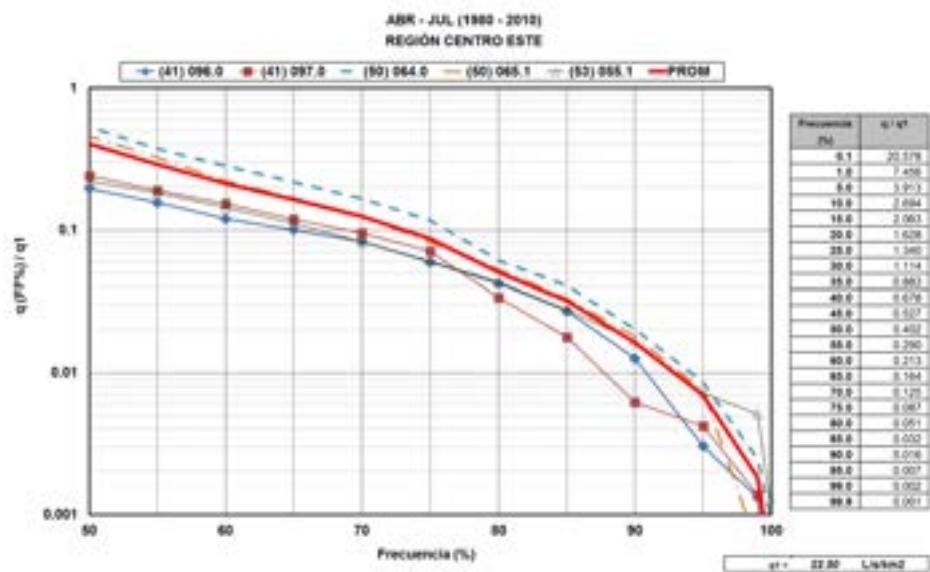


Figura G.5: Caudales específicos normalizados para el período Abril-Julio.

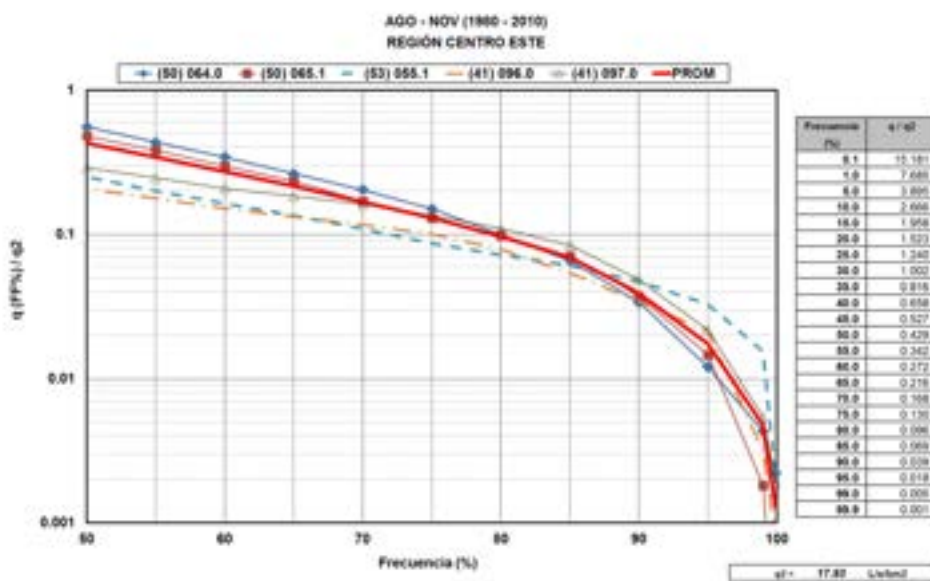


Figura G.6: Caudales específicos normalizados para el período Agosto-Noviembre.

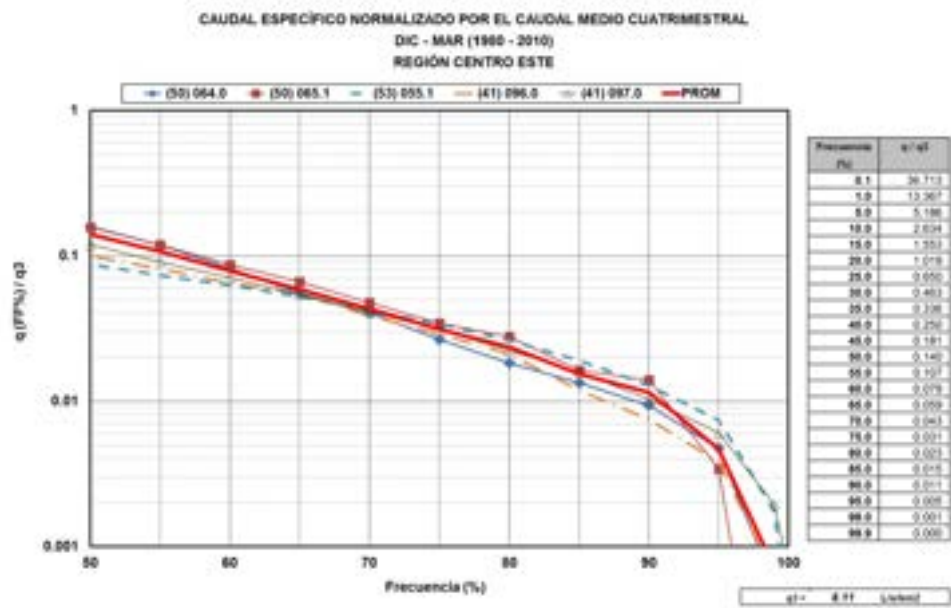


Figura G.7: Caudales específicos normalizados para el período Diciembre-Marzo.

Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto
Ambiental de un proyecto de Regulación y Acondicionamiento
del Arroyo Conventos, Melo.
Tomo II: Diseño de las presas

Mercedes Abad
Florencia Curi
Inti Rodríguez
Emiliano Zoccolini

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Tutores

Dr. Ing. Guillermo López
Msc. Ing. Santiago Narbono

Tribunal

Dr. Ing. Alejandra De Vera
Dr. Ing. Christian Chreties
Dr. Ing. Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay
Agosto de 2026

Índice

1. Introducción	7
1.1. Estructura del documento	8
1.2. Metodología del tomo	9
1.3. Resumen de principales resultados	9
2. Diseño hidráulico de la configuración de vertido	14
2.1. Introducción	14
2.2. Metodología	15
2.3. Resultados	16
2.3.1. Definición de la categoría de la presa	16
2.3.2. Definición de avenida de proyecto y extrema.	16
2.3.3. Definición de afectación buscada aguas abajo	16
2.3.4. Introducción de la geometría de las presas en el modelo hidrodinámico.	17
2.3.5. Cálculo de afectaciones generadas	19
2.4. Cálculo de cota de coronamiento	37
2.5. Costos preliminares	38
2.6. Selección de ancho de vertido	40
2.6.1. Arroyo Conventos	41
2.6.2. Arroyo del Sauce	44
2.6.3. Afectación generada en la ciudad de Melo para diferentes tiempos de retorno para la alternativa seleccionada	47
2.6.4. Afectación aguas arriba de las presas para la configuración de vertido seleccionada	58
2.7. Efectos individuales de las presas	63
2.8. Síntesis del capítulo	68
3. Elementos del vertedero	70
3.1. Cimacio	70
3.2. Estructura terminal	75
3.2.1. Unión cimacio - estructura terminal	81
3.2.2. Bombeo de agua de estructura terminal	82
3.3. Fundación del cimacio	82
3.4. Canal de acceso a estructura de control	82
3.5. Restitución del cauce	84
3.6. Drenaje del cimacio	86
3.7. Galerías de Inspección	87
3.8. Estabilidad del Macizo de Hormigón	89

3.8.1.	Generalidades	90
3.8.2.	Factores de seguridad	90
3.8.3.	Caso 1: NMN	91
3.8.4.	Peso propio de la estructura	92
3.8.5.	Subpresiones	93
3.8.6.	Empuje del suelo	94
3.8.7.	Estabilidad frente al deslizamiento	96
3.8.8.	Estabilidad frente al vuelco	96
3.8.9.	Caso 2: NAP	97
3.8.10.	Caso 3: NAE	98
3.9.	Muros de contención	101
3.9.1.	Caso 1: NMN	103
3.9.2.	Caso 2: NAP	105
3.9.3.	Caso 3: NAE	106
3.10.	Zona de alivio de emergencia de la presa del Arroyo Conventos	108
3.11.	Camino de acceso	110
4.	Descargador de fondo y obras complementarias	111
4.1.	Descargador de fondo	112
4.2.	Obra de Toma	117
4.2.1.	Compuertas	117
4.2.2.	Rejas	118
4.3.	Estructura de disipación de energía	118
4.4.	Diseño de Operatividad de Descargador	121
4.4.1.	Limpieza de Rejas	121
4.4.2.	Regulación de Compuertas	121
5.	Materiales Disponibles	123
5.1.	Presa del Arroyo Conventos	123
5.2.	Presa del Arroyo del Sauce	125
5.3.	Resultados	126
6.	Diseño de la presa de materiales sueltos	128
6.1.	Cota de Coronamiento	128
6.1.1.	Viento de proyecto y de avenida extrema	129
6.1.2.	Cota de coronamiento del Arroyo Conventos	131
6.1.3.	Presa del Arroyo del Sauce	138
6.1.4.	Conclusiones del capítulo	139
6.1.5.	Ancho de coronamiento	141
6.2.	Fundación de la presa de materiales sueltos	141

6.2.1.	Presa del Arroyo Conventos	142
6.2.2.	Presa del Arroyo del Sauce	143
6.2.3.	Conclusiones de la sección	144
6.3.	Dimensionado	144
6.3.1.	Presa del Arroyo Conventos	146
6.3.2.	Presa del Arroyo del Sauce	146
6.4.	Drenes	147
6.5.	Manta filtrante	149
6.6.	Protección de Taludes	151
6.6.1.	Talud Aguas Arriba	151
6.6.2.	Talud Aguas Abajo	155
7.	Estudios de estabilidad e infiltración	156
7.1.	Introducción	156
7.2.	Metodología	159
7.2.1.	Análisis de Infiltración	159
7.2.2.	Estabilidad de Taludes	160
7.3.	Estudio de estabilidad: Presa del Arroyo Conventos	161
7.3.1.	Fin de construcción	162
7.3.2.	Régimen establecido	163
7.3.3.	Vaciado Rápido	167
7.4.	Estudio de estabilidad: Presa del Arroyo del Sauce	168
7.4.1.	Fin de construcción	168
7.4.2.	Régimen establecido	169
7.4.3.	Vaciado rápido	170
7.5.	Conclusiones del estudio	171
8.	Síntesis del Tomo II	172
	Referencias	173
	Anexos	176
A.	Series de niveles simuladas para puntos seleccionados	177
B.	Datos obtenidos para los distintos puntos utilizados para la definición de configuración de vertido	182
C.	Descargador de fondo	185
C.1.	Ábacos utilizados para el cálculo de la pérdida de carga localizada del descargador de fondo	185

C.2. Tiempo de vaciado del embalse para distintas cotas de lago	187
D. Comparación de cota de coronamiento por dos métodos para diferentes anchos de vertido	190
E. Secciones asociadas a los factores de seguridad - Geotécnia presa de Ao. Sauce	193

Acrónimos

HAV Altura - Área - Volumen. 112

IDEuy Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay. 112

INE Instituto Nacional de Estadística. 48

INUMET Instituto Nacional de Meteorología. 129, 130

MDT Modelos Digitales del Terreno. 112

MGAP Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca. 60

NAE Nivel de Avenida Extrema. 3, 10–13, 42, 45, 89, 98–101, 106–108, 115, 128, 131–135, 187–189

NAP Nivel de Avenida de Proyecto. 10–13, 41, 45, 83, 89, 97, 98, 101, 105, 106, 115, 128, 131–135, 138–140, 148, 187, 188

NMN Nivel Máximo Normal. 3, 10–12, 91, 92, 96, 101, 103–105, 115, 116, 119, 131, 132, 134, 135, 140, 154, 187, 188

RQD Rock Quality Designation. 82, 142, 143, 161

SPANCOLD Comité Nacional Español de Grandes Presas. 121, 131

USACE United States Army Corps of Engineers. 84, 151

USBR United States Bureau of Reclamation. 90, 118–120

1. Introducción

El presente documento, *Tomo II: Diseño de Presas*, constituye el segundo tomo del Proyecto Final de Grado correspondiente a la carrera de Ingeniería Civil, perfil Hidráulico–Ambiental, titulado *Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto Ambiental de un Proyecto de Regulación y Acondicionamiento del Arroyo Conventos, Melo*. El proyecto tiene como objetivo desarrollar una solución para la mitigación de las inundaciones que afectan a la ciudad de Melo, departamento de Cerro Largo, mediante el diseño de dos presas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

El trabajo se organiza en tres tomos complementarios, cada uno enfocado en una etapa específica del proyecto:

- **Tomo I – Estudios de Base y Situación Actual:** presenta la recopilación y el procesamiento de la información de base (planialtimétrica, meteorológica, hidrométrica, geológica, de suelos y geotécnica), el marco normativo aplicable y el desarrollo de los modelos hidrológico e hidrodinámico que caracterizan el comportamiento actual de la cuenca, constituyendo el insumo para el diseño de las obras.
- **Tomo II – Diseño de Presas:** desarrolla el diseño hidráulico y geotécnico de las presas de materiales sueltos y de sus obras complementarias. Se presenta el proyecto ejecutivo de la presa sobre el Arroyo Conventos y el anteproyecto de la presa sobre el Arroyo del Sauce.
- **Tomo III – Seguridad y Procedimientos Constructivos:** aborda los aspectos constructivos, la seguridad de las presas, los lineamientos del plan de acción ante emergencias y la estimación de los costos de las obras.

Se tienen además 15 láminas que complementan a los tomos, donde se presenta tanto la zona de estudio como lo referido al diseño de las presas del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

Los estudios desarrollados en el Tomo I permitieron caracterizar la cuenca, comprender su comportamiento hidrológico e hidrodinámico y cuantificar las afectaciones producidas por las inundaciones en la ciudad de Melo. A partir de esa información, en el presente tomo se desarrolla el diseño de las obras propuestas para mitigar dichas afectaciones.

El diseño comprende dos presas de materiales sueltos ubicadas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, junto con sus obras hidráulicas complementarias. El proceso de diseño integra aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y constructivos, considerando tanto la seguridad de las estructuras como la reducción de las inundaciones aguas abajo y las afectaciones generadas aguas arriba de los embalses.

Como resultado, se presenta el proyecto ejecutivo de alguno de sus tramos de la presa sobre el Arroyo Conventos y el anteproyecto de la presa sobre el Arroyo del Sauce, constituyendo la base para los aspectos constructivos, operativos y de seguridad desarrollados posteriormente en el Tomo III.

1.1. Estructura del documento

El documento se organiza en siete capítulos centrales, además de las referencias bibliográficas y un conjunto de anexos.

El capítulo 1 corresponde a la presente introducción, donde se describe la organización del documento, la metodología general adoptada y se resumen las principales características de las presas diseñadas.

El capítulo 2 desarrolla el diseño hidráulico de la configuración de vertido. Se define la categoría de las presas, las avenidas de diseño, los criterios de afectación adoptados y se analiza el desempeño hidráulico de distintas configuraciones hasta seleccionar la alternativa de proyecto.

Los capítulos 3 y 4 presentan el diseño de las obras hidráulicas asociadas a las presas. En ellos se desarrollan el diseño del aliviadero, la estructura disipadora de energía, el descargador de fondo, la obra de toma y las restantes obras complementarias necesarias para la operación de las presas.

El capítulo 5 presenta el estudio de los materiales disponibles en el emplazamiento y evalúa su aptitud para la construcción de las distintas zonas de las presas.

El capítulo 6 desarrolla el diseño de las presas de materiales sueltos. Se definen la tipología adoptada, la cota de coronamiento, la geometría de la sección, los sistemas de drenaje y filtración y las protecciones de los taludes.

El capítulo 7 corresponde a las verificaciones geotécnicas del diseño, incluyendo los análisis de infiltración y estabilidad de taludes para las distintas condiciones de operación consideradas.

Finalmente, se presenta una síntesis del tomo, seguida de las referencias bibliográficas y de los anexos que complementan la información desarrollada.

1.2. Metodología del tomo

El diseño de las presas se desarrolló de manera secuencial e iterativa, integrando los resultados obtenidos en los estudios hidrológicos e hidrodinámicos presentados en el Tomo I con los criterios de diseño hidráulico, geotécnico y constructivo aplicables a este tipo de obras.

En una primera etapa se definió la configuración hidráulica del sistema, determinando las dimensiones de los vertederos mediante la evaluación de distintas alternativas que permitieran reducir en más de un orden de magnitud las afectaciones por inundación aguas abajo sin generar impactos significativos aguas arriba de los embalses. Posteriormente, se diseñaron las obras hidráulicas asociadas, incluyendo el aliviadero, el descargador de fondo y sus estructuras complementarias.

Definida la configuración hidráulica, se procedió al diseño de las presas de materiales sueltos, estableciendo la geometría de las secciones, la disposición de los distintos materiales y los sistemas de drenaje y protección. Finalmente, el diseño fue verificado mediante análisis geotécnicos de estabilidad e infiltración, comprobando el cumplimiento de los criterios de seguridad adoptados.

1.3. Resumen de principales resultados

Se resumen en las Tabla 1.1, Tabla 1.2, Tabla 1.3 y Tabla 1.4 los principales resultados y características obtenidas de la presa del Arroyo Conventos. En los siguientes capítulos se desarrolla y justifica el diseño.

Tabla 1.1: Características del embalse de la presa sobre el Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Superficie de cuenca (ha)	19.791
Cota NMN (m)	107
Cota de lago para expropiación (TR100) (m)	109,05
Cota NAP - TR1000 (m)	109,66
Cota NAE - TR10000 (m)	110,25
Volumen embalsado a NMN - Lago permanente (Hm ³)	16,3
Superficie de lago a NMN - Lago permanente (ha)	729
Superficie de lago a TR100 para expropiación (ha)	1.122
Superficie del lago a NAP (ha)	1.228
Superficie del lago a NAE (ha)	1.333

Tabla 1.2: Características de la presa de materiales sueltos sobre el Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Tipología	Presa de material suelto heterogénea con núcleo impermeable
Cota de coronamiento (m)	111,7
Altura sobre fundación (m)	17,7
Altura sobre cota de terreno (m)	11,7
Ancho de coronamiento (m)	6
Longitud de coronamiento (m)	1.520
Pendiente paramento/talud aguas arriba	3:1
Pendiente paramento/talud aguas abajo	3:1
Volumen de suelo total de la presa (m ³)	477.400
Material de espaldones	Suelo arenoso, tipo SC-SM
Material de núcleo	Suelo arcilloso, tipo CL
Volumen de suelo total para núcleo (m ³)	180.900
Volumen de suelo total para espaldones (m ³)	296.500
Protección de talud aguas arriba	Enrocado, $D_{50} = 0,84m$
Protección de talud aguas abajo	Cobertura vegetal
Cota de cimentación (m)	94
Cota de fondo (m)	100

Tabla 1.3: Características del aliviadero de la presa sobre el Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Tipo de vertedero	Cimacio Creager de hormigón macizo
Ubicación	Progresiva 392-422 m (ver lámina L03)
Ancho de vertedero (m)	30
Tipo de dissipador de energía	Trampolín sumergido
Capacidad de desagüe a NAP (m^3/s)	285,03
Capacidad de desagüe a NAE (m^3/s)	395,50

Tabla 1.4: Características de los descargadores de fondo de la presa sobre el Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Número de conductos	2
Sección de cada conducto	Cuadrada de 1 m $\times$ 1 m
Cota de zampeado de entrada (m)	101
Cota de zampeado de salida (m)	100,20
Capacidad de desagüe máxima a NMN (m^3/s)	10,38
Capacidad de desagüe máxima a NAP (m^3/s)	12,11
Capacidad de desagüe máxima a NAE (m^3/s)	12,42
Dispositivo de cierre de seguridad y regulación	Compuertas tipo Bureau

Para la presa del Arroyo del Sauce se tiene como resultado los datos de las Tabla 1.5, Tabla 1.6 y Tabla 1.7.

Tabla 1.5: Características del embalse de la presa sobre el Arroyo del Sauce

Parámetro	Valor
Superficie de cuenca (ha)	14.750
Cota NMN (m)	102
Cota de lago para expropiación (TR100) (m)	104,17
Cota NAP - TR1000 (m)	104,71
Cota NAE - TR10000 (m)	105,19
Volumen embalsado a NMN - Lago permanente (m ³)	5.191.028
Superficie de lago a NMN - Lago permanente (ha)	302
Superficie de lago a TR100 para expropiación (ha)	608
Superficie del lago a NAP (ha)	696
Superficie del lago a NAE (ha)	767

Tabla 1.6: Características de la presa de materiales sueltos sobre el Arroyo del Sauce

Parámetro	Valor
Tipología	Presa de material suelto heterogénea con núcleo impermeable
Cota de coronamiento (m)	106,7
Altura sobre fundación (m)	20,2
Altura sobre cota de terreno (m)	11,2
Ancho de coronamiento (m)	6
Longitud de coronamiento (m)	1.515
Pendiente paramento/talud aguas arriba	3:1
Pendiente paramento/talud aguas abajo	3:1
Volumen de suelo total de la presa (m ³)	390.820
Material de espaldones	Suelo arenoso
Material de núcleo	Suelo arcilloso
Volumen de suelo total para núcleo (m ³)	152.040
Volumen de suelo total para espaldones (Hm ³)	238.780
Protección de talud aguas arriba	Enrocado
Protección de talud aguas abajo	Empastado
Cota de cimentación (m)	86,5
Cota de cauce (m)	95,5

Tabla 1.7: Características del aliviadero de la presa sobre el Arroyo del Sauce

Parámetro	Valor
Ancho de vertedero (m)	30
Capacidad de desagüe a NAP (m^3/s)	236,73
Capacidad de desagüe a NAE (m^3/s)	309,82

2. Diseño hidráulico de la configuración de vertido

En el siguiente capítulo se presenta el diseño hidráulico de la configuración de vertido de las dos presas proyectadas en el Arroyo del Sauce y Arroyo Conventos.

El objetivo del estudio realizado es encontrar los anchos de vertido que cumplan con los criterios de afectación aguas abajo considerados pero que a su vez no generen afectaciones aguas arriba que vuelvan al proyecto inviable. Se estudiarán antes de definir la configuración de proyecto los efectos generados para tres casos:

- Presa solo en el Arroyo Conventos
- Presa solo en el Arroyo del Sauce
- Presas en los dos arroyos

El estudio del efecto individual de las presas se realiza considerando la posible etapabilidad del proyecto.

Por ultimo y ya con la configuración de vertido seleccionada se presentarán las afectaciones generadas en los barrios de Melo, como así la cuantificación de padrones, viviendas y población afectados bajo crecidas con diferentes tiempos de retorno.

2.1. Introducción

Según USBR (1987) los aliviaderos constituyen uno de los elementos más importantes de una presa, ya que permiten evacuar el agua excedente o las avenidas que superan la capacidad de almacenamiento del embalse. Su función principal es derivar este caudal hacia el cauce natural mediante una estructura de control y una estructura terminal . Un diseño inadecuado o una capacidad insuficiente del aliviadero puede comprometer la seguridad de la presa y conducir a su rotura por sobrepasamiento.

El aliviadero está compuesto por tres elementos fundamentales. El primero es la estructura de control, encargada de regular el caudal evacuado en función del nivel del embalse. Este dispositivo puede ser un vertedero, orificio o tubería, con comportamiento fijo o regulado según su configuración.

El segundo componente es la conducción, que conduce el caudal evacuado desde la estructura de control hasta el cauce aguas abajo. Su geometría depende tanto de criterios hidráulicos como de las condiciones geológicas y topográficas del emplazamiento. Puede consistir en canales abiertos, conductos cerrados, túneles o combinaciones de ellos. El

revestimiento y la resistencia del canal deben ser adecuados para soportar altas velocidades y prevenir erosiones.

Finalmente, las estructuras terminales tienen como objetivo disipar la energía remanente antes de que el agua retorne al río. Según el diseño, esta disipación puede lograrse mediante la descarga en caída libre, el uso de trampolines, deflectores o cuencos amortiguadores, entre otros.

Para la estructura de control se propone un aliviadero de descarga libre, tipo cimacio con perfil Creager y descargador de fondo. En estos aliviaderos el agua se aproxima a la cresta de vertido desde el lago en régimen subcrítico, cuando el agua alcanza la sección de vertido el régimen pasa a ser crítico, y luego desagua por encima del cimacio en régimen supercrítico. La geometría del perfil se calcula en función de la cota de descarga sobre el vertedero y otra serie de parámetros que se describirán en secciones posteriores.

2.2. Metodología

En este capítulo se presenta la metodología empleada para definir la configuración de vertido de las presas proyectadas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce. El procedimiento seguido comprende las siguientes etapas, las cuales se desarrollan en las secciones posteriores:

- Definición de la categoría de la presa.
- Definición de avenida de proyecto y extrema.
- Definición de afectación buscada aguas abajo.
- Introducción de la geometría de las presas en el modelo hidrodinámico.
- Cálculo de las afectaciones generadas aguas arriba y aguas abajo de las presas.
- Determinación de la cota de coronamiento.
- Estimación preliminar de costos.
- Discusión de los resultados obtenidos.
- Selección de la configuración de vertido.
- Análisis de la etapabilidad de las obras.

2.3. Resultados

Se presentan a continuación los resultados de aplicar la metodología presentada anteriormente.

2.3.1. Definición de la categoría de la presa

De acuerdo con las guías de SPANCOLD (1996), las presas se clasifican en tres categorías en función de las consecuencias potenciales asociadas a su rotura o funcionamiento incorrecto. Las presas de categoría A corresponden a aquellas cuya falla puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, además de ocasionar daños materiales o ambientales de gran magnitud. Las presas de categoría B son aquellas cuya falla puede producir daños materiales o ambientales importantes o afectar a un número reducido de viviendas, mientras que las de categoría C comprenden aquellas cuyas consecuencias se limitan a daños materiales de moderada importancia y únicamente de forma incidental a pérdidas de vidas humanas.

En el caso de las presas proyectadas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, la rotura de la estructura podría afectar directamente a la ciudad de Melo, ocasionando daños significativos sobre la población, viviendas, infraestructura y servicios ubicados aguas abajo. Por este motivo, ambas presas se clasifican como presas de categoría A.

2.3.2. Definición de avenida de proyecto y extrema.

De acuerdo con la clasificación adoptada, las recomendaciones de SPANCOLD (2013) establecen que la avenida de proyecto debe corresponder a un tiempo de retorno de 1.000 años, mientras que la avenida extrema debe asociarse a un tiempo de retorno de 5.000 a 10.000 años. En el presente estudio se adoptó una avenida de proyecto con un tiempo de retorno de **1.000 años** y una avenida extrema con un tiempo de retorno de **10.000 años**, correspondiendo esta última al criterio más conservador dentro del rango recomendado.

Con los tiempos de retorno definidos es posible obtener los hidrogramas correspondientes a cada subcuenca considerada en el modelo hidrodinámico utilizando el método del NRCS explicado en el Tomo I.

2.3.3. Definición de afectación buscada aguas abajo

El efecto que genera la presa sobre los eventos de precipitación responde a la laminación de avenidas, mediante el cual el embalse atenúa el caudal pico y reduce los niveles aguas

abajo al almacenar temporalmente parte del volumen entrante y liberarlo de forma gradual (USBR, 1987). El ancho del vertedero es uno de los parámetros más importantes a la hora de buscar una configuración de vertido que cumpla con la laminación deseada.

Si bien la selección de los anchos de vertido para las presas no solo responde a la afectación generada aguas abajo, resulta necesario definir una afectación límite en la ciudad de Melo. Para este estudio se define que el ancho de vertido de las presas debe generar al menos una reducción de un orden de magnitud en los caudales y niveles alcanzados en los arroyos aguas abajo de la ubicación de las presas. A modo de ejemplo, una tormenta con tiempo de retorno de 100 años debería generar una afectación comparable a la de la tormenta con un tiempo de retorno de 10 años en la situación sin presas.

2.3.4. Introducción de la geometría de las presas en el modelo hidrodinámico.

Se utiliza el modelo hidrodinámico de la zona de estudio, calibrado y presentado en el Tomo I *Modelación Hidrodinámica*, con las modificaciones correspondientes debido a la introducción de las presas en la geometría del mismo.

La presencia de las presas implica la introducción de un punto de cierre en la ubicación de las mismas dentro de las subcuencas en las que se encuentran, esto genera una división de la subcuenca correspondiente y la creación de dos condiciones de contorno nuevas en donde se deben ingresar los hidrogramas correspondientes a esta división.

Para ingresar las presas en el modelo hidrodinámico es necesario definir la geometría de la estructura.

Se presentan a continuación los pasos empleados en la definición de la geometría del vertedero para la presa sobre el Arroyo Conventos, siendo estos análogos para el caso de la presa sobre el Arroyo del Sauce.

Para el cálculo del ancho del vertedero, se ingresa la presa como una estructura en la sección correspondiente del modelo hidrodinámico. En la Figura 2.1 se presentan la forma y los parámetros de diseño cargados en el modelo.

Distance	Width	Weir Coef
1.	10.	2.18

Station	Elevation
1 180	112
2 710	112
3 710.1	112
4 720	112
5 720.1	107
6 760	107
7 760.1	112
A 770	112

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
Weir Crest Shape
☐ Broad Crested
☒ Ogee
 Spillway Approach Height: 7.
 Design Energy Head: 2.47 Cd ...

OK Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Figura 2.1: Definición de parámetros para vertedero en *HEC-RAS*

Los parámetros de diseño necesarios para el modelo son los siguientes:

- Cota de vertido
- Longitud de vertedero
- Tipo de vertedero
- Coeficiente de descarga
- Cota de coronamiento

La cota de vertido está dada por el volumen embalsado necesario para cumplir con las demandas de caudales mínimos calculados en el Tomo I en la ciudad de Melo.

La longitud del vertedero es el parámetro que se busca definir, para esto se simularán diferentes longitudes y se estudiarán los resultados obtenidos del modelo hidrodinámico.

Para el tipo de vertedero se propone un aliviadero de descarga libre rectangular, tipo cimacio con perfil Creager.

Para el coeficiente de descarga se utiliza el ábaco presentado en la Figura 2.2, donde P se corresponde al valor de la altura de vertido, y H_0 el valor de la cota de agua antes de llegar a la sección de vertido, este valor se obtiene de forma iterativa asumiendo un coeficiente de descarga, corriendo el modelo y obteniendo un valor de H_0 con el cual se vuelve a calcular el valor del coeficiente de descarga. En todos los casos estudiados el valor de C_d tendió a la asíntota.

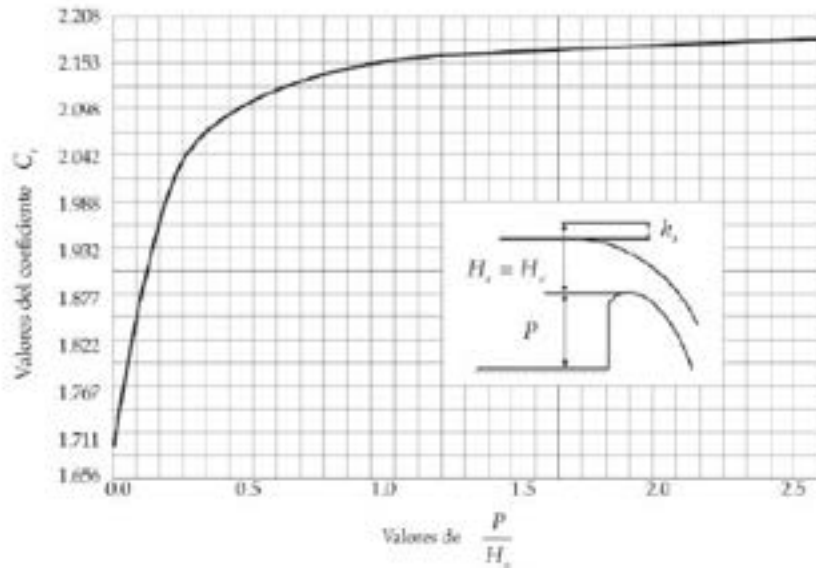


Figura 2.2: Coeficiente de descarga de vertedero con pared vertical aguas arriba

Este coeficiente se define dado que forma parte de la ecuación que describe la ley de vertido del cimacio, presentada en la Ecuación 2.1 (USBR, 1987).

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (2.1)$$

La cota de coronamiento de la presa está dada por el nivel que alcanza el embalse para la avenida de proyecto mas el resguardo considerado por efectos del oleaje, este nivel de avenida de proyecto está controlado por la longitud del vertedero. Para longitudes menores de vertedero la laminación es mayor, pero el nivel también crece resultando en un aumento de la cota de coronamiento, por lo tanto, se busca que el vertedero cumpla con la laminación deseada pero que a su vez no genere una altura de coronamiento exagerada.

2.3.5. Calculo de afectaciones generadas

Una vez ingresadas las geometrías correspondientes a las estructuras en el modelo hidrodinámico se simulan distintos eventos de precipitación cada uno asociado a un tiempo de retorno diferente. Para el estudio de las afectaciones generadas aguas abajo para las distintas configuraciones de vertido simuladas se propone la siguiente metodología:

- Selección de puntos de interés donde comparar los resultados obtenidos para cada longitud de vertido simulada
- Para la comparación de resultados se utilizará la serie de niveles simuladas en cada punto para cada longitud de vertido analizada, comparándolas entre ellas y con el

máximo nivel alcanzado por el evento de precipitación con tiempo de retorno un orden menor que el simulado en la situación sin presas.

- También se estudiarán las afectaciones generadas aguas arriba, en este caso se analiza el área inundada y la infraestructura afectada para un evento de precipitación con tiempo de retorno de 100 años.

Selección de puntos

Se muestran en la Figura 2.3 y Figura 2.4 los puntos elegidos para realizar la comparación de niveles alcanzados para las distintas configuraciones de vertido, donde se puede observar que para el caso de la presa sobre el Arroyo del Sauce se tendrán en cuenta los niveles aguas arriba de la presa en dos puntos para evaluar la afectación que el embalse tiene sobre la Ruta 8 (afectación lejos y cerca de la presa). Aguas arriba de la presa del Conventos no se identifican puntos vulnerables que requieran mayor atención, por lo tanto el análisis de niveles aguas arriba de las presas se reduce solo a la presa del Arroyo del Sauce.



Figura 2.3: Puntos elegidos para estudio de afectaciones aguas abajo de la presa

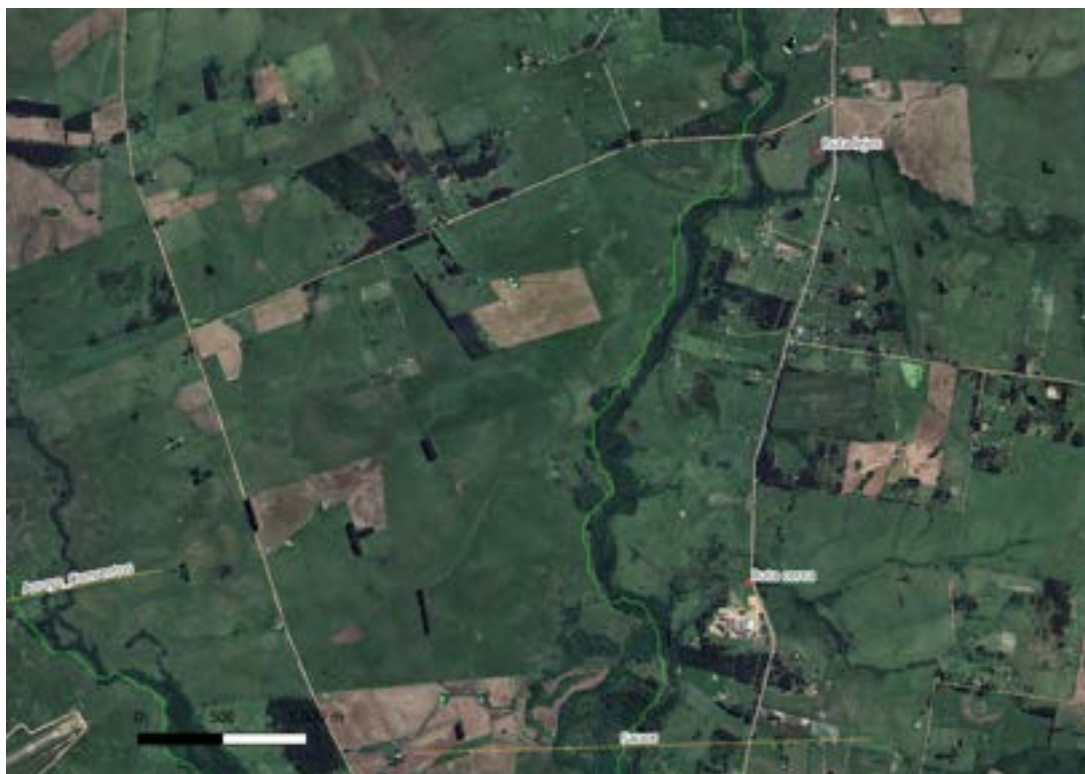


Figura 2.4: Puntos elegidos para estudio de afectaciones aguas arriba de la presa

En la ciudad de Melo se busca analizar la afectación en aquellos barrios que presentan problemas de inundación en la situación actual. Con este objetivo, se seleccionan una serie de puntos de control distribuidos en sectores representativos de la zona de estudio.

Aguas arriba de la desembocadura del Arroyo del Sauce en el Arroyo Conventos se seleccionan los siguientes puntos:

- En el Arroyo Conventos, se selecciona el Barrio López Benítez (Ver Figura 2.3).
- En el Arroyo del Sauce se seleccionan dos puntos sobre la Ruta 8, donde se tiene afectación a la misma (uno más cerca y otros más lejos de la presa), y dos puntos en las proximidades del estadio que es la zona donde se tienen mayores afectaciones a viviendas en la situación actual (Ver Figura 2.3).

Aguas abajo de la desembocadura del Arroyo del Sauce en el Arroyo Conventos se selecciona un punto aguas abajo del puente de la Ruta N° 26 y otro en las inmediaciones del Teatro de Verano, ambos lugares son los más afectados en la situación actual (Ver Figura 2.3).

Se muestran en la Tabla 2.1 los niveles simulados máximos para los puntos seleccionados, en la situación sin presas, para una tormenta con tiempo de retorno igual a 10 años. Estos niveles serán los utilizados como referencia para una tormenta con tiempo de retorno 100 años en la situación con presas, buscando que los hidrogramas se encuentren por debajo de los valores correspondientes.

Tabla 2.1: Niveles máximos para evento de tiempo de retorno 10 años en los puntos analizados en situación actual

Punto	Máximo TR10 (m)
Aguas abajo del puente de Ruta 26	97,37
Teatro de Verano	97,18
Estadio	98,40
Barrio López Benítez	99,33
Barrio aguas arriba del estadio	98,40

Anchos de vertido analizados

El análisis para la selección de la configuración de anchos de vertido se basa en un proceso iterativo. En una primera instancia se evalúan 2 configuraciones extremas, correspondientes a considerar anchos de vertidos reducidos en ambas presas, 10 metros en presa sobre Arroyo Conventos y 10 metros en presa sobre Arroyo del Sauce (C10S10), y anchos de vertidos grandes, 100 metros en presa sobre Arroyo Conventos y 100 metros en presa sobre Arroyo del Sauce (C100S100), con el objetivo de obtener una primera aproximación al comportamiento del sistema. Los anchos de vertido se van modificando en las siguientes simulaciones hasta encontrar una configuración que satisface el criterio de afectación bajo crecidas en Melo mencionada anteriormente y a su vez genera una cota de coronamiento razonable y genera la menor afectación posible aguas arriba de las mismas.

Con el objetivo de facilitar la lectura a partir de ahora se llamará a las configuraciones con la inicial de cada arroyo (C para Arroyo Conventos y S para Arroyo del Sauce) seguido del ancho analizado

Si bien por las características de las cuencas de los 2 arroyos se puede esperar que el ancho de vertido en las dos presas sea similar se estudian las distintas combinaciones posibles con los anchos de vertido considerados.

Finalmente, los anchos de vertido considerados son los correspondientes a la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Anchos considerados para la configuración de vertido

Anchos de vertido considerados (m)
100
50
35
30
20
15
10
7.5
5

Niveles simulados para la situación con presas y tiempo de retorno 100 años

Se analizan los limnigramas correspondientes a un tiempo de retorno de 100 años con presas para cada uno de los puntos de interés, comparándolos con los niveles obtenidos para TR10 en dichos puntos, sin presas. Se considera relevante evaluar el tiempo de permanencia de los niveles por encima del valor máximo correspondiente a TR10, con el fin de comparar el desempeño de las distintas alternativas.

Se desarrollará a continuación el análisis para uno de los puntos elegidos, particularmente el punto ubicado en las inmediaciones del estadio. En la Figura 2.5 se observan los niveles alcanzados para las distintas configuraciones de vertido para TR100 junto al máximo TR10 sin presa y en la Tabla 2.3 se presentan los valores de los máximos.

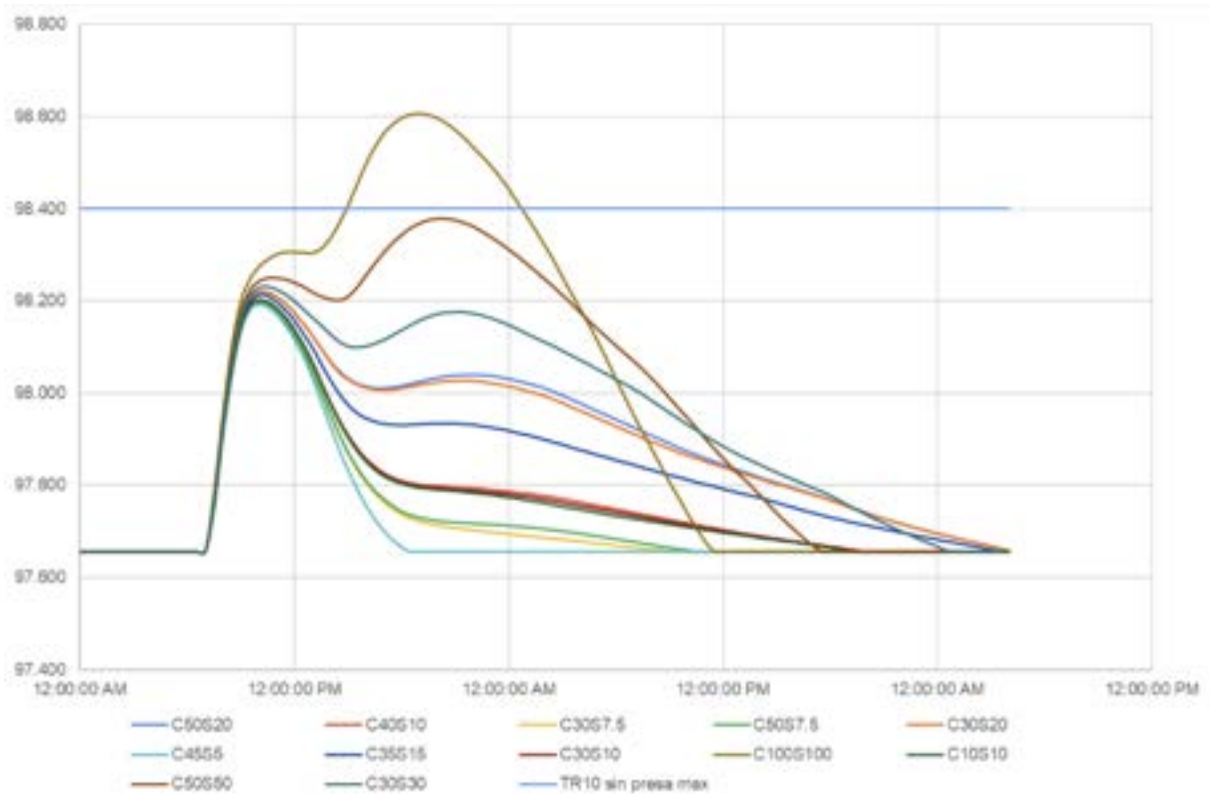


Figura 2.5: Niveles alcanzados por diferentes configuraciones en punto del estadio para tiempo de retorno 100 años

Tabla 2.3: Máximos para las distintas configuraciones para el punto de control ubicado en el Estadio

Configuración	1 ^{er} pico TR100	2 ^{do} pico TR100
C50 S20	98,22	98,04
C40 S10	98,20	97,79
C30 S7,5	98,20	97,69
C45 S5	98,19	97,67
C35 S15	98,21	97,93
C50 S7,5	98,19	97,72
C30 S20	98,22	98,02
C30 S10	98,20	97,79
C100 S100	98,305	98,60
C10 S10	98,20	97,79
C50 S50	98,25	98,37
C30 S30	98,23	98,17

Lo primero que se destaca de los niveles obtenidos en todos los puntos analizados es que el

primer máximo de nivel se corresponde con la escorrentía generada por las cuencas aguas abajo de las presas, por eso es que este nivel es igual en todas las configuraciones de ancho de vertido.

Para la condición sin presa, el nivel máximo asociado a TR10 es de 98,4 m. En relación con el primer máximo de la serie de niveles, se observa que ninguna de las configuraciones supera dicho valor. Sin embargo, al analizar el segundo máximo, se identifica que la configuración C100S100 presenta niveles superiores al máximo de TR10 sin presa, con un tiempo de permanencia por encima de este de aproximadamente 10 horas, razón por la cual esta configuración es descartada.

Adicionalmente, se establece como criterio que el segundo máximo alcanzado sea cercano al primero, fijando como criterio una diferencia máxima admisible de 20 cm. Este criterio se fundamenta en que el primer máximo está determinado por el aporte de caudales aguas abajo de las presas, por lo que no es posible reducirlo, en consecuencia, se busca que el segundo máximo no incremente la afectación existente. Bajo este criterio, únicamente las configuraciones C50S20, C30S20 y C30S30 cumplen con lo establecido para este punto. Esto se repite para todos los puntos de análisis.

La serie de niveles simulada en el punto aguas arriba del estadio para TR100 junto al máximo de TR10 en el mismo se observa en la Figura 2.6, mientras que los niveles máximos obtenidos para cada configuración se encuentra en la Tabla 2.4.

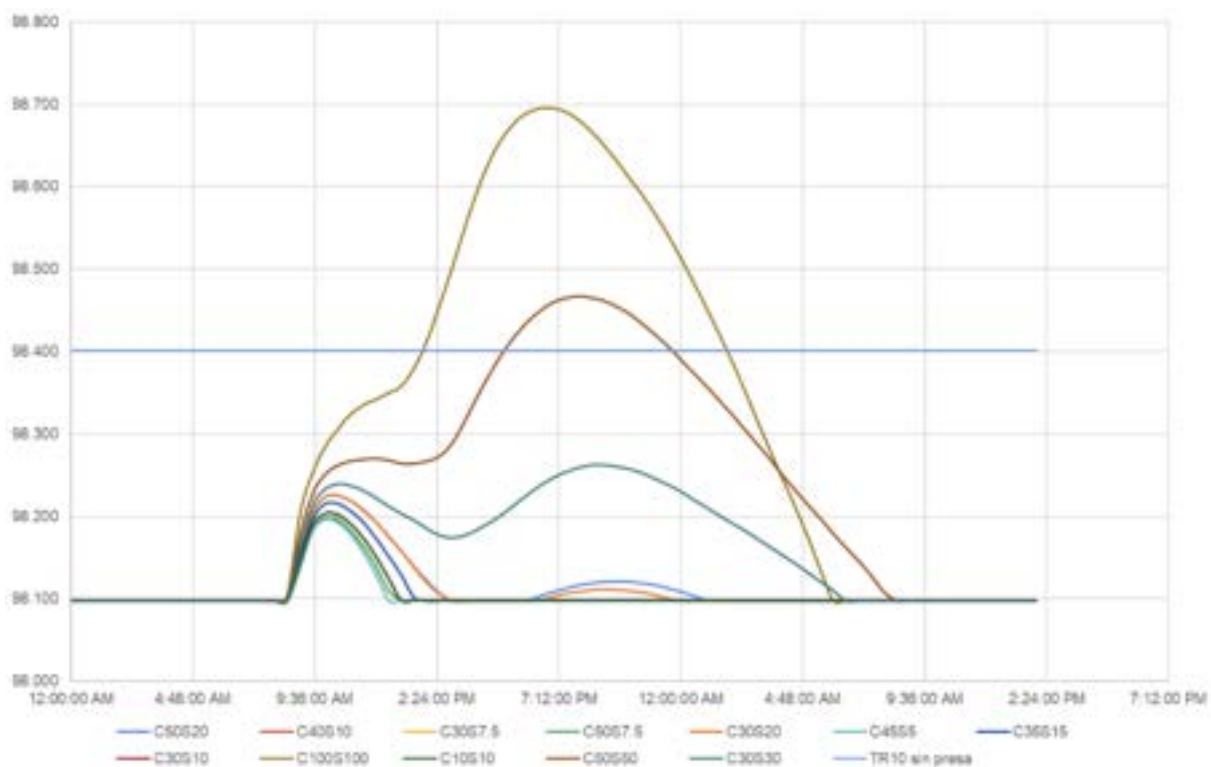


Figura 2.6: Niveles alcanzados por diferentes configuraciones en punto aguas arriba del estadio para tiempo de retorno 100 años

Tabla 2.4: Máximos para las distintas configuraciones para el punto de control ubicado en el barrio aguas arriba del estadio

Configuración	1^{er} pico TR100	2^{do} pico TR100
C50 S20	98,23	98,16
C40 S10	98,20	98,15
C30 S7,5	98,20	98,15
C45 S5	98,20	98,15
C35 S15	98,23	98,16
C50 S7,5	98,20	98,15
C30 S20	98,22	98,15
C30 S10	98,20	98,15
C100 S100	98,34	98,70
C10 S10	98,20	98,15
C50 S50	98,27	98,47
C30 S30	98,24	98,26

Para el barrio ubicado aguas arriba del estadio, se observa que las configuraciones C100S100 y C50S50 superan el nivel máximo de TR10 sin presa durante 12 horas y 6,5 horas , respectivamente. En cuanto a la diferencia entre el primer y segundo pico, las configuraciones que cumplen con mantenerse por debajo del máximo de TR10 presentan diferencias relativamente bajas, del orden de 4 a 7 cm. No obstante, para la configuración C30S30 se verifica que el segundo pico supera al primero durante aproximadamente 5 horas, con una diferencia cercana a 2 cm.

En la Figura 2.7 se presentan los niveles para el punto aguas abajo del puente de Ruta N° 26 y en la Tabla 2.5 los niveles máximos.

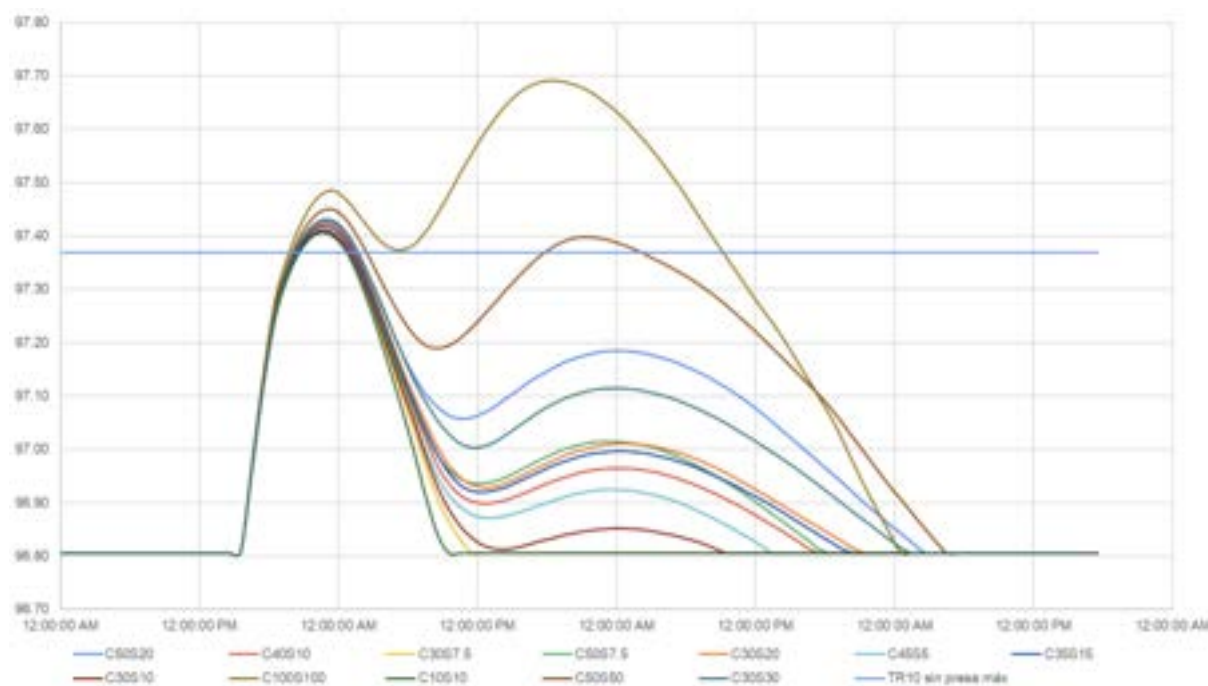


Figura 2.7: Niveles alcanzados por diferentes configuraciones en punto aguas abajo del puente de Ruta N° 26 para tiempo de retorno 100 años

Tabla 2.5: Máximos para las distintas configuraciones para el punto de control ubicado aguas abajo del puente de Ruta N° 26

Configuración	1 ^{er} pico TR100	2 ^{do} pico TR100
C50 S20	97,43	97,19
C40 S10	97,41	96,97
C30 S7,5	97,41	96,85
C45 S5	97,41	96,93
C35 S15	97,42	96,99
C50 S7,5	97,41	97,02
C30 S20	97,43	97,01
C30 S10	97,41	96,85
C100 S100	97,49	97,69
C10 S10	97,41	96,85
C50 S50	97,45	97,40
C30 S30	97,43	97,18

En el punto ubicado aguas abajo del puente de Ruta N°26, tanto el primer como el segundo pico de las configuraciones C100S100 y C50S50 superan el máximo de TR10 sin presa, con tiempos de permanencia de aproximadamente 19,5 horas y 7,5 horas, respectivamente. En

relación con la diferencia entre picos, esta varía entre 24 y 56 cm, siendo la configuración C50S20 la que presenta la menor diferencia, seguida por C30S30. La serie de niveles simulada para el punto de aguas abajo del puente de la Ruta 26 se encuentra en la Figura 2.7.

La serie simulada para los niveles del punto cercano al Teatro de verano se encuentra en la Figura 2.8 y en la Tabla 2.6 los niveles máximos para cada configuración.

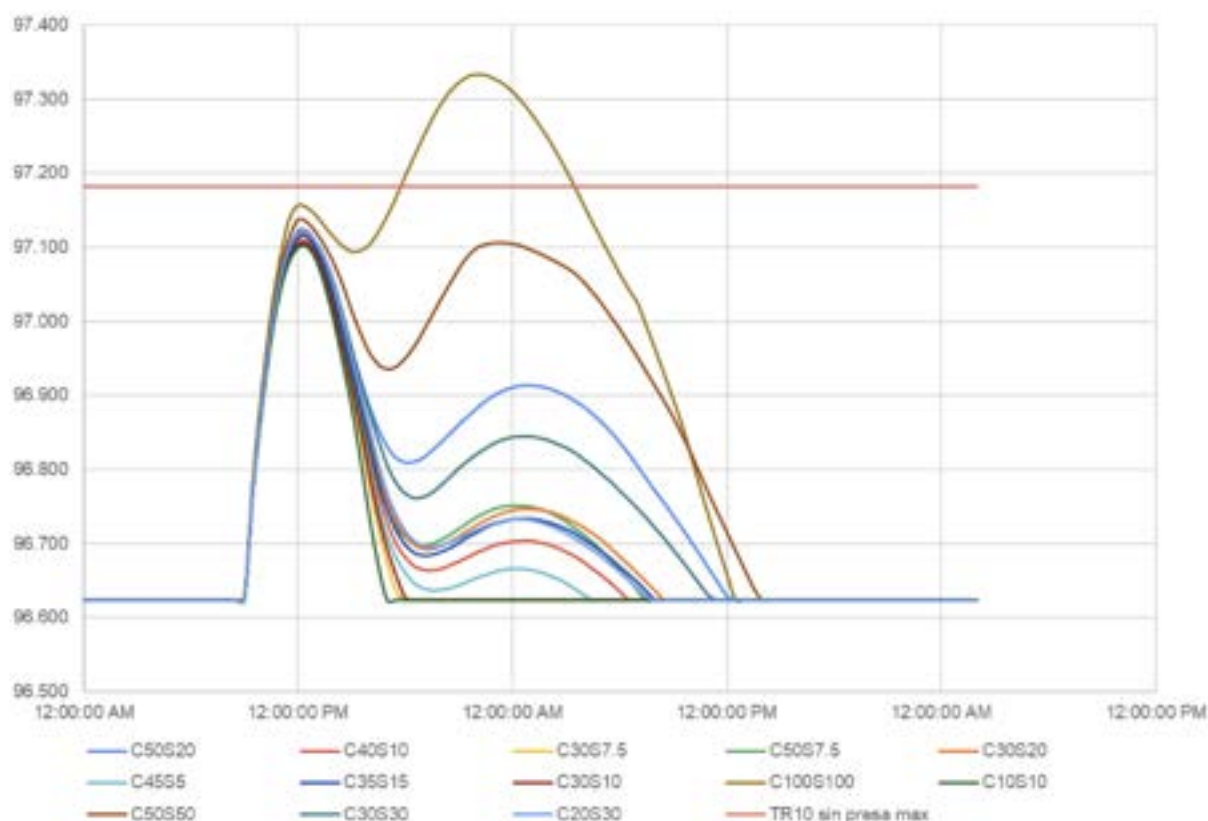


Figura 2.8: Niveles alcanzados por diferentes configuraciones en punto de Teatro de Verano para tiempo de retorno 100 años

Tabla 2.6: Máximos para las distintas configuraciones para el punto de control ubicado en el Teatro de Verano

Configuración	1^{er} pico TR100	2^{do} pico TR100
C50 S20	97,13	96,92
C40 S10	97,10	96,71
C30 S7,5	97,10	96,55
C45 S5	97,10	96,67
C35 S15	97,13	96,74
C50 S7,5	97,10	96,75
C30 S20	97,13	96,75
C30 S10	97,10	96,60
C100 S100	97,16	97,34
C10 S10	97,10	96,32
C50 S50	97,14	97,11
C30 S30	97,13	96,85

Para el punto cercano al Teatro de Verano, únicamente la configuración C100S100 presenta un segundo pico superior al máximo de TR10 sin presa, con un tiempo de permanencia por encima de este de aproximadamente 10,5 horas. En cuanto a la diferencia entre picos, las configuraciones que mejor se ajustan son C50S20 y C30S30, con diferencias comprendidas entre 21 y 28 cm.

En el Barrio López Benítez, ninguna de las configuraciones analizadas supera el nivel máximo de TR10 sin presa.

En términos generales, se observa que la configuración C100S100 no cumple con el criterio de mantener los niveles por debajo del máximo de TR10 en los distintos puntos analizados, lo cual implica que no logra reducir el orden de afectación. Esta misma situación se presenta para la configuración C50S50. En consecuencia, se descartan configuraciones con aberturas de dicha magnitud.

Finalmente, considerando tanto el cumplimiento del criterio de niveles como la diferencia entre máximos, las configuraciones que presentan mejor desempeño respecto a los niveles son las configuraciones C50S20 y C30S30, ya que satisfacen los requerimientos en la mayoría de los puntos analizados.

Adicionalmente, en el Apéndice A se presentan las series de niveles simuladas para un tiempo de retorno de 1000 años, para las distintas configuraciones con la presencia de presas, junto con el nivel máximo correspondiente a un evento de precipitación de tiempo

de retorno de 100 años sin presa. Se observa un comportamiento similar al de las series de niveles presentadas anteriormente.

Afectaciones generadas

En afectaciones generadas se presenta la cantidad de padrones afectados así como el área de éstos para cada una de las configuraciones. Además se analiza el área de expropiación aguas arriba de las presas a partir del lago generado por un evento de tiempo de retorno de 100 años. Por último se presenta la afectación que cada configuración genera sobre la Ruta N° 8.

Se observa que la cantidad de padrones afectados no presenta grandes variaciones entre las distintas configuraciones. Sin embargo, las configuraciones C100S100 y C50S50 se diferencian del resto, ya que registran una mayor cantidad de padrones afectados. Excluyendo estos casos, la diferencia máxima entre las restantes configuraciones es de 17 padrones. En todos los casos, se verifica una disminución en la cantidad de padrones afectados respecto a la situación sin presas.

En cuanto al área afectada, se observa un comportamiento similar. Nuevamente, las configuraciones C100S100 y C50S50 se apartan del resto, mientras que las demás presentan variaciones poco significativas, con una diferencia máxima del orden de 4 hectáreas.

En la Tabla 2.7 se presenta una tabla resumen con los resultados obtenidos para las cotas de coronamiento, áreas afectadas aguas arriba y aguas abajo de las presas y movimiento de suelos para las distintas configuraciones simuladas.

Tabla 2.7: Comparación de las distintas configuraciones de vertido analizadas

Configuración	C50S20	C40S10	C30S7,5	C45S5	C35S15	C50S7,5	C30S20	C30S10	C100S100	C10S10	C50S50	C30S30
Cota de coronamiento Conventos (m)	111,31	111,46	111,61	111,38	111,52	111,31	111,61	111,61	110,92	112,31	111,31	111,61
Cota de coronamiento Del Sauce (m)	106,9	107,32	107,5	107,9	107,1	107,49	106,86	107,32	105,89	107,32	106,31	106,59
Padrones afectados en Melo	272	264	264	264	267	264	272	264	399	264	321	281
Área afectada en Melo (ha)	148,82	146,98	146,63	146,57	147,83	146,69	148,66	146,94	167,49	146,87	157,41	151,13
Área de expropiación presa Del Sauce para TR100 (ha)	639	695	724	767	661	724	639	695	576	695	576	608
Área de expropiación presa Conventos para TR100 (ha)	1076	1099	1122	1088	1110	1076	1122	1112	1015	1231	1076	1122
Área de expropiación aguas arriba de las dos presas (ha)	1716	1793	1846	1855	1771	1800	1761	1817	1591	1926	1652	1730
Movimiento de suelos (m ³)	298.510	206.440	314.500	302.200	309.650	298.510	314.500	314.500	278.410	353.610	298.510	314.500

En relación con el área de expropiación aguas arriba de las presas, la cual se considera cómo el área del lago para una TR100, se observan diferencias significativas entre las distintas configuraciones analizadas.

Las configuraciones con menores áreas de expropiación corresponden a C100S100, con 1595 ha, seguida por C50S50 (1652 ha) y C50S20 (1716 ha).

En un rango intermedio se ubican configuraciones como C30S30 (1730 ha), C35S15 (1771 ha), C30S20 (1761 ha), C40S10 (1793 ha), C50S7,5 (1800 ha) y C30S10 (1817 ha), con valores comprendidos entre aproximadamente 1700 y 1900 ha.

Luego, las mayores áreas de expropiación se registran en las configuraciones C30S7,5 (1846 ha) y C45S5 (1855 ha), mientras que el valor máximo corresponde a C10S10, con 1926 ha.

En términos generales se puede observar que las configuraciones con mayores anchos de vertidos tienden a asociarse con menores áreas de expropiación, por el contrario, a menor ancho de vertido se tienen áreas de expropiación mayores. En la Tabla 2.8 se presenta un resumen del área de expropiación aguas arriba de las presas para cada configuración, acompañado de una escala de colores que permite su rápida interpretación. El color verde indica las configuraciones con menor área de expropiación, el amarillo representa valores intermedios, mientras que el rojo señala aquellas configuraciones con mayor área de afectación. Luego se muestra un gráfico con el mismo comportamiento en la Figura 2.9.

Tabla 2.8: Área de expropiación aguas arriba de las dos presas para distintas configuraciones

Conf	C50 S20	C40 S10	C30 S7,5	C45 S5	C35 S15	C50 S7,5	C30 S20	C30 S10	C100 S100	C10 S10	C50 S50	C30 S30
A (ha)	1716	1793	1846	1855	1771	1800	1761	1817	1591	1926	1652	1730

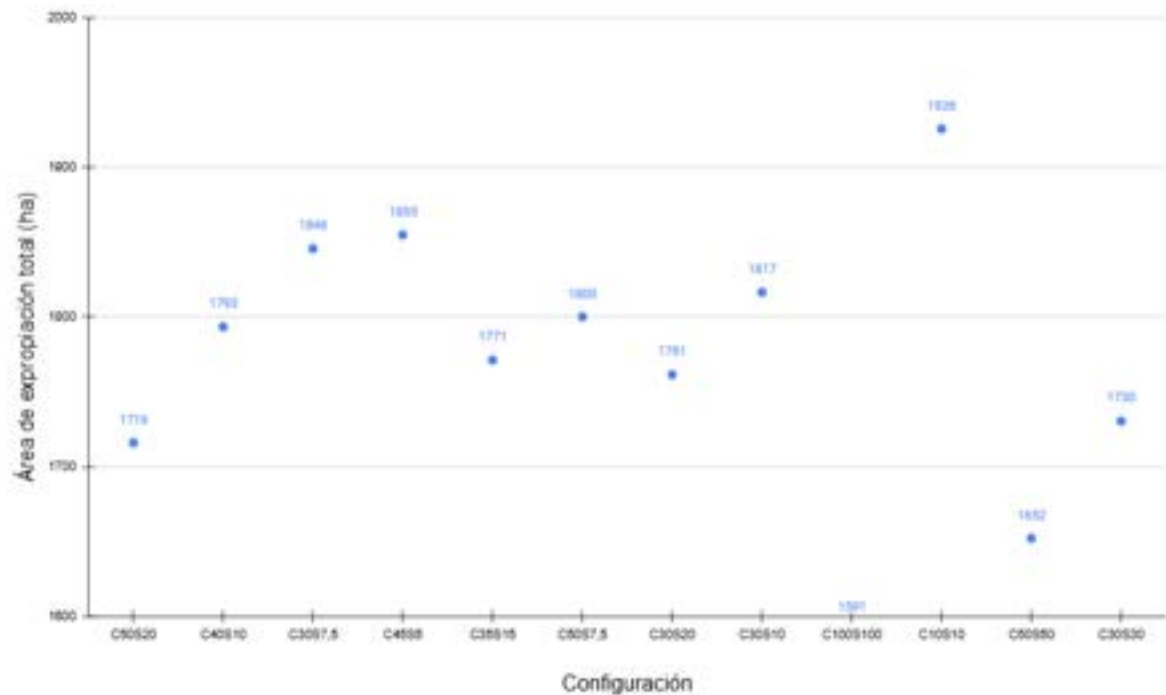


Figura 2.9: Área de expropiación aguas arriba de las dos presas para distintas configuraciones

Afectación a Ruta 8

La afectación a la ruta depende únicamente de la abertura de la presa del Arroyo del Sauce, por lo que se presenta la Figura 2.10. En la misma se observa que, a medida que aumenta la abertura, la afectación disminuye, pasando de 1,121 km para una abertura de 10 m a 0,469 km para una abertura de 100 m, lo que implica una reducción superior al 50 %.

Asimismo, se aprecia que la disminución de la afectación no es uniforme. Para aberturas pequeñas, la afectación es elevada y se reduce hasta aproximadamente los 30 m. A partir de este valor, la reducción continúa, pero con una pendiente menor.

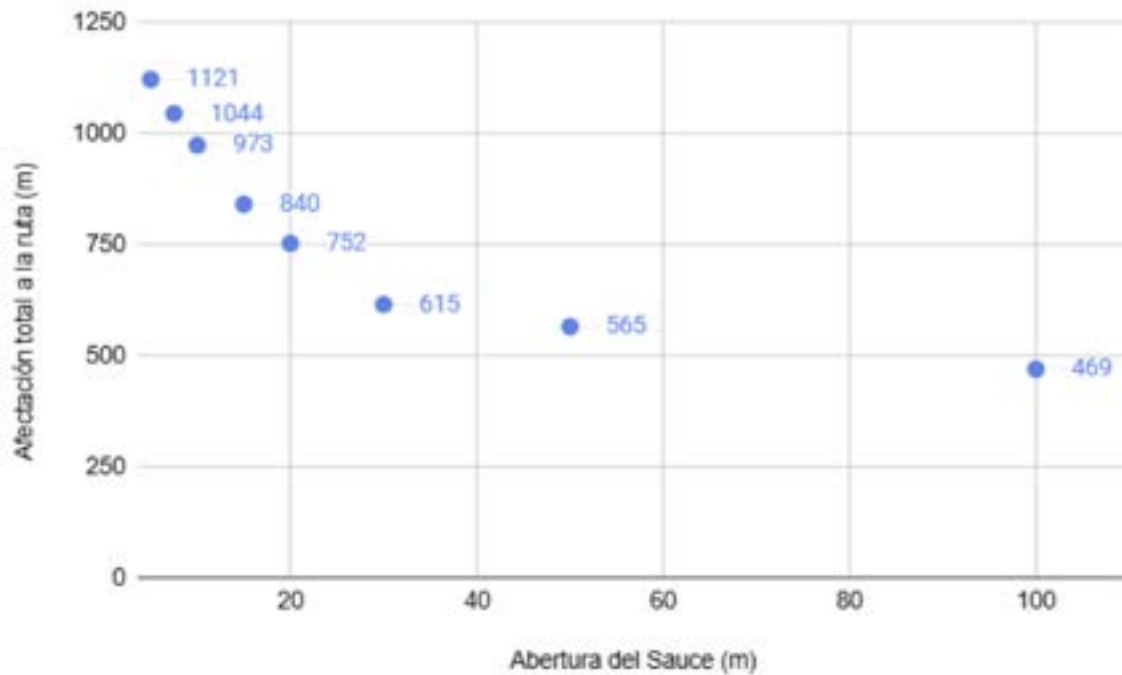


Figura 2.10: Afectación total en metros a la Ruta N° 8 según distintas aberturas para la presa del Arroyo del Sauce

A medida que el ancho de vertido disminuye, la cota del agua aumenta. Por este motivo, no solo resulta relevante evaluar la extensión de la afectación, sino también la sobreelevación del nivel del agua respecto a la cota de la ruta y el tiempo de permanencia por encima de dicho nivel.

En este sentido, el análisis no se limita únicamente a la longitud afectada, sino que considera también la magnitud de la elevación del agua y la duración de la afectación sobre la ruta. Estos aspectos son fundamentales para la definición de las obras complementarias necesarias, como por ejemplo la elevación de la rasante de la ruta. Se presenta la serie de niveles en los puntos de afectación a la ruta a continuación, en la Figura 2.11 se muestra el punto más alejado de la presa del Arroyo del Sauce y en la Figura 2.12 la serie de niveles simulada en un punto cercano a la presa.

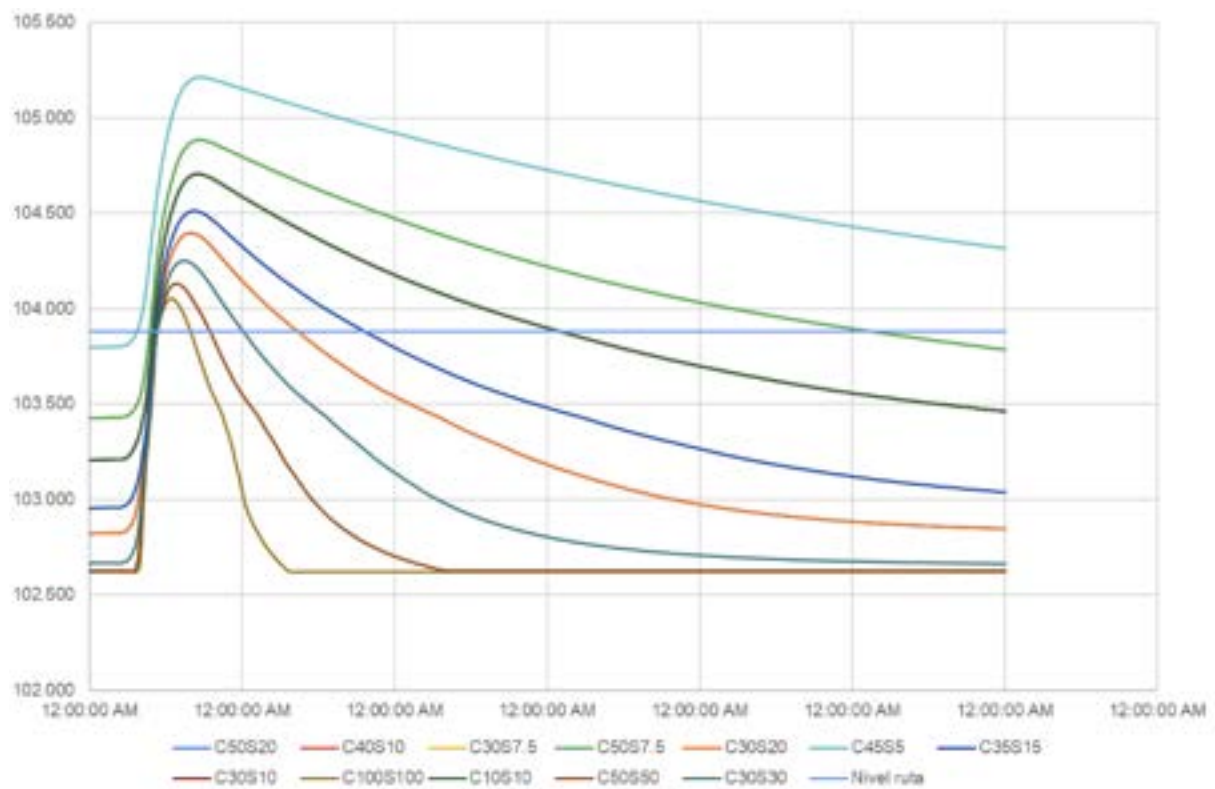


Figura 2.11: Nivel sobre la Ruta N° 8 para distintas configuraciones en el punto más alejado a la presa

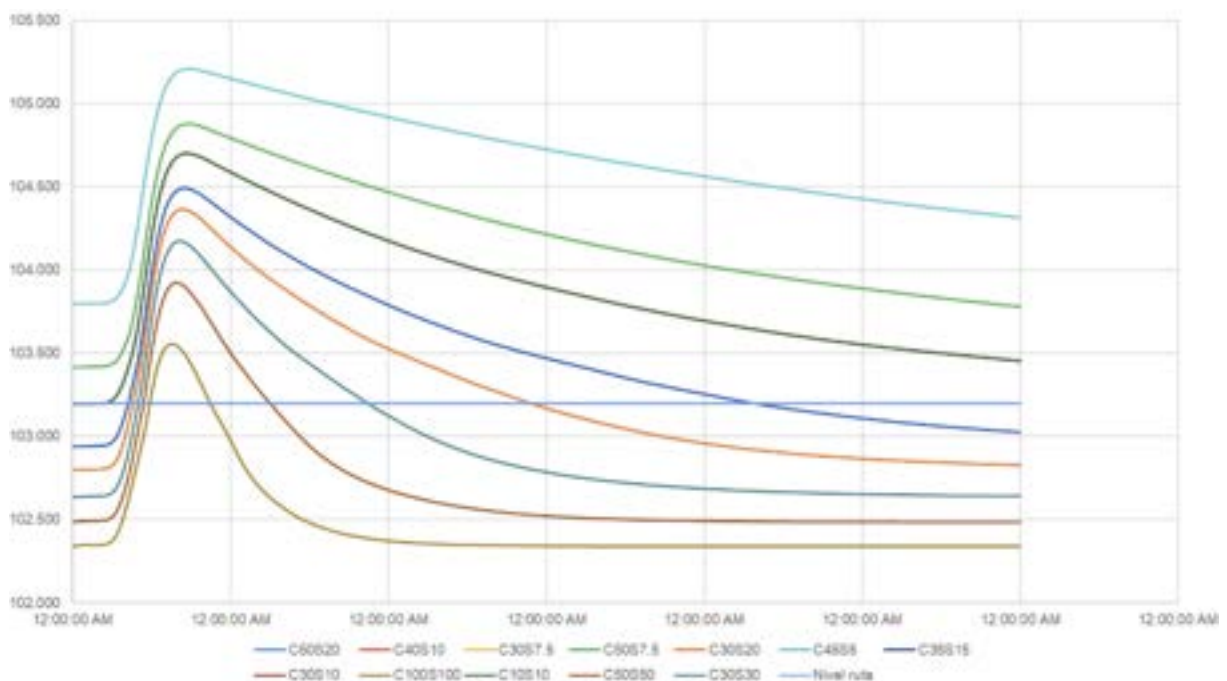


Figura 2.12: Nivel sobre la Ruta N° 8 para distintas configuraciones en el punto más cerca a la presa

Dado que se identifican dos sectores donde se produce afectación sobre la ruta, se presenta

la Figura 2.13 que muestra la diferencia entre el nivel del agua y la cota de la ruta en ambos puntos, uno ubicado más próximo a la presa y otro más alejado.

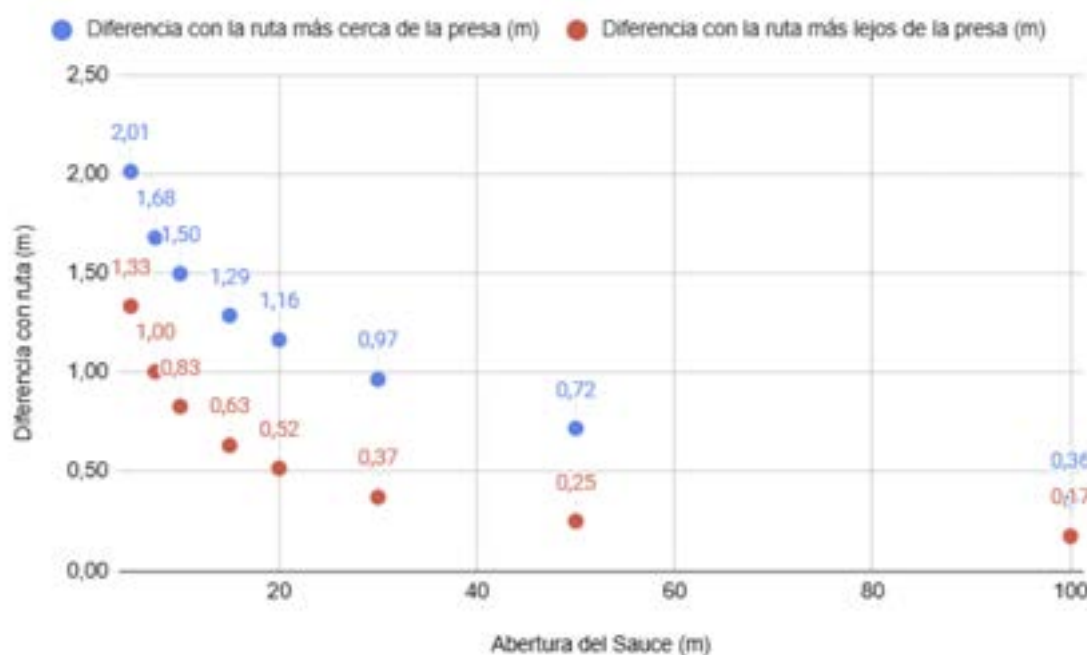


Figura 2.13: Diferencia de nivel máximo con la Ruta 8 en ambos puntos de análisis para diferentes anchos de vertido para la presa del Arroyo del Sauce

A continuación, se expone la Tabla 2.9 en la que se detallan los tiempos de permanencia por encima del nivel de la ruta para cada uno de estos puntos.

Tabla 2.9: Resumen de afectación (nivel y tiempo) de la Ruta N° 8 para diferentes anchos de vertido en la presa del Arroyo del Sauce

Abertura Sauce (m)	Diferencia con la ruta más cerca de la presa (m)	Tiempo por encima del ni- vel de ruta más cerca de la presa (h)	Diferencia con la ruta más lejos de la presa (m)	Tiempo por encima del ni- vel de ruta más lejos de la presa (h)
5	2,01	más de 7 días	1,33	más de 7 días
7,5	1,68	más de 7 días	1,00	113
10	1,50	más de 7 días	0,83	39
15	1,29	93	0,63	33
20	1,16	46	0,52	22
30	0,97	36	0,37	14
50	0,72	20	0,25	10
100	0,36	10	0,17	6

En el Apéndice B se detallan los datos obtenidos de nivel TR10 sin presa, valores del primer y segundo máximo de nivel alcanzado para TR100 con presa y tiempo de permanencia de los niveles TR100 por encima del pico de TR10 para cada uno de los puntos estudiados.

2.4. Cálculo de cota de coronamiento

Las cotas de coronamiento depende entre otras cosas del ancho de vertido considerado, el calculo de estas se expone en detalle en un capítulo posterior, sin embargo fue calculada al simultaneo en la presente etapa, por lo tanto, se resumen las cotas de coronamiento calculadas en la Tabla 2.10 y en la Subsección 6.1 se presenta el análisis y método de cálculo. En particular resulta pertinente el cálculo de cota de coronamiento en la presente sección para un estimación preliminar de costos como para ver la viabilidad del ancho en cuanto a la topografía del cierre.

Tabla 2.10: Cota de coronamiento para distintos anchos.

Arroyo Conventos		Arroyo del Sauce	
Ancho de vertido (m)	C_C (m)	Ancho de vertido (m)	C_C (m)
100	110,92	100	105,90
50	111,31	50	106,30
45	111,38	30	106,60
40	111,45	20	106,90
35	111,52	15	106,90
30	111,61	10	107,32
10	112,31	7,5	107,31
		5	107,90

2.5. Costos preliminares

Un aspecto a analizar corresponde al costo asociado a la variación del ancho de vertido. Una reducción de este ancho permite disminuir el volumen de hormigón requerido para la construcción del vertedero; sin embargo, implica un incremento en la cota de coronamiento y, por consiguiente, un aumento en el volumen de movimiento de suelos necesario para la conformación de la presa.

Con el objetivo de comprender esta interacción, se realiza un análisis simplificado de costos considerando únicamente los rubros correspondientes al movimiento de suelos y al hormigón en masa.

Se consideran únicamente cuatro anchos de vertido (10, 30, 50, 100) para cada presa con el fin de obtener una estimación preliminar de los costos asociados a las distintas configuraciones y poder comparar alternativas. Posteriormente, el análisis hidráulico incorpora un número mayor de alternativas de vertido, como se describe en las secciones siguientes. En consecuencia, los resultados presentados tienen carácter orientativo y permiten evaluar el orden de magnitud de los costos involucrados.

Se utilizan los precios unitarios presentados en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11: Precios unitarios de suelo y hormigón considerados para el análisis preliminar de costos

Precios unitarios	USD/m³
Hormigón	500
Suelos	16

Para cada ancho de vertedero se determina la cota de coronamiento requerida. A partir de esta cota se calcula el volumen de movimiento de suelos necesario para la construcción de la presa, sin considerar el tramo correspondiente al vertedero.

Por otra parte, a partir de la sección de vertedero definida en etapas previas, se obtiene el área de hormigón por unidad de ancho. El volumen total de hormigón se estima multiplicando dicha área por el ancho del vertedero.

Con estos valores se estiman los costos presentados en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12: Estimación simplificada de costos para distintas configuraciones de vertido

CONVENTOS				
Ancho de vertedero (m)	10	30	50	100
Cota de coronamiento (m)	112,2	111,5	111,2	110,8
Costo (H)	1.295.000	3.885.000	6.475.000	12.950.000
Costo (S)	6.712.160	5.834.500	5.478.340	5.037.340
Costo (USD)	6.713.640	9.719.500	11.953.340	17.987.340
Costo (M. USD)	6,71	9,72	11,95	17,99
SAUCE				
Ancho de vertedero (m)	10	30	50	100
Cota de coronamiento (m)	107,1	106,4	106,1	105,6
Costo (H)	1.295.000	3.885.000	6.475.000	12.950.000
Costo (S)	5.362.280	4.541.040	4.186.000	3.585.400
Costo (USD)	6.657.280	8.426.040	10.661.000	16.535.400
Costo (M. USD)	6,66	8,43	10,66	16,54
Costo Total (M. USD)	13,37	18,15	22,61	34,52

El análisis simplificado de costos realizado para ambas presas indica que el costo mínimo se obtiene para un ancho de vertedero de 10 m. Sin embargo, este resultado no contempla

algunos costos relevantes, como los asociados a las expropiaciones y, en el caso de la presa sobre el Arroyo del Sauce, la reconstrucción de la ruta. Ambos rubros se ven incrementados al adoptar un ancho de vertedero de 10 m, por lo que dicha alternativa no necesariamente representa la solución de menor costo total.

En este contexto, se decide priorizar criterios hidráulicos para la selección del ancho de vertedero.

2.6. Selección de ancho de vertido

Del análisis realizado se concluye que la configuración de vertido que mejor ajusta los parámetros de diseño mencionados anteriormente es C30S30, esta configuración cumple con la condición de laminación buscada generando la menor afectación aguas arriba de las presas. Se presenta a continuación la Tabla 2.13 que contiene el resumen de esta configuración.

Tabla 2.13: Resumen de parámetros para la configuración seleccionada como configuración de vertido (C30S30).

Configuración	C30S30
Cota de coronamiento Arroyo Conventos (m)	111,61
Cota de coronamiento Arroyo del Sauce (m)	106,59
Padrones afectados en Melo	281
Área afectada en Melo (ha)	151,13
Área de expropiación presa Del Sauce para TR100 (ha)	696
Área de expropiación presa Conventos para TR100 (ha)	1122
Área de expropiación aguas arriba de las dos presas (ha)	1818
Movimiento de suelos (m ³)	868220
Afectación a la ruta (m)	615

A continuación se presenta para cada uno de los arroyos, con la configuración seleccionada, la geometría ingresada en el modelo hidrodinámico y el nivel de diseño y extraordinario. Además se presenta el perfil longitudinal de cada uno de los arroyos comparando entre niveles sin presa y con presa de un orden de diferencia.

2.6.1. Arroyo Conventos

Se obtiene una configuración que cumple con las consideraciones antes mencionadas, para el caso de la presa en conventos es la siguiente:

- Cota de vertido: 107 m
- Ancho de vertedero: 30 m

En la Figura 2.14 se muestra la geometría ingresada y el nivel de agua para el tiempo de retorno de diseño.

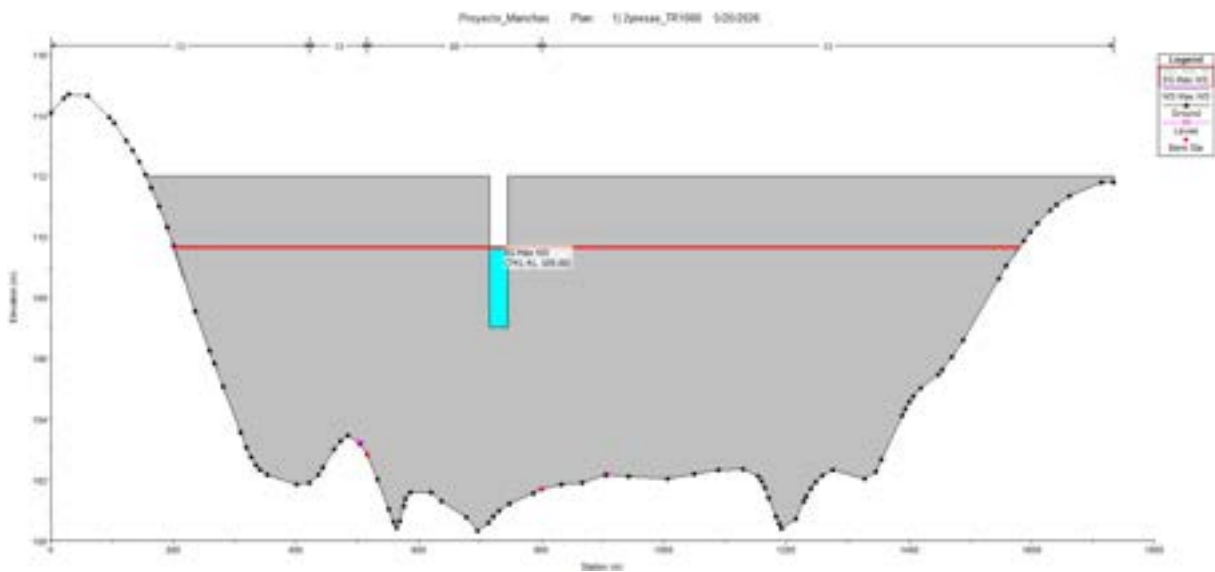


Figura 2.14: Nivel de Avenida de Proyecto (NAP) para presa en Arroyo Conventos

A continuación en Figura 2.15 se muestra el nivel alcanzado para un evento de precipitación con tiempo de retorno de 10000 años.

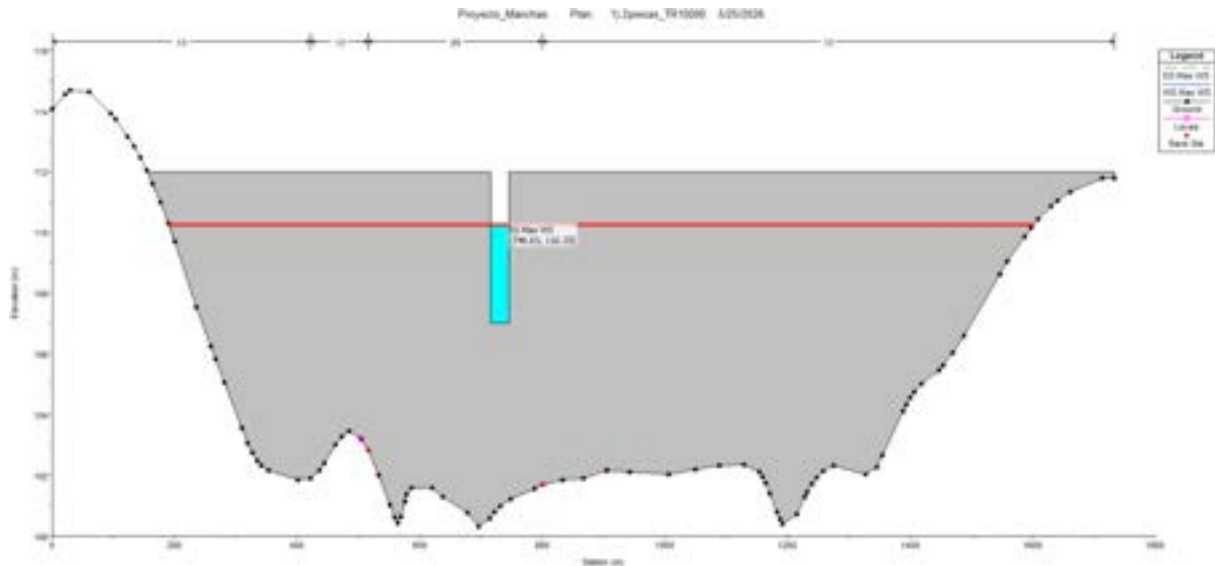


Figura 2.15: Nivel de Avenida Extrema (NAE) para presa en Arroyo Conventos

Para el evento de diseño se tiene un nivel 109.66 m mientras que para el evento extremo se tiene un nivel 110.25 m.

Se muestran los resultados de las tormentas en el escenario con presa y el escenario con un orden de magnitud menor en la situación sin presa para ver el efecto de la laminación ante crecidas. Finalmente, se presenta el perfil longitudinal con un mismo tiempo de retorno para la situación con y sin presas con el fin de observar que para un mismo evento se mejoran las condiciones.

Se muestra a continuación Figura 2.16 el perfil del Arroyo Conventos para un evento de precipitación de tiempo de retorno 1000 años con la presencia de la presa y un evento de precipitación de 100 años sin la presencia de la presa, donde se puede apreciar la disminución de los niveles de cota de agua, aguas abajo de la presa.

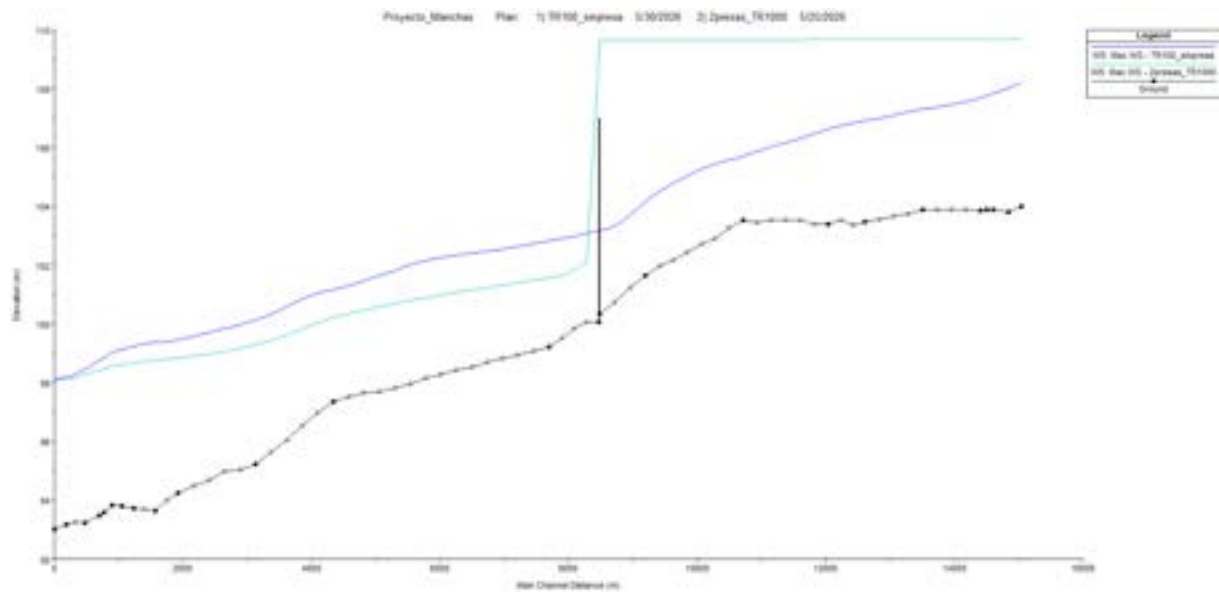


Figura 2.16: Comparación de perfiles TR1000 con presa y TR100 sin presa para Arroyo Conventos

Seguidamente, también se presenta la laminación generada para eventos con tiempo de retorno menores y se comparan con los niveles alcanzados en la situación sin presa. En Figura 2.17 se muestran los niveles para TR100 con presa y TR10 sin presa, y los niveles alcanzados con TR10 con presa y TR2 sin presa.

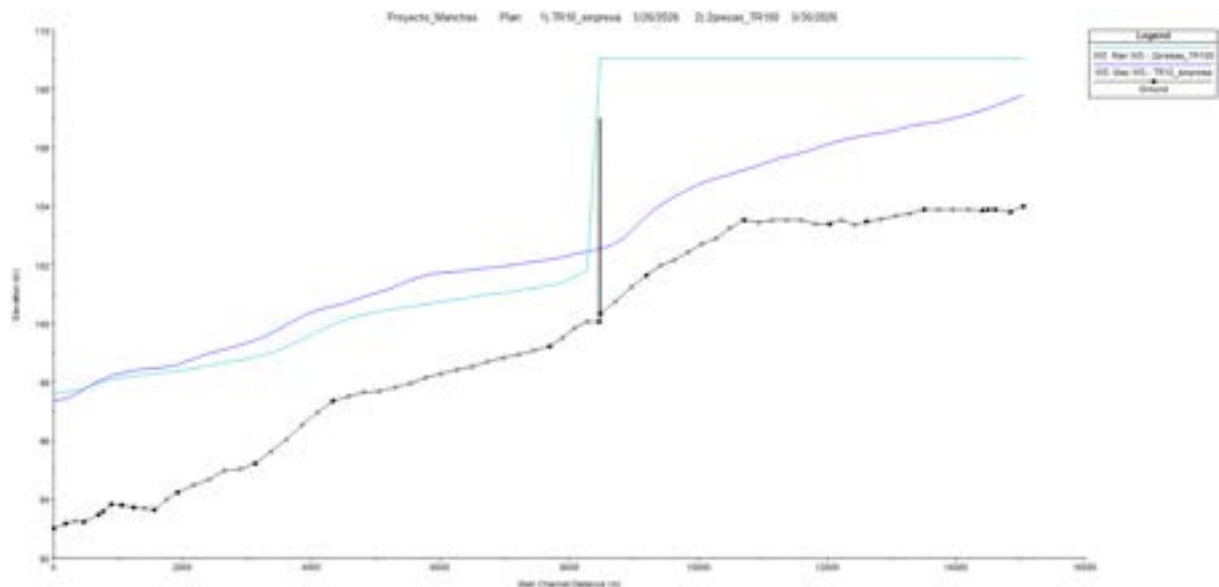


Figura 2.17: Comparación de perfiles TR100 con presa y TR10 sin presa para Arroyo Conventos

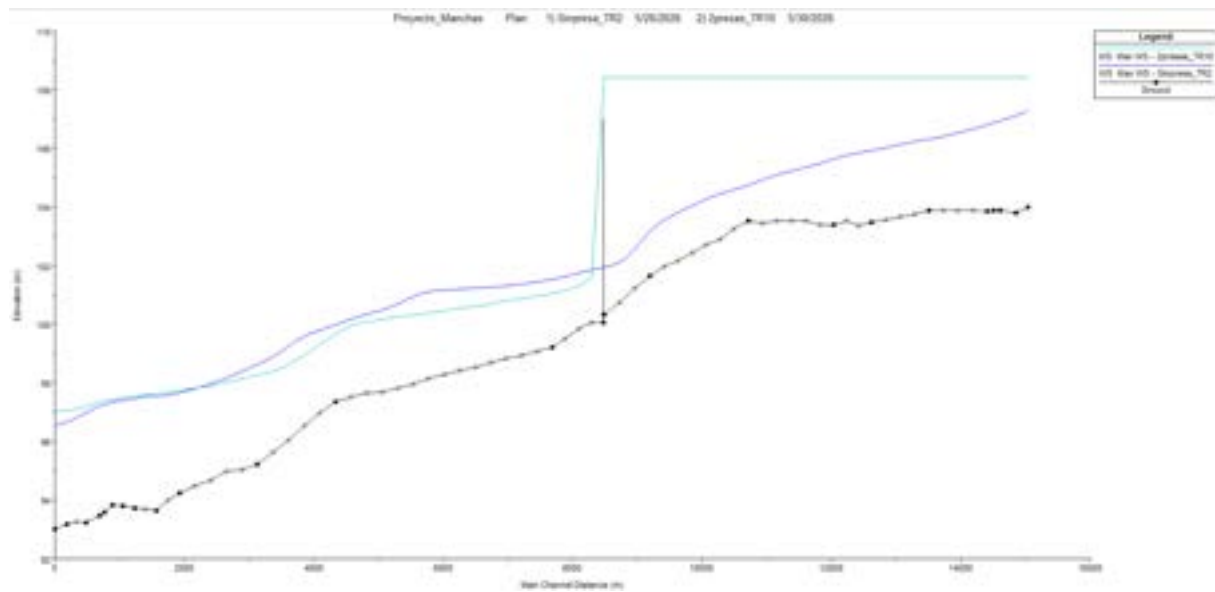


Figura 2.18: Comparación de perfiles TR10 con presa y TR2 sin presa para Arroyo Conventos

Para un evento con tiempo de retorno 100 años se obtiene una laminación de los niveles del orden de 1 m en el Arroyo Conventos, como se puede apreciar en la Figura 2.19.

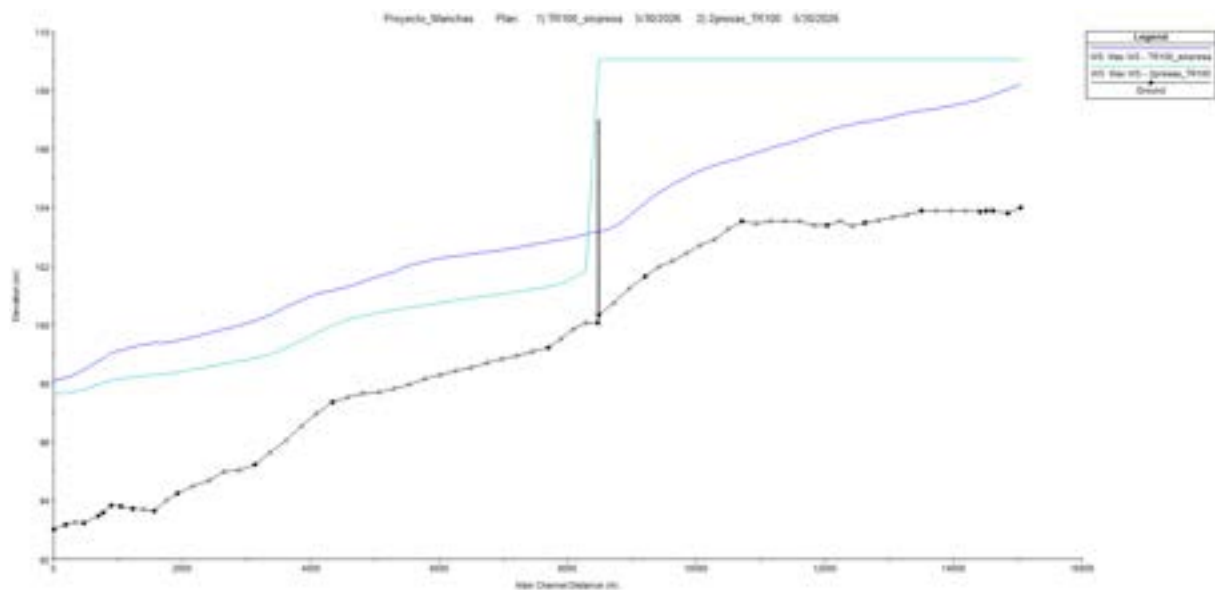


Figura 2.19: Comparación de perfiles TR100 con y sin presa para Arroyo Conventos

2.6.2. Arroyo del Sauce

Del análisis de escurrimiento medios se obtiene que para cumplir con las demandas de caudal en la ciudad de Melo, la cota de vertido para este vertedero debe ubicarse a cota 102,1 m.

Se plantea la siguiente geometría para el vertedero:

- Cota de vertido: 102,1 m
- Ancho de vertedero: 30 m

En la Figura 2.20 y Figura 2.21 se observa el nivel generado para un evento de 10.000 años de período de retorno para NAP y NAE respectivamente en la presa del Arroyo del Sauce.

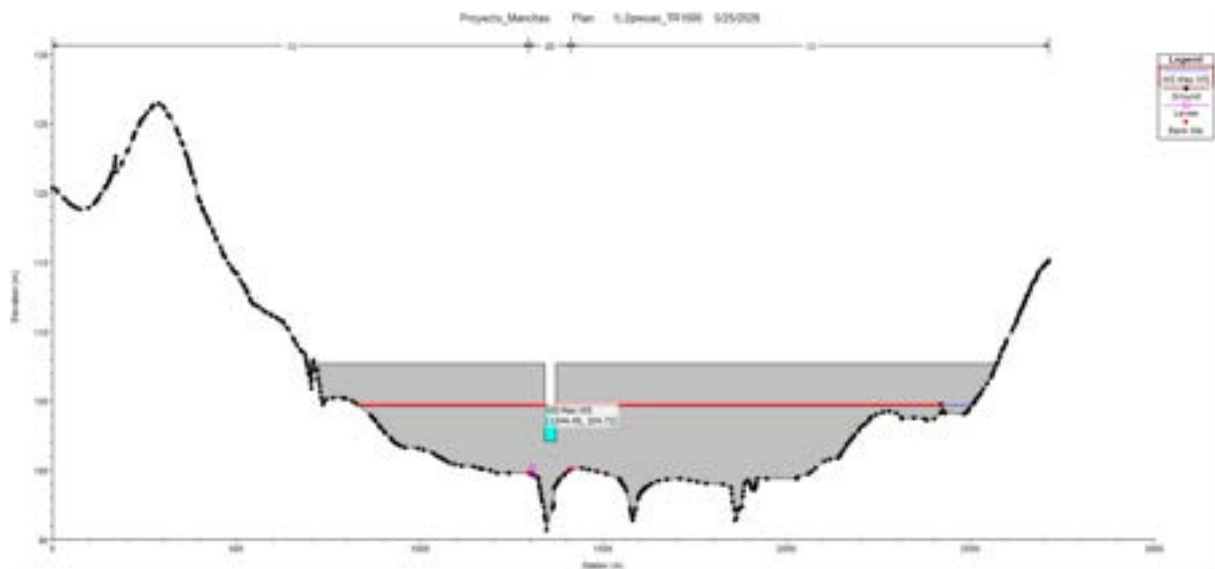


Figura 2.20: Nivel de Avenida de Proyecto (NAP) para presa en Arroyo del Sauce

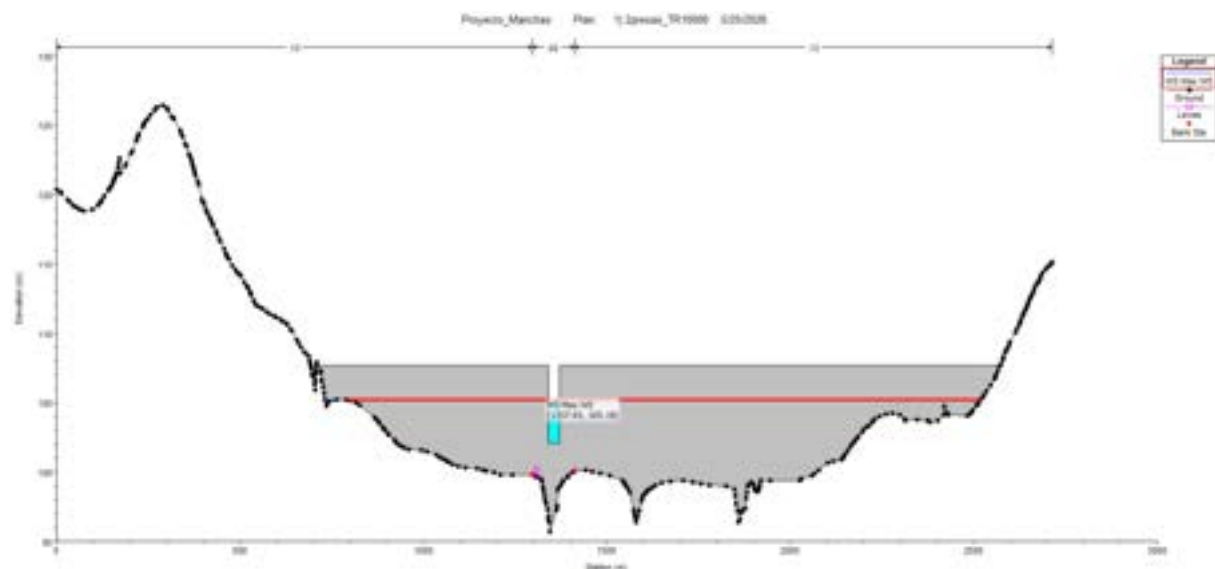


Figura 2.21: Nivel de Avenida Extrema (NAE) para presa en Arroyo del Sauce

Para el evento de Proyecto de la presa de Arroyo del Sauce se tiene un nivel 104,71 m, mientras que para el evento Extremo se tiene un nivel 105,19 m.

Se muestra a continuación Figura 2.22 los efectos de la laminación generada en el Arroyo del Sauce por la presencia de la presa para un evento de precipitación de tiempo de retorno 1000 años con presa y uno de 100 sin presa, donde se puede ver que los niveles alcanzados por el Arroyo son levemente menores para un TR1000 con presa que TR100 sin presa. Luego en las Figura 2.23 y Figura 2.24 el mismo efecto para eventos de precipitación de períodos de retorno menores.

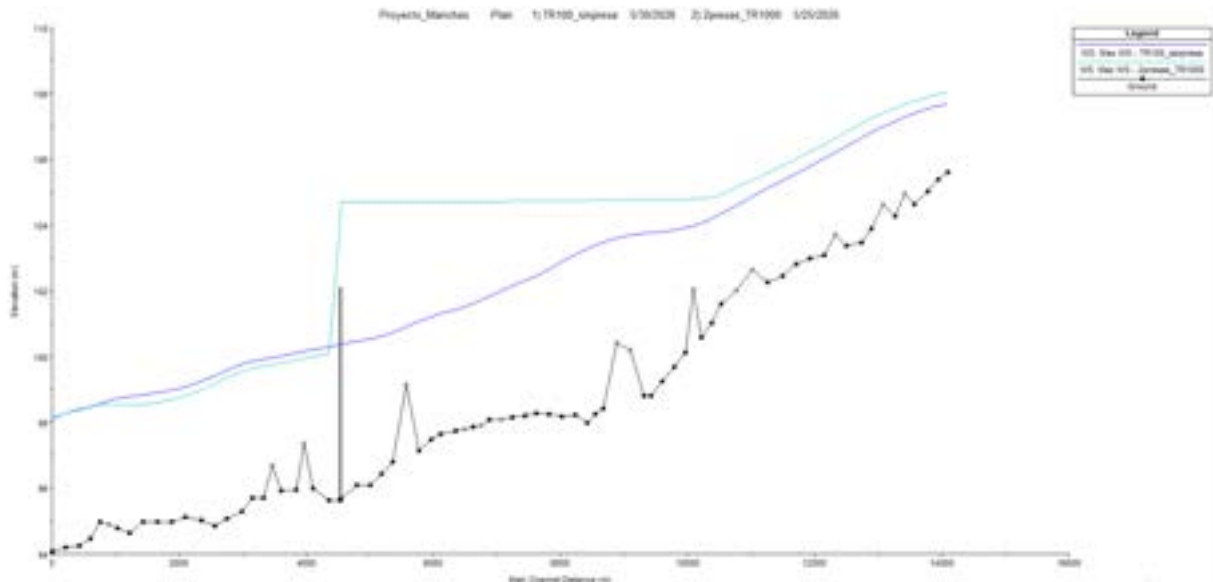


Figura 2.22: Comparación de perfiles TR1000 con presa y TR100 sin presa para Arroyo del Sauce

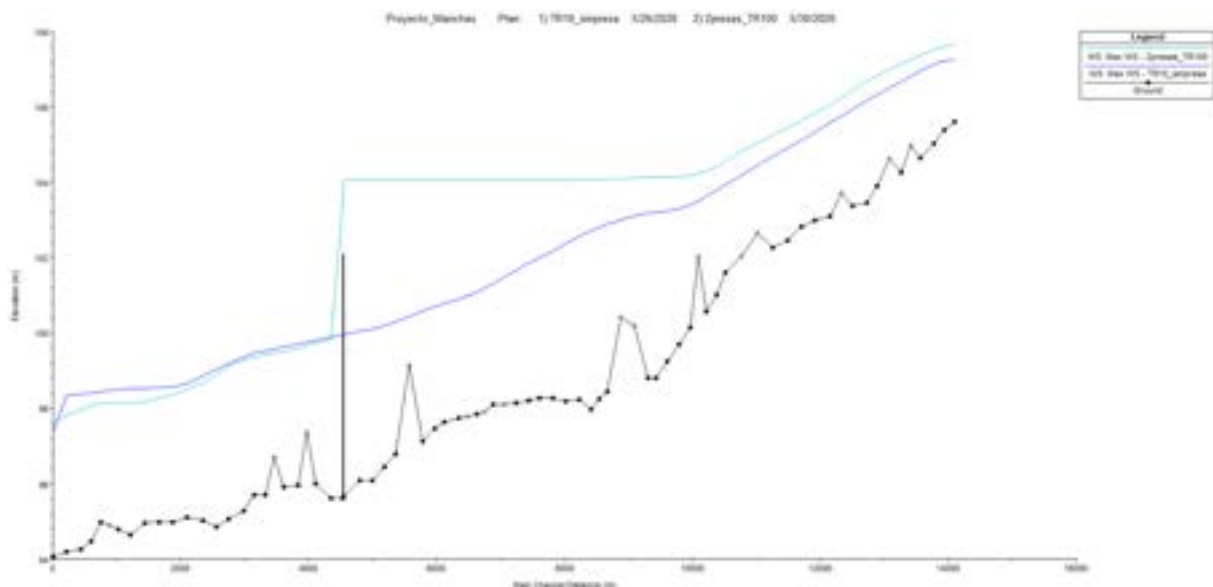


Figura 2.23: Comparación de perfiles TR100 con presa y TR10 sin presa para Arroyo del Sauce

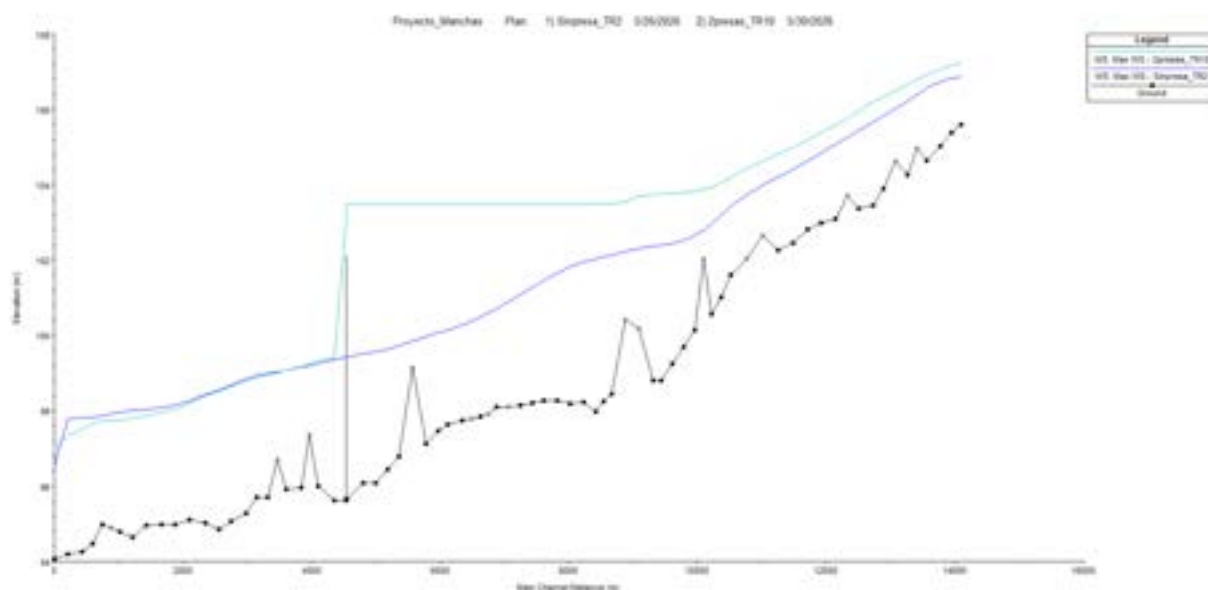


Figura 2.24: Comparación de perfiles TR10 con presa y TR2 sin presa para Arroyo del Sauce

En la Figura 2.25 se observa el perfil del Arroyo del Sauce para un tiempo de retorno de 100 años para la situación con y sin presa, donde el nivel baja más de 50 cm.

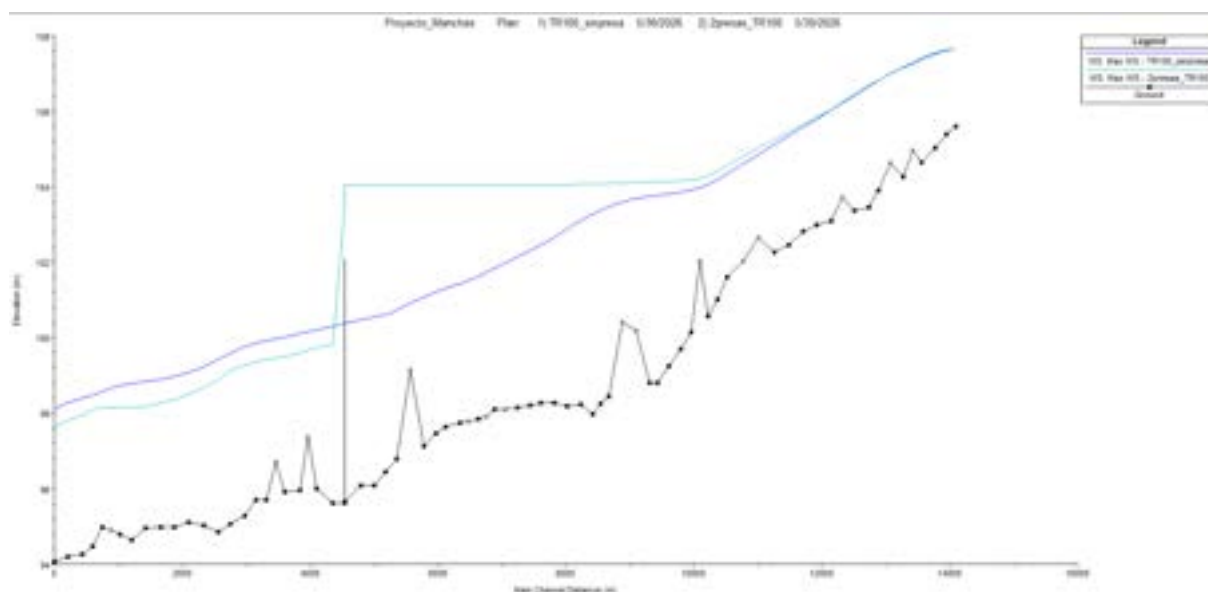


Figura 2.25: Comparación de perfiles TR100 con y sin presa para Arroyo del Sauce

2.6.3. Afectación generada en la ciudad de Melo para diferentes tiempos de retorno para la alternativa seleccionada

Se presenta la afectación generada para los distintos tiempos de retorno considerados, comparando los escenarios con y sin la construcción de la presa. Para cada caso se evalúan

la población afectada, la cantidad de viviendas afectadas, el número de padrones urbanos alcanzados por la inundación y el área urbana inundada asociada a dichos padrones.

El área inundada y la cantidad de padrones afectados se determinaron a partir de la intersección de las manchas de inundación con la cartografía catastral de los padrones urbanos. Por su parte, la estimación de la población y de las viviendas afectadas se realizó utilizando la información del Censo 2023 del Instituto Nacional de Estadística (INE). A partir de la densidad de población y de viviendas correspondiente a cada zona censal, se estimó la cantidad de habitantes y viviendas comprendidos dentro de las áreas inundadas.

A continuación se resume estos datos en las Tabla 2.14 y Tabla 2.15.

Tabla 2.14: Afectación asociadas a las crecidas para distintos tiempos de retorno en situación sin presa

TR (años)	Población	Área (ha)	Viviendas	Padrones
2	79	137	38	199
10	351	180	155	375
100	891	211	391	586
1000	1843	251	695	1048
10000	2689	284	1071	1383

Tabla 2.15: Afectación asociadas a las crecidas para distintos tiempos de retorno en situación con ambas presas

TR (años)	Población	Área (ha)	Viviendas	Padrones
2	54	127	26	196
10	88	148	38	226
100	197	172	98	264
1000	690	200	209	488
10000	1049	217	358	611

A partir de la comparación entre ambos escenarios puede cuantificarse la reducción de la afectación generada por la construcción de la presa. En la Tabla 2.16 se presenta la diferencia observada para cada uno de los parámetros analizados y para cada tiempo de retorno considerado, tanto en valores como en porcentaje de reducción.

Tabla 2.16: Reducción de la afectación asociada a las crecidas obtenida por la presa respecto al escenario sin presa

TR	Población		Área (ha)		Viviendas		Padrones	
	Reducción	%	Reducción	%	Reducción	%	Reducción	%
2	25	32	10	7	12	32	3	2
10	263	75	32	18	117	75	149	40
100	694	78	39	19	293	75	322	55
1000	1153	63	51	20	485	70	560	53
10000	1639	61	67	23	713	67	772	56

Afectación por barrio generada para cada tiempo de retorno

A continuación se presentan las manchas de inundación obtenidas para cada tiempo de retorno analizado (TR2, TR10, TR100, TR1000 y TR10000), comparando los escenarios con y sin presa en aquellos barrios donde se observan diferencias significativas en la extensión de la inundación.

Para el caso del TR2 y TR10 únicamente se muestran los sectores próximos al Estadio Municipal Arq. Antonio Eleuterio Ubilla y al barrio Sónora, dado que en el resto de los barrios las diferencias observadas entre ambos escenarios son reducidas.

Para la interpretación de los resultados, se utilizan los barrios expuestos previamente en la Figura 3.1 del Tomo I, correspondiente a la distribución de barrios de la ciudad de Melo, presentada en la Sección 3. Caracterización de la zona de estudio, Subsección 3.1. Ubicación y distribución.

Barrio cercanos al Estadio Municipal Arq. Antonio Eleuterio Ubilla y Barrio Sónora

Las mayores diferencias para los tiempos de retorno más frecuentes se observan en las inmediaciones del Estadio Municipal Arq. Antonio Eleuterio Ubilla (barrio Estadio, García y Progreso) y en sectores del barrio Sónora. A continuación se presentan las manchas de inundación correspondientes a cada tiempo de retorno analizado.



Figura 2.26: Mancha de inundación para tiempo de retorno 2 años con y sin presa en barrios cercanos al estadio y barrio Sónora



Figura 2.27: Mancha de inundación para tiempo de retorno 10 años con y sin presa en barrios cercanos al estadio y barrio Sónora



Figura 2.28: Mancha de inundación para tiempo de retorno 100 años con y sin presa en barrios cercanos al estadio y barrio Sónora



Figura 2.29: Mancha de inundación para tiempo de retorno 1.000 años con y sin presa en barrios cercanos al estadio y barrio Sónora



Figura 2.30: Mancha de inundación para tiempo de retorno 10.000 años con y sin presa en barrios cercanos al estadio y barrio Sónora

Barrio López Benítez

Para los tiempos de retorno 2 y 10 años no se observan diferencias relevantes entre los escenarios con y sin presa, por lo que dichos resultados no se presentan. Las principales diferencias comienzan a evidenciarse a partir del evento de 100 años.



Figura 2.31: Mancha de inundación para tiempo de retorno 100 años con y sin presa en Barrio López Benítez



Figura 2.32: Mancha de inundación para tiempo de retorno 1.000 años con y sin presa en Barrio López Benítez



Figura 2.33: Mancha de inundación para tiempo de retorno 10.000 años con y sin presa en Barrio López Benítez

Hipódromo

De forma similar a lo observado en el Barrio López Benítez, para los tiempos de retorno 2 y 10 años las diferencias entre escenarios resultan poco significativas, por lo que no se incluyen en el análisis gráfico. A continuación se presentan los resultados correspondientes a los eventos de mayor magnitud.



Figura 2.34: Mancha de inundación para tiempo de retorno 100 años con y sin presa en Hipódromo



Figura 2.35: Mancha de inundación para tiempo de retorno 1.000 años con y sin presa en Hipódromo

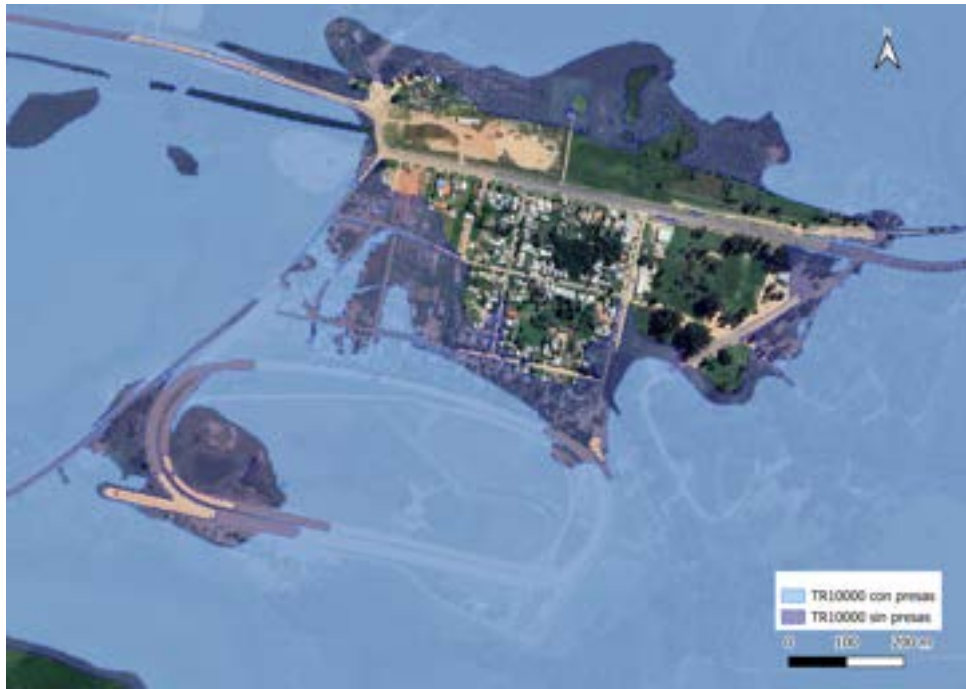


Figura 2.36: Mancha de inundación para tiempo de retorno 10.000 años con y sin presa en Hipódromo

Barrios sobre márgenes del Arroyo Conventos aguas abajo de ingreso del Arroyo del Sauce

Los barrios potencialmente afectados en este sector corresponden principalmente a Villa Andueza, El Fogón y Cuchilla de las Flores. Debido a que las diferencias entre escenarios se concentran en sectores puntuales, en los casos de mayor interés se incluyen ampliaciones que permiten apreciar con mayor detalle las variaciones observadas en la extensión de la inundación.



Figura 2.37: Mancha de inundación para tiempo de retorno 100 años con y sin presa en barrios sobre márgenes del Arroyo Conventos



Figura 2.38: Mancha de inundación para tiempo de retorno 1.000 años con y sin presa en barrios sobre márgenes del Arroyo Conventos



Figura 2.39: Mancha de inundación para tiempo de retorno 10.000 años con y sin presa en barrios sobre márgenes del Arroyo Conventos

2.6.4. Afectación aguas arriba de las presas para la configuración de vertido seleccionada

Se presenta en la siguiente sección las afectaciones generadas aguas arriba por la presencia de las presas sobre los arroyos con la configuración de vertido seleccionada. Se muestran los padrones rurales, la cobertura de suelo y la caminería afectada por el lago generado para una lluvia con tiempo de retorno 100 años.

Padrones rurales afectados

Como fue mencionado, el análisis de afectación se realizó considerando las áreas de expropiación asociadas a los embalses generados para una crecida con tiempo de retorno de 100 años. Para ello se adoptaron las siguientes cotas máximas de inundación:

- Presa del Arroyo Conventos: cota 109,05 m.
- Presa del Arroyo del Sauce: cota 104,17 m.

La Figura 2.40 presenta la distribución espacial de los padrones rurales afectados aguas arriba de ambas presas.

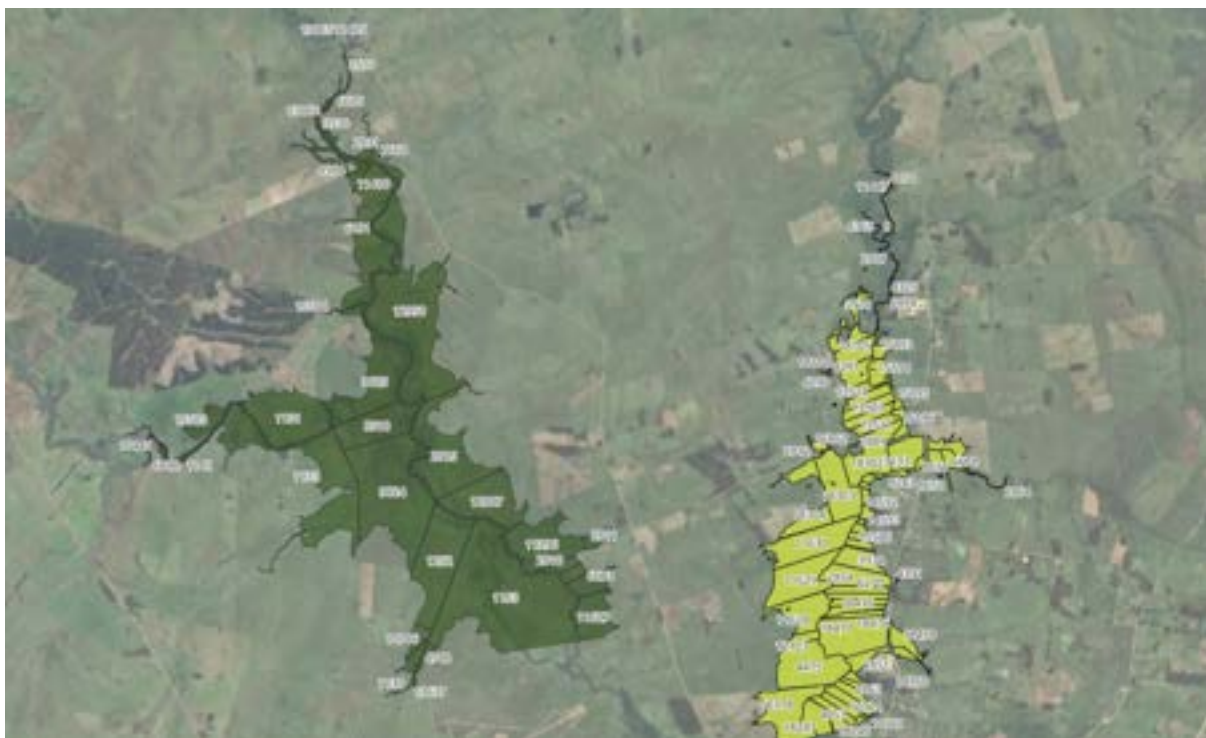


Figura 2.40: Padrones rurales afectados aguas arriba de las presas proyectadas en el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

En el caso de la presa del Arroyo Conventos, se identificaron un total de 39 padrones rurales afectados por el embalse. La superficie total a expropiar asciende a 1.122 ha, siendo el padrón más afectado aquel que presenta una superficie inundada de aproximadamente 186 ha.

En la Tabla 2.17 se tiene un resumen de los padrones afectados y el porcentaje de expropiación en rangos.

Tabla 2.17: Resumen de expropiación de padrones rurales en presa del Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Cantidad de padrones afectados	39
Superficie total de los padrones (ha)	4.280
Superficie expropiada (ha)	1.122
Afectación global (%)	26,2
Porcentaje medio de expropiación por padrón (%)	29,9
Padrones con afectación superior al 50 %	10
Padrones con afectación superior al 75 %	5
Padrones totalmente afectados	1

Por su parte, para la presa del Arroyo del Sauce se determinó la afectación de 80 padrones rurales, que en conjunto representan una superficie de 608 ha. En este caso, la máxima afectación individual corresponde a un padrón con una superficie inundada de aproximadamente 44 ha.

En la Tabla 2.18 se tiene un resumen de los padrones afectados y el porcentaje de expropiación en rangos.

Tabla 2.18: Resumen de expropiación de padrones rurales en la presa del Arroyo del Sauce

Parámetro	Valor
Cantidad de padrones afectados	80
Superficie total de los padrones (ha)	1.790
Superficie expropiada (ha)	608
Afectación global (%)	33,0
Porcentaje medio de expropiación por padrón (%)	38
Padrones con afectación superior al 50 %	26
Padrones con afectación superior al 75 %	15
Padrones totalmente afectados	1

Uso y cobertura de suelo

La información de cobertura y uso del suelo fue obtenida a partir de la cartografía elaborada por el Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP) y se presenta en la Figura 2.41.

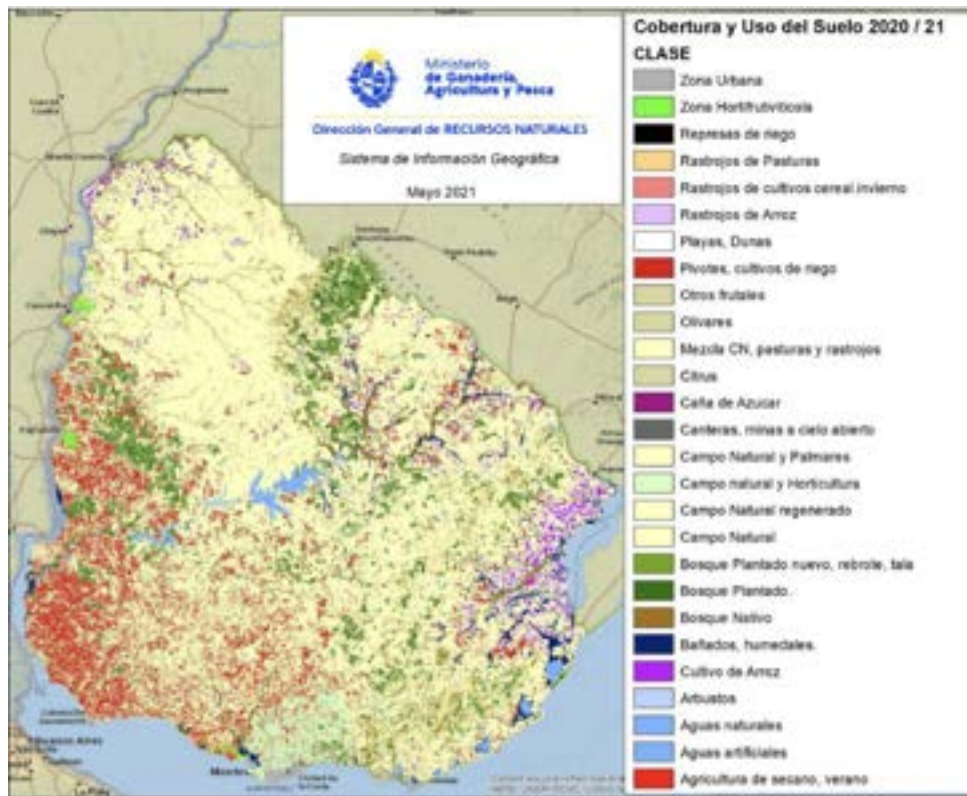


Figura 2.41: Cobertura y uso del suelo de Uruguay. Obtenido de Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (2021)

A partir de esta información se determinaron las áreas ocupadas por los lagos permanentes generados por las presas y la cobertura y uso del suelo correspondiente en cada caso. La distribución espacial de dichas coberturas se presenta en la Figura 2.42.



Figura 2.42: Cobertura y uso del suelo aguas arriba de las presas proyectadas en Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

Las clases identificadas en las áreas de embalse corresponden a:

- Bañados y humedales.
- Bosque nativo.
- Campo natural.
- Campo natural regenerado.
- Mezcla de campo natural, pasturas y rastrojos.
- Zona urbana.

Para la presa Conventos se obtuvieron las superficies afectadas de la Tabla 2.19.

Tabla 2.19: Cobertura y uso del suelo afectado por el embalse de la presa de Arroyo Conventos

Cobertura y uso del suelo	Área (m ²)
Bañados y humedales	2.686.500
Bosque nativo	1.647.900
Campo natural	5.334.300
Campo natural regenerado	1.536.300

Para la presa del Arroyo del Sauce se obtuvieron las superficies afectadas de la Tabla 2.20.

Tabla 2.20: Cobertura y uso del suelo afectado por el embalse de la presa de Arroyo del Sauce

Cobertura y uso del suelo	Área (m ²)
Zona urbana	45.000
Bañados y humedales	618.300
Bosque nativo	1.319.400
Campo natural	1.839.600
Campo natural regenerado	1.332.900
Mezcla de campo natural, pasturas y rastrojos	864.000

Caminería afectada

Del análisis de la Subsubsección 2.3.5, se presenta la caminería afectada por la configuración de vertido elegida. A partir del Listado de Capas y Geoservicios del Observatorio Ambiental

Nacional (OAN) se obtuvo la información correspondiente a la caminería nacional y departamental.

En la Figura 2.43 se presenta la caminería afectada aguas arriba de las presas. En color naranja se representa la caminería bajo jurisdicción departamental, mientras que en color rojo se representa la caminería bajo jurisdicción nacional. Como se mencionó, el análisis se realizó para las áreas de expropiación, correspondientes a los lagos generados para una crecida con tiempo de retorno de 100 años.

En particular, para la presa Conventos no se identificó afectación sobre la red vial. En el caso de la presa del Arroyo del Sauce, se verían afectados 615 m de la Ruta Nacional N.º 8 y 1.045 m de caminería departamental.

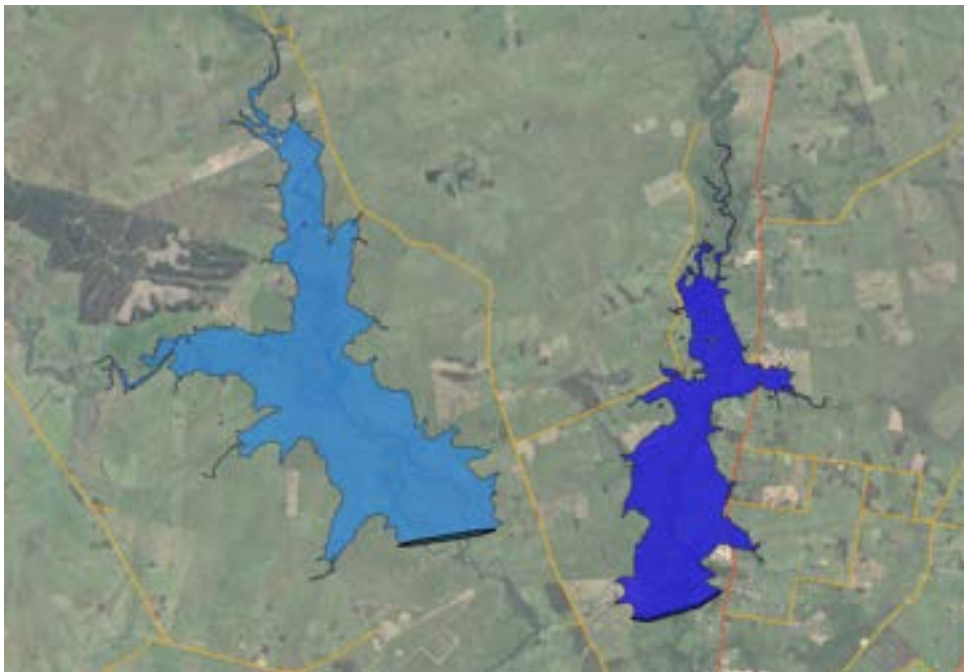


Figura 2.43: Caminería afectada aguas arriba de las presas proyectadas en el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

2.7. Efectos individuales de las presas

Se analiza en el punto aguas abajo del puente de Ruta 26 los niveles resultantes de simular un evento de precipitación con tiempo de retorno 100 años, para las siguientes configuraciones. En la Figura 2.44 se presentan los resultados de dicha simulación.

- Una presa en el Arroyo Conventos de 30 m de ancho
- Una presa en el Arroyo del Sauce de 30 m de ancho

- Situación TR100 sin presa: Para comparar los hidrogramas con una única presa con la situación sin presas bajo un mismo evento de precipitación
- Máximo de TR10 sin presa: Para el análisis interesa el máximo obtenido con el fin de que los máximos con presa se encuentren por debajo de este valor

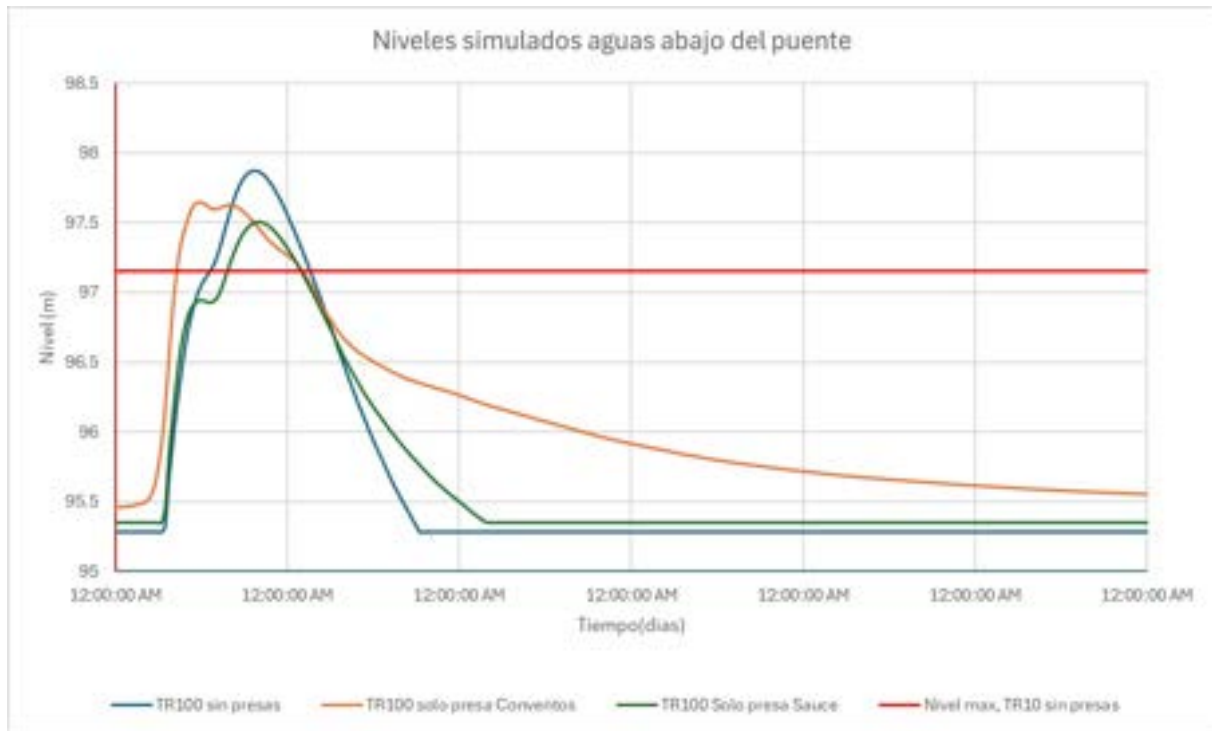


Figura 2.44: Niveles simulados aguas abajo de puente de Ruta N° 26 para diferentes configuraciones de presas

Se observa que ninguna de las presas por si sola genera una mitigación relevante en el punto de interés. En cuanto a los máximos se observa que solo la presa del Arroyo Conventos el nivel máximo es 23 cm menor que al máximo sin presas, mientras que para el Arroyo del Sauce es 36 cm menor.

Sin embargo, sí se registran diferencias en el máximo de dicho escenario y en particular para la presa del Arroyo del Sauce el tiempo de permanencia en niveles elevados con respecto al escenario sin presa. Al comparar con el nivel máximo correspondiente a TR10, se obtiene que el tiempo de permanencia por encima de este valor es de aproximadamente 10,5 horas para la presa del Arroyo del Sauce, 18 horas para la presa del Arroyo Conventos y 16 horas para la situación sin presas bajo TR100.

Con el análisis anterior, se concluye que para reducir las afectaciones en la ciudad de Melo, utilizando los criterios definidos para el proyecto, es necesario la construcción de las dos presas, una en el Arroyo Conventos y otra en el Arroyo del Sauce.

Afectaciones individuales de las presas

En el tramo ubicado aguas abajo de la confluencia del Arroyo del Sauce con el Arroyo Conventos, específicamente en el punto correspondiente al Teatro de Verano, se realiza un análisis para estudiar la influencia individual de cada presa.

Para esto se analiza el comportamiento en comparación con configuraciones en las que ambas presas presentan el mismo ancho de vertido y luego se reduce el ancho en una de ellas, se observa que el segundo pico presenta valores muy similares independientemente de cuál presa reduzca su ancho en 10 m.

En el caso de la configuración C30S30, el valor máximo del segundo pico es de 96,85 m. Al reducir el ancho del Arroyo Conventos en 20 m, el segundo pico alcanza un valor de 96,74 m, mientras que al reducir el ancho del Arroyo del Sauce en 20 m, el valor es de 96,73 m. A partir de estos resultados, se podría suponer que ambas presas presentan aportes similares en la generación del segundo pico, lo cual tiene sentido ya que ambas cuencas tienen parámetros similares. En la Figura 2.45 se muestran las series de niveles simuladas para un punto aguas abajo de la zona del puente.

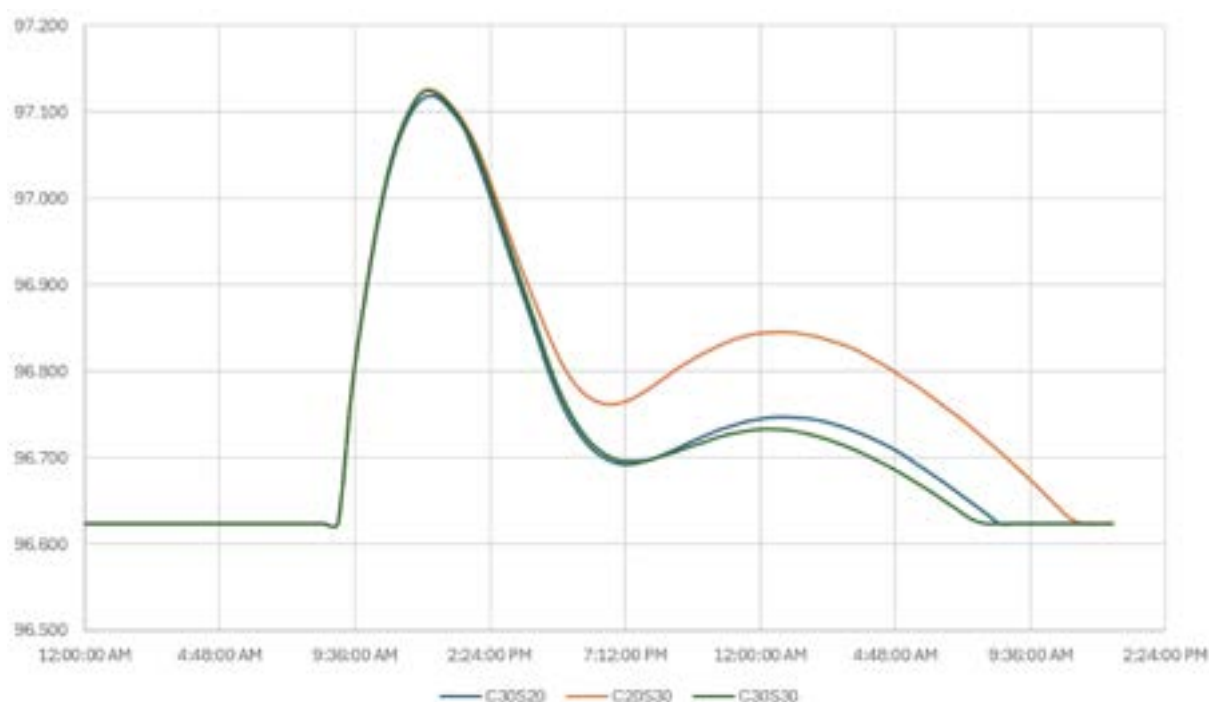


Figura 2.45: Afectación individual de las presas aguas abajo del puente de Ruta N° 26

A partir de los resultados presentados previamente, puede observarse que la construcción de una única presa no resuelve completamente el problema de las inundaciones, particularmente aguas abajo de la unión de los arroyos, como tampoco el cumplimiento de un caudal mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por su parte, la presa del Arroyo del Sauce mejora las inundaciones en las márgenes de dicho arroyo, pero no reduce significativamente las inundaciones aguas abajo de la unión. Por otro lado, la presa del Arroyo Conventos, si bien disminuye los niveles en el Arroyo del Sauce, tampoco resuelve totalmente las inundaciones aguas abajo de la unión ni aquellas que ocurren en las márgenes del Arroyo del Sauce.

Esto puede observarse en la Tabla 2.21, donde se presentan los resultados de afectación a viviendas y población para las situaciones con una única presa (Del Sauce o Conventos), ambas presas y la situación sin presas, para los tiempos de retorno 2, 10 y 100 años.

Tabla 2.21: Población y viviendas para distintos tiempos de retorno solo con presa del Arroyo del Sauce o Arroyo Conventos

	TR2		TR10		TR100	
	Conventos	Sauce	Conventos	Sauce	Conventos	Sauce
Población	101	83	170	109	530	253
Viviendas	45	46	74	61	233	106

Como puede verse en la Tabla 2.21, donde se presenta la afectación correspondiente a cada alternativa con una única presa, en el caso de contar únicamente con la presa del Arroyo del Sauce se obtiene una menor cantidad de personas y viviendas afectadas en comparación con la situación en que solo se construye la presa del Arroyo Conventos.

Pensando en una etapabilidad de las obras en la cual únicamente se consideren las afectaciones a la población, la presa del Arroyo del Sauce presenta mejores resultados.

Cabe destacar que para tiempos de retorno pequeños, como el TR2, ambas configuraciones presentan una cantidad similar de personas y viviendas inundadas. Esto puede deberse a que las viviendas afectadas se encuentran en zonas que se inundan con facilidad, muy próximas al cauce, principalmente en el Arroyo del Sauce. La diferencia observada entre las alternativas Sauce y Conventos para esta configuración radica en que la densidad de habitantes por vivienda es mayor en las márgenes del Arroyo del Sauce que en las del Arroyo Conventos.

Si se evalúan los costos (Tomo III), puede observarse que la construcción de las presas (presa de materiales sueltos y aliviadero) presenta costos similares, aun considerando las modificaciones que deben realizarse sobre la Ruta 8 debido a la presencia de la presa del Arroyo del Sauce. No obstante, este análisis no considera los tiempos ni los costos asociados al proyecto ejecutivo de dichas modificaciones.

Cabe mencionar que los costos calculados para las modificaciones de Ruta N° 8 fueron estimados considerando carpeta asfáltica. Sería necesario realizar un análisis adicional

en caso de optarse por una solución en hormigón para mayor resistencia a posibles sobrepasamientos, lo que implicaría un aumento de los mismos.

Si se evalúa el cumplimiento del caudal mínimo a garantizar en el Arroyo Conventos de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$, se observa que son necesarias ambas presas para garantizar dicho caudal en la ciudad de Melo. Sin embargo, el Arroyo Conventos aporta el 100 % del tiempo el caudal exigido de $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que el Arroyo del Sauce únicamente aporta $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si se considera únicamente el abastecimiento de un caudal de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$, la presa sobre el Arroyo Conventos presenta un desempeño satisfactorio, logrando satisfacer dicha demanda durante el 87 % del tiempo en el mes más desfavorable, correspondiente a marzo. En los restantes meses del año, el porcentaje de satisfacción supera el 90 %, lo que evidencia una elevada confiabilidad del sistema frente a la demanda planteada.

Por su parte, el análisis de la presa sobre el Arroyo del Sauce muestra un comportamiento significativamente menos favorable. Para la serie histórica considerada, aproximadamente el 20 % de los meses presentan una satisfacción de la demanda inferior al 80 %, mientras que en un 12 % de los meses la satisfacción resulta inferior al 50 %. Estos resultados indican que la presa del Arroyo del Sauce, operando de manera aislada, no posee la capacidad suficiente para garantizar el abastecimiento de la demanda requerida con un nivel adecuado de confiabilidad.

Por otro lado, puede analizarse la facilidad de construcción de cada alternativa, entendida como las expropiaciones y obras anexas que deben realizarse. Este aspecto no depende únicamente del proyectista, ya que aquellos proyectos que requieren menos trámites suelen resultar más sencillos de ejecutar.

En el caso de la presa del Arroyo del Sauce, se requieren todas las aprobaciones necesarias para la construcción de la presa del Arroyo Conventos, además de las aprobaciones correspondientes a las obras sobre la Ruta 8. Adicionalmente, el tramo de ruta afectado por el embalse es reconocido como un corredor internacional. Estos corredores permiten la integración física y logística con Argentina y Brasil a través de los principales pasos de frontera, y conecta los centros productivos y poblacionales del territorio con los puertos y nodos de intercambio regional (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2020).

Un aspecto relevante a considerar es que el tramo de la Ruta Nacional N° 8 afectado por el embalse de la presa del Arroyo del Sauce quedará bajo agua en determinados momentos en las zonas de menor cota, por lo que resulta necesario elevar la traza vial en dichos sectores. Sin embargo, el relleno empleado para este levantamiento no puede diseñarse con los criterios habituales de un terraplén vial, dado que estará sometido a una carga hidráulica. En consecuencia, dicho relleno debe proyectarse bajo la misma lógica que el cuerpo de una presa, evitando la filtración de agua y los procesos de erosión interna que

podrían desarrollarse bajo estas condiciones. De esta forma, la presa del Arroyo del Sauce implica, de manera indirecta, la construcción de una segunda estructura con función de presa (o de una parte asimilable a esta) en los sectores de levantamiento de la ruta, aspecto que debería ser contemplado tanto en el diseño geotécnico como en la estimación de costos del proyecto.

Finalmente, considerando que la finalidad de las presas no es únicamente el control de inundaciones, sino también garantizar un caudal mínimo durante los períodos de estiaje, no se recomienda la construcción de una única presa. La recomendación de este proyecto es la construcción de ambas obras. Se deja a criterio del tomador de decisión final definir cuál de los objetivos resulta prioritario para iniciar la ejecución de las obras, ya sea la reducción de las afectaciones por inundaciones o la garantía del caudal ambiental.

Sin embargo, a partir de los resultados obtenidos, la construcción de la presa Conventos parece la alternativa más adecuada para dar inicio al proyecto ya que es la que menos afectaciones genera sobre la infraestructura caminera existente.

2.8. Síntesis del capítulo

Se resumen a continuación los pasos y los resultados obtenidos en el diseño hidráulico de la configuración de vertido de las presas sobre Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce. En los primeros pasos se define la categoría de las presas, ambas son Categoría A por la presencia de la ciudad de Melo aguas abajo de las mismas, esta definición permite establecer los períodos de retorno para las avenidas de diseño y extrema.

Posteriormente se establece el criterio de afectación aguas abajo mínimo para poder definir el ancho de vertido, para esto se utiliza el modelo hidrodinámico desarrollado en el Tomo I y seleccionando una serie de puntos relevantes se definió el nivel máximo que podrían alcanzar los eventos simulados en la ciudad de Melo con la presencia de las presas.

Luego se simuló en el modelo hidrodinámico distintas configuraciones de ancho de vertido y se estudiaron las series de niveles obtenidas para los puntos anteriormente seleccionados. Con el análisis de las afectaciones aguas abajo realizado, se pasó a estudiar las afectaciones aguas arriba de las presas, en donde se estudiaron los padrones afectados por los distintos anchos de vertido simulados y en el caso de la presa sobre el Arroyo Sauce se estudió la afectación que existe sobre la ruta 8.

Por último se calcula la cota de coronamiento correspondiente a cada ancho de vertido estudiado y se realiza un estudio de costos. Se termina concluyendo que un ancho de vertido de 30 metros en ambas presas es la configuración de vertido que mejor se adapta a los criterios establecidos, tanto afectaciones aguas abajo y aguas arriba de las presas.

Con los anchos de vertido ya definidos se presenta un análisis de los resultados y las afectaciones en los distintos barrios de la ciudad de Melo.

Por ultimo se realiza un estudio de los efectos que producen las presas de forma individual, pensando en una posible etapabilización del proyecto, la conclusión a la que se llega es que la presa sobre el Arroyo Conventos es la que menos dificultades presenta en cuanto a su construcción por no afectar a la Ruta 8, sin embargo del estudio realizado se concluye que las dos presas son necesarias si se busca mitigar los eventos de inundación en la magnitud establecida en este trabajo.

Se destaca que las afectaciones determinadas constituyen un insumo de gran valor para la elaboración de un futuro Estudio de Impacto Ambiental. En particular, la cuantificación de la reducción en la afectación de padrones, viviendas y población expuesta a las crecidas permite evaluar los beneficios sociales asociados al diseño y construcción de la presa. Asimismo, la delimitación del alcance de las inundaciones, tanto en el escenario con proyecto como sin proyecto, y la correspondiente reducción de las áreas afectadas, resulta fundamental para identificar la recuperación de sectores de interés ambiental, patrimonial, cultural o simbólico para la comunidad. Entre estos se destaca el Estadio Municipal Arquitecto Antonio Eleuterio Ubilla, cuya disminución de la frecuencia y magnitud de las inundaciones podría representar un beneficio adicional del proyecto.

3. Elementos del vertedero

En este capítulo se presenta el diseño de los elementos que conforman el vertedero de la presa ubicada en el Arroyo Conventos y sus elementos accesorios.

Se describen los criterios de diseño adoptados para la cimentación, la estructura terminal, las obras de restitución del cauce, el sistema de drenaje y las galerías de inspección. Asimismo, se desarrolla el análisis de estabilidad del macizo de hormigón frente a las principales sollicitaciones consideradas, verificando el cumplimiento de los factores de seguridad establecidos para las condiciones de operación analizadas.

En primer lugar, se aborda el diseño hidráulico y estructural del aliviadero propiamente dicho. Posteriormente, se desarrollan las estructuras accesorias que permiten su correcto funcionamiento, incluyendo los canales de aproximación y restitución, así como los restantes elementos complementarios asociados a la obra.

En la Figura 3.1 se puede observar una esquematización del resultado final de la estructura de vertido, con su perfil de descarga, cuenco dissipador y galería de inspección.

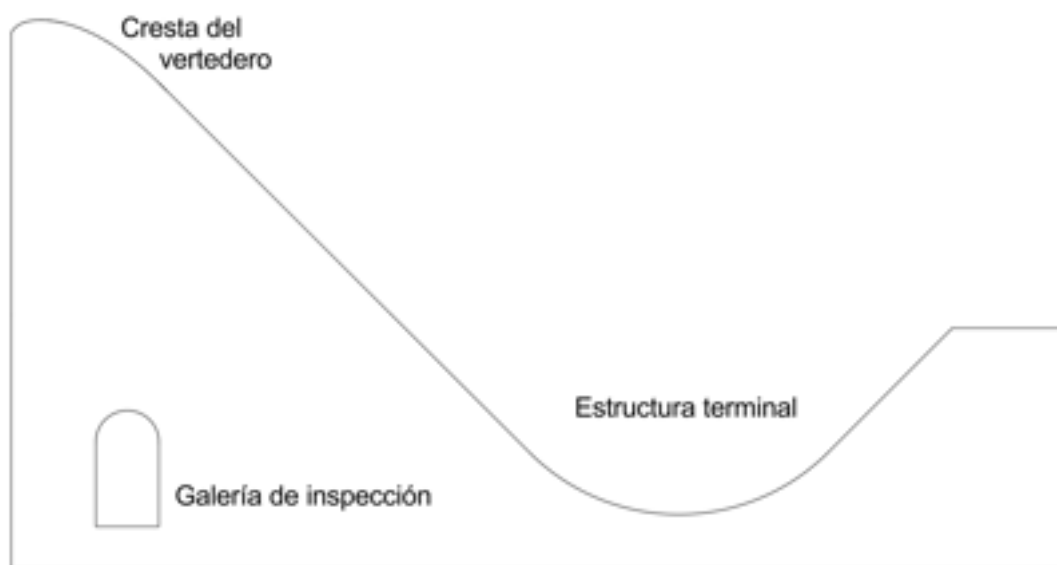


Figura 3.1: Esquema de la estructura de alivio (corte transversal)

3.1. Cimacio

Para la estructura de control del aliviadero se tomaron las recomendaciones de (USBR, 1987). Según el autor, la coronación que da lugar a los caudales óptimos es aquella que más se aproxima a la geometría que adopta la parte inferior de una lámina en caída libre sobre un vertedero de pared delgada. La forma depende de:

- la carga existente sobre la cresta;
- la inclinación del paramento aguas arriba del vertedero;
- la altura del vertedero sobre la solera del canal (que influye en la velocidad de aproximación a la coronación).

Este perfil puede observarse en la Figura 3.2, donde:

- la parte aguas arriba del origen puede definirse por una curva simple, una tangente o una curva circular compuesta;
- la parte aguas abajo se define mediante la Ecuación 3.1, siendo K y n constantes que dependen de la inclinación del paramento aguas arriba y de la velocidad de aproximación del agua. Estas constantes se obtienen de los ábacos, en las Figura 3.3, Figura 3.4.

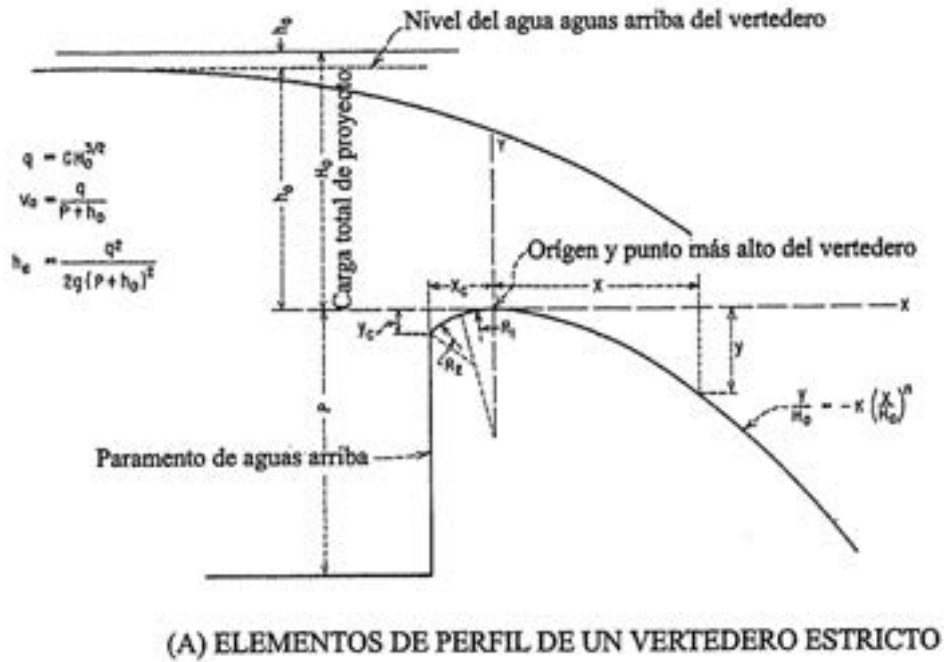


Figura 3.2: Elementos del perfil de un vertedero con talud aguas arriba vertical. Obtenido de (USBR, 1987).

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (3.1)$$

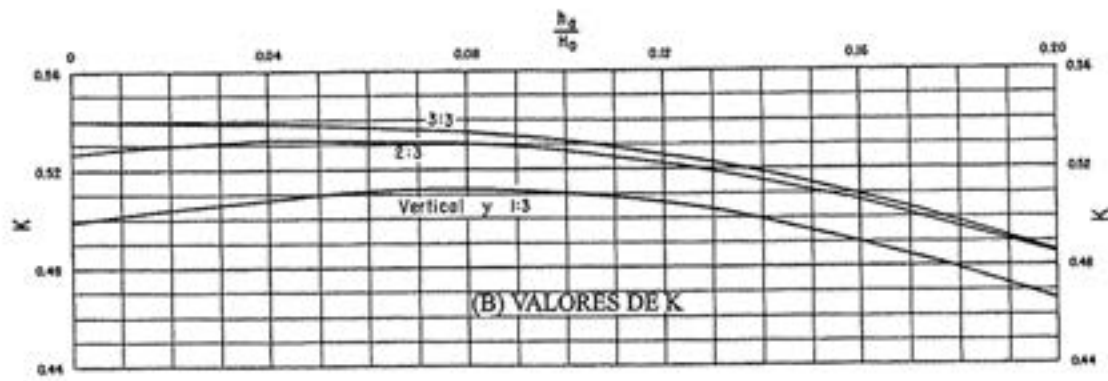


Figura 3.3: Coeficiente K para perfil de vertedero estricto. Obtenido de USBR (1987).

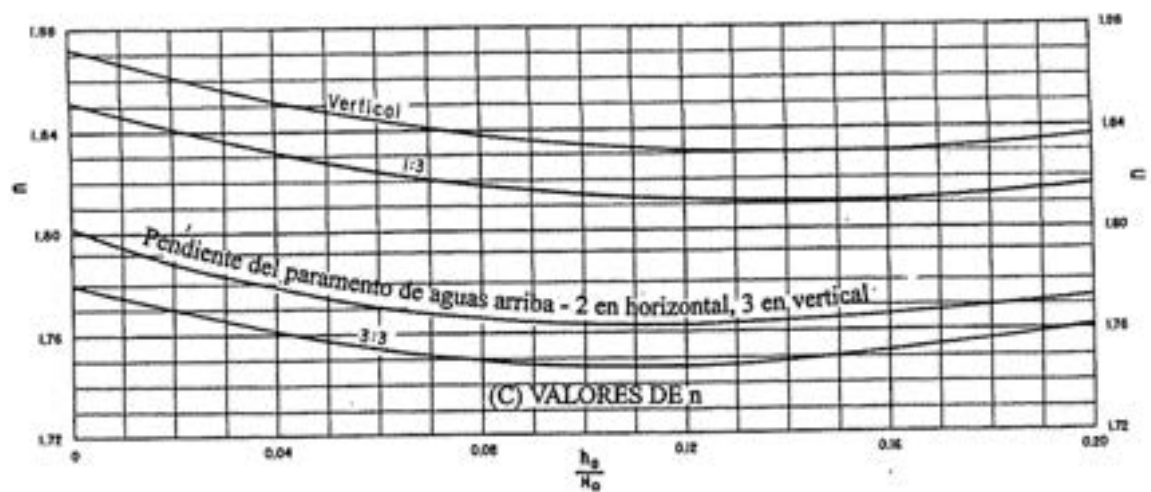


Figura 3.4: Coeficiente n para perfil de vertedero estricto. Obtenido de USBR (1987).

Los datos de entrada para la presa del Arroyo Conventos son los de la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valores de entrada

H_0 (m)	2.66
P (m)	7
C	2.18
Elevación del canal de llegada (m)	107

Por otro lado, para la obtención de los coeficientes K y n se calcularon también h_0 , q , v_a , h_a y la razón h_a/H_0 , a partir de las siguientes ecuaciones, mostrándose los resultados en la Tabla 3.2.

$$q = CH_0^{3/2} \quad (3.2)$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_0} \quad (3.3)$$

$$H_0 = h_0 + h_a \quad (3.4)$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_0)^2} \quad (3.5)$$

Se itera el valor de h_0 hasta que se cumpla la Ecuación 3.4, así se obtienen los siguientes valores.

Tabla 3.2: Valores de parámetros para la obtención de los coeficientes K y n

h_0 (m)	2.66
q (m ² /s)	9.85
v_a (m/s)	1.03
h_a (m)	0.05
h_a/H_0	0.02
Talud aguas arriba	Vertical

Los valores de K y n obtenidos a partir del ábaco son los de la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Coeficientes K y n seleccionados para el vertedero

K (ábaco)	0.51
n (ábaco)	1.87

Finalmente, sustituyendo en la Ecuación 3.1 para el paramento aguas abajo queda expresada como:

$$y = -0,22 x^{1,87} \quad (3.6)$$

Para el paramento aguas arriba se utiliza el ábaco de la Figura 3.5, del cual se obtienen los valores de x_c , y_c , R_1 y R_2 .

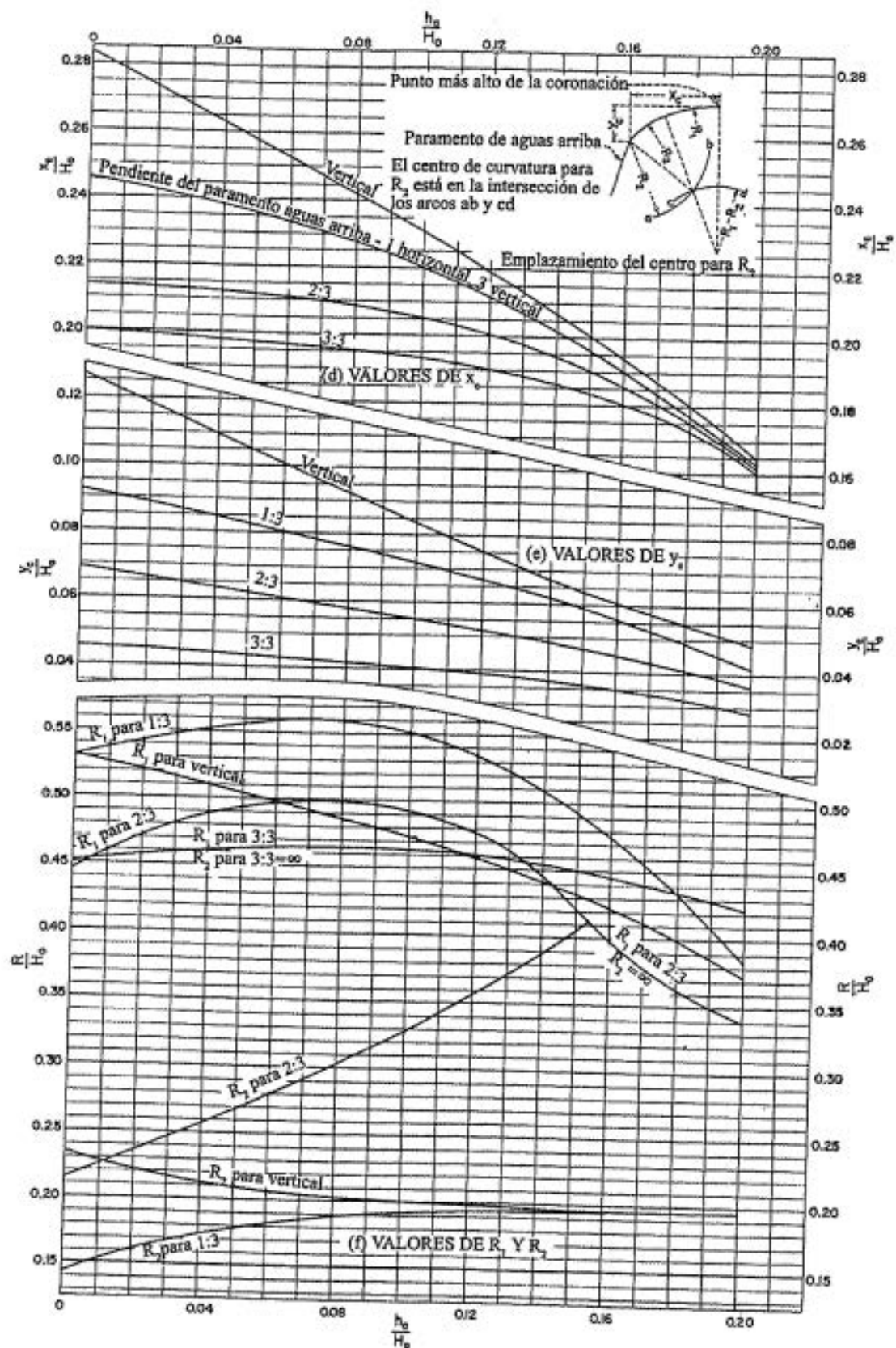


Figura 9-21.-Coeficientes que definen el perfil del vertedero estricto. 288-D-2407 (boja 2 de 2).

Figura 3.5: Coeficientes para paramento aguas arriba del cimacio Obtenido de USBR (1987)

Los resultados obtenidos son los de la Tabla 3.4, para el caso de del paramento aguas arriba.

Tabla 3.4: Parámetros obtenidos para el diseño del cimacio aguas arriba de la cresta

h_a (m)	0.054
H_0 (m)	2.66
h_a/H_0	0.02
X_c/H_0	0.28
X_c (m)	0.74
Y_c/H_0	0.12
Y_c (m)	0.32
R_1/H_0	0.53
R_1 (m)	1.40
R_2/H_0	0.23
R_2 (m)	0.61

3.2. Estructura terminal

La estructura terminal tiene como objetivo disipar la energía del flujo descargado para evitar daños aguas abajo y garantizar la seguridad de la presa. Representa el tramo final del vertedero y permite llevar el flujo al cauce en condiciones controladas.

Cuando el lecho del río no es adecuado para disipar la energía naturalmente, se emplean dispositivos específicos como trampolines. Según USBR (1987), estos pueden ser lisos o dentados y funcionan en condición sumergida cuando el tirante es elevado y no permite la formación de un resalto hidráulico.

El funcionamiento hidráulico de los trampolines se basa en la formación de dos remolinos que giran en sentidos opuestos, uno sobre el trampolín y otro inmediatamente aguas abajo del primero. El flujo de llegada junto al movimiento generado por estos remolinos disipan la energía de la descarga del aliviadero (Arreguín Cortés & Alcocer Yamanaka, 2011).

El trampolín liso genera una mayor turbulencia en la superficie del flujo, mientras que el trampolín dentado presenta un comportamiento más sensible a las variaciones del tirante aguas abajo. Para valores reducidos de este último, los remolinos tienden a desplazarse hacia aguas abajo, disminuyendo la eficiencia del mecanismo de disipación.

Considerando que el trampolín deberá operar satisfactoriamente no solo para el caudal de diseño, sino también para las descargas de menor magnitud que ocurrirán durante la

mayor parte de la vida útil de la presa, se adopta un trampolín sumergido liso.

Para la estructura terminal se adopta un trampolín sumergido liso como el de la Figura 3.6 A, siguiendo el procedimiento de diseño propuesto por USBR (1987).

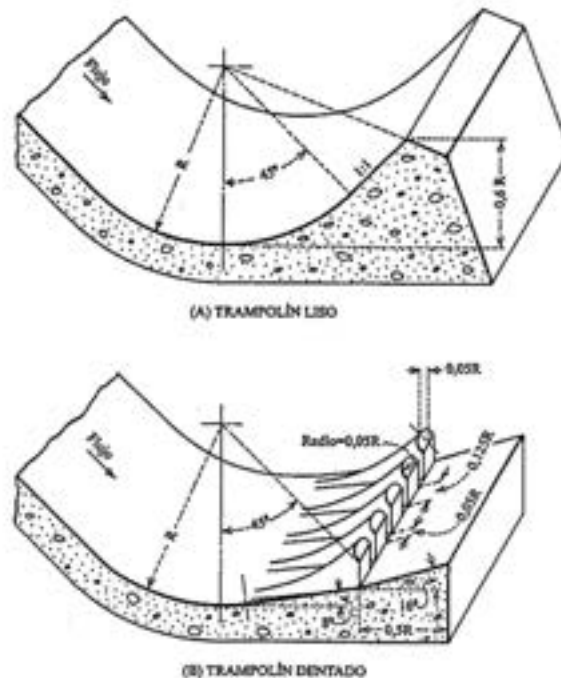


Figura 3.6: Trampolín sumergido. Obtenido de USBR (1987)

El cálculo hidráulico se realiza considerando tres caudales de descarga, asociados a los períodos de retorno TR 100, TR 1000 y TR 10000, obtenidos a partir de las simulaciones en el modelo hidrodinámico. En todos los casos se conserva un mismo ancho de vertedero, igual a $b = 30$ m.

El principal parámetro de diseño de la estructura terminal es el radio mínimo del trampolín, el cual debe ser suficiente para que la disipación de energía se produzca íntegramente dentro de la estructura. Dicho radio se determina mediante los ábacos propuestos por USBR (1987), utilizando las condiciones hidráulicas correspondientes a cada uno de los caudales de descarga analizados.

Para la utilización de los ábacos es necesario conocer el número de Froude en la sección de descarga. Una vez determinado este parámetro, el radio mínimo se obtiene en función del tirante de descarga y de la carga de velocidad del flujo. A continuación, se presentan los cálculos necesarios para la determinación de estos parámetros.

En primer lugar, se calcula el gasto unitario como:

$$q = \frac{Q}{b} \quad (3.7)$$

A partir de los resultados del modelo hidrodinámico se obtiene la carga sobre el vertedero.

La carga total para cada caudal se calcula como la diferencia entre ambas elevaciones:

$$H_k = \text{Elevación del vaso} - \text{Elevación del río} \quad (3.8)$$

Despreciando pérdidas, se asume que la carga de velocidad en la sección de descarga es igual a la carga total:

$$h_{vt} = H_k \quad (3.9)$$

Con esto, se calcula la velocidad del flujo en la sección de descarga:

$$V_t = \sqrt{2gh_{vt}} \quad (3.10)$$

Luego, se determina el tirante en la sección de descarga como:

$$d_t = \frac{q}{V_t} \quad (3.11)$$

Para cada descarga se calcula el Número de Froude correspondiente y la energía específica del flujo:

$$Fr = \frac{V_t}{\sqrt{gL}} \quad (3.12)$$

$$E = d_t + h_{vt} \quad (3.13)$$

A partir de estos resultados se construyen la Tabla 3.5 y Tabla 3.6 donde se resumen los datos para cada una de las descargas.

Tabla 3.5: Parámetros hidráulicos de descarga para el diseño de estructura terminal del cimacio

Parámetro	Q (m ³ /s)	b (m)	q (m ² /s)	H_e (m)	C	Elev. vaso (m)
TR 10000	395.5	30	13.18	3.25	2.25	110.25
TR 1000	285.03	30	9.50	2.66	2.19	109.66
TR 100	186.2	30	6.21	2.05	2.11	109.05

Tabla 3.6: Parámetros hidráulicos en la sección de descarga para el diseño de estructura terminal del cimacio

Parámetro	Elev. río (m)	H_k (m)	h_{vt} (m)	V_t (m/s)	d_t (m)	Fr	E (m)
TR 10000	102.3	7.9	7.9	12.45	1.06	3.87	8.97
TR 1000	102.1	7.6	7.6	12.17	0.78	4.40	8.34
TR 100	101.8	7.2	7.2	11.89	0.52	5.26	7.73

Para la determinación del radio del trampolín, se calcula en primer lugar el radio mínimo, utilizando la descarga correspondiente a TR 10000. En función del número de Froude obtenido, se ingresa al ábaco de la Figura 3.7 de USBR, 1987 y se obtiene la relación adimensional de la Ecuación 3.14 a partir de la cual se despeja el valor de R .

$$\frac{R}{d_t + h_{vt}} \quad (3.14)$$

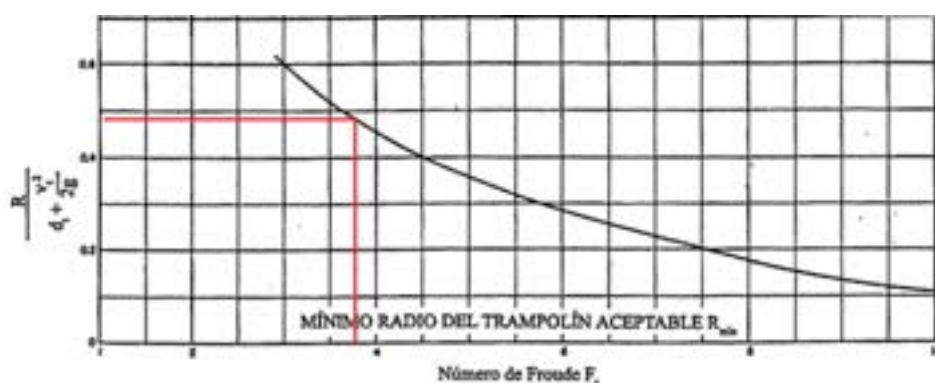


Figura 3.7: Radio de estructura terminal. Obtenido de (USBR, 1987)

Posteriormente, se determinan el tirante mínimo y el tirante máximo mediante el uso de los ábacos de la Figura 3.8 y Figura 3.9, y se calcula el tirante promedio.

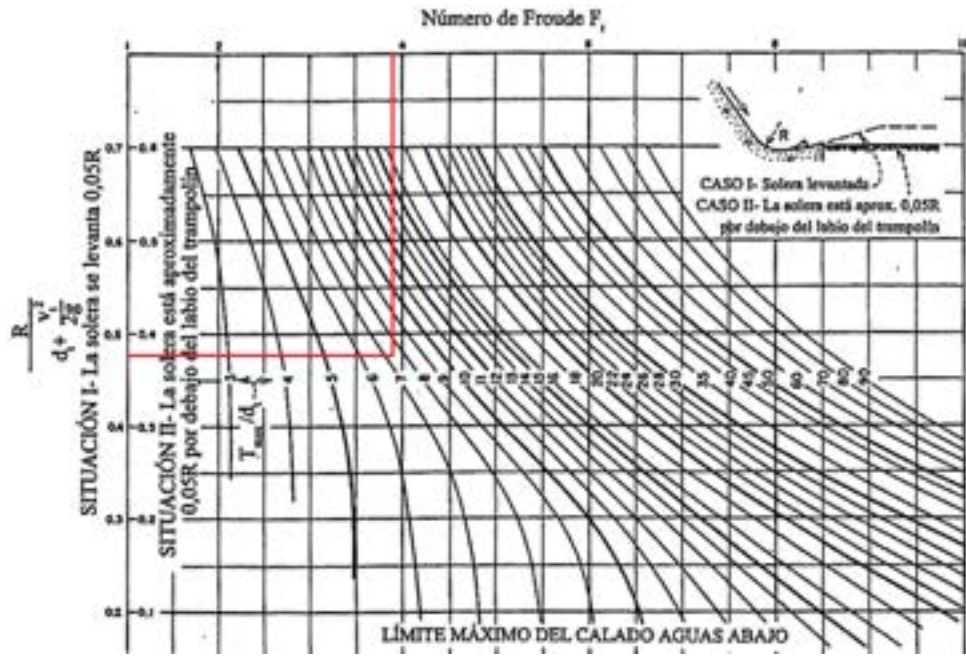


Figura 3.8: Tirante máximo de estructura terminal. Obtenido de (USBR, 1987).

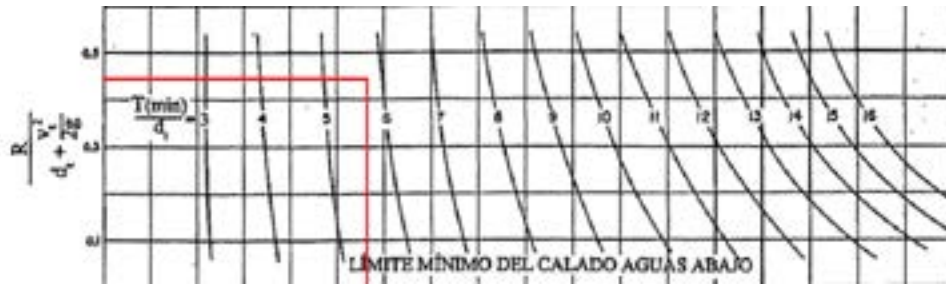


Figura 3.9: Tirante mínimo de estructura terminal. Obtenido de (USBR, 1987).

Estas magnitudes se obtienen como:

$$T_{min} = x_{abaco,min} \cdot d_t \quad (3.15)$$

$$T_{max} = x_{abaco,max} \cdot d_t \quad (3.16)$$

Ecuaciones también obtenidas de USBR, 1987.

La cota del fondo del trampolín se determina a partir de la elevación del río y el tirante promedio:

$$\text{Elevación del fondo del trampolín} = \text{Elevación del río} - T_{prom} \quad (3.17)$$

Finalmente, una vez definido el radio, el procedimiento se repite para los restantes caudales, con el objetivo de verificar la validez del diseño para todas las condiciones consideradas.

Para TR 10.000, la Ecuación 3.14 resulta en 0,47 y el radio mínimo en 4,22 m. Se considera caso I para T_{max} , que corresponde a la solera levantada respecto al terreno, ya que la estructura terminal estará bajo la cota de terreno y ocupará espacio de la fundación. Con esto, se tiene que:

$$T_{max} = 7,5 \cdot d_t = 7,94 \text{ m}$$

$$T_{min} = 5,8 \cdot d_t = 6,14 \text{ m}$$

El tirante promedio $T_{prom} = 7,04 \text{ m}$. La elevación del fondo para el trampolín es 95,3 m. Se verifica que el resto de configuraciones cumple el radio mínimo, y esto se observa en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7: Verificación del radio mínimo del trampolín sumergido

Parámetro	TR 10.000	TR 1000	TR 100
Valor ábaco $\left(\frac{R}{d_t + h_{vt}}\right)$	0.47	0.40	0.34
Radio mínimo R (m)	4.22	3.34	2.63
Caso (según solera)	I	I	I
Valor ábaco para T_{max}	7.5	7.8	8.8
T_{max} (m)	7.90	6.09	4.59
Valor ábaco para T_{min}	5.8	6.9	8.0
T_{min} (m)	6.14	5.39	4.18
T_{prom} (m)	7.04	5.74	4.39
Elevación fondo trampolín (m)	95.3	96.4	97.5

Se observa que los radios obtenidos para las condiciones correspondientes a TR1000 y TR100 resultan menores que el radio mínimo adoptado para la condición de diseño. En consecuencia, y considerando además criterios constructivos, se define un radio final de $R = 5 \text{ m}$, el cual resulta adecuado para todas las situaciones analizadas.

Se destaca que el trampolín sumergido se desarrolla desde el punto más profundo, con una inclinación de 45° tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Finalmente, la geometría obtenida debe acoplarse adecuadamente con el cimacio y con la estructura terminal.

3.2.1. Unión cimacio - estructura terminal

En la Figura 3.10 se resumen los resultados del cálculo realizado para el cimacio junto con la estructura terminal. Esto también puede observarse en la lámina L06.

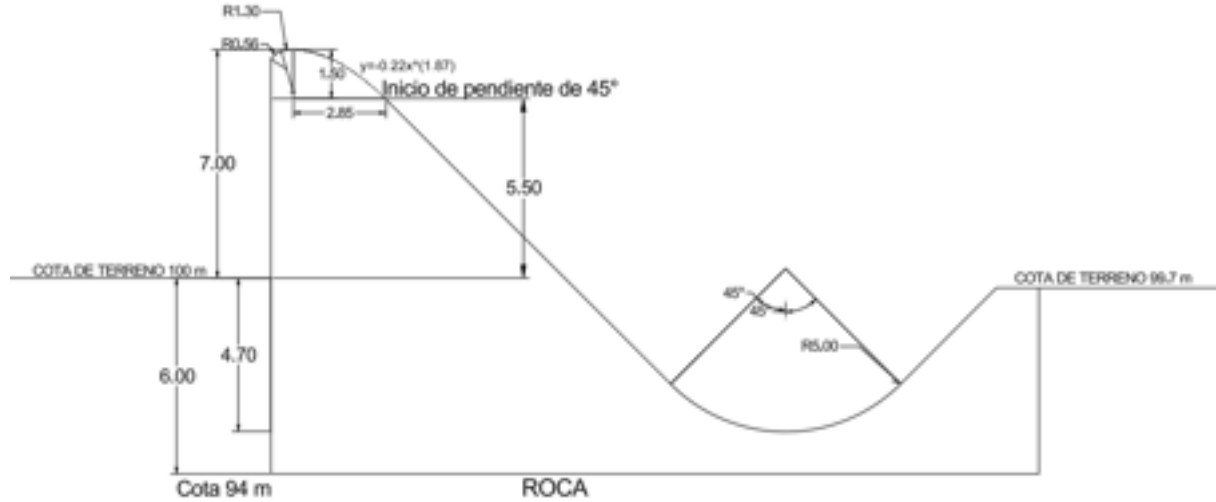


Figura 3.10: Esquema del cimacio y estructura terminal

Para la unión del cimacio con la estructura terminal, utilizando el radio obtenido y la elevación del fondo del trampolín, se prolonga la geometría hasta alcanzar una inclinación de 45° aguas arriba, continuando luego con la pendiente generada por dicho ángulo, la cual corresponde a 1. A continuación, a partir de la ecuación del cimacio obtenida en la Ecuación 3.6, se deriva para obtener dy/dx y se iguala este valor a la pendiente requerida por la estructura terminal (1).

$$\frac{dy}{dx} = 1 = 0,41x^{0,87} \quad (3.18)$$

De esta ecuación se obtiene el valor de x correspondiente al punto de unión, resultando $x_{union} = 2,8$ m. Luego, utilizando este valor en la Ecuación 3.6, se determina la coordenada y del punto de unión:

$$y_{union} = 0,22 \cdot x_{union}^{1,87} = 1,5 \text{ m} \quad (3.19)$$

Finalmente, desde la cresta del cimacio, en el punto definido por $x = 2,8$ m e $y = 1,5$ m, el perfil continúa con una pendiente igual a 1.

3.2.2. Bombeo de agua de estructura terminal

Se prevé la implementación de un sistema de bombeo para el agua que permanece estancada en el cuenco durante los períodos en que el aliviadero no se encuentra vertiendo. El objetivo es circular agua hacia el cuenco para favorecer su aireación, evitando el deterioro de la calidad del agua asociado al estancamiento y asegurar condiciones mínimas para la flora y fauna. Asimismo, esta medida contribuye a prevenir la proliferación de vectores vinculados a la presencia de agua estancada.

3.3. Fundación del cimacio

La fundación del cimacio se apoya sobre un macizo rocoso cuya calidad fue evaluada mediante el índice RQD y ensayos de permeabilidad tipo Lugeon. Se identificó una primera capa de 6 m de espesor con RQD igual a 0, prevista para su remoción, mientras que la roca subyacente presenta un RQD de 22, correspondiente a una roca de muy baja calidad. Asimismo, los ensayos Lugeon realizados en la zona del cimacio indican un valor de 4,2 unidades Lugeon y una permeabilidad equivalente de ($K_{eq} = 6 \times 10^{-7}$ m/s), concluyéndose que el macizo es permeable.

En función de estas características, se propone mejorar la fundación mediante inyecciones de cemento utilizando el método GIN (*Grouting Intensity Number*), el cual emplea una única mezcla de lechada y controla el proceso mediante el producto entre la presión de inyección y el volumen inyectado por metro de perforación. Este método permite limitar el volumen absorbido en fisuras de gran apertura y aplicar mayores presiones en discontinuidades más finas, reduciendo el riesgo de hidrofracturamiento.

Los criterios de diseño y las características del tratamiento mediante inyecciones se desarrollarán con mayor detalle en el capítulo de *Consideraciones constructivas* del Tomo III.

3.4. Canal de acceso a estructura de control

Los aliviaderos suelen iniciarse mediante un canal de aproximación cuya finalidad es conducir el flujo desde el embalse hasta la sección de control del vertedero bajo condiciones hidráulicas adecuadas (Breña & Gómez, 2005).

Las dimensiones del canal de aproximación están condicionadas principalmente por el tipo y tamaño del vertedero proyectado, así como por las características topográficas del sitio. Desde el punto de vista hidráulico, el canal debe diseñarse para que las velocidades, sean

bajas, de modo que no produzcan erosión ni afecten la estabilidad de los taludes de la presa, recomendándose valores inferiores a 3 m/s (Arreguín Cortés & Alcocer Yamanaka, 2011). Además, las pérdidas de energía deben ser pequeñas para conservar la mayor parte de la energía disponible para el vertimiento, el ingreso del flujo al vertedero debe realizarse de forma gradual y las líneas de corriente deben llegar aproximadamente normales a la sección vertedora. (Breña & Gómez, 2005). Del mismo modo, se debe evitar la formación de zonas de aguas muertas y fenómenos tales como vórtices, ondas, remolinos o cambios bruscos en de la dirección. Por último se debe procurar que la longitud del canal sea reducida (Arreguín Cortés & Alcocer Yamanaka, 2011).

A partir de los cálculos efectuados para el diseño del cimacio correspondientes al Nivel de Avenida de Proyecto (NAP), se obtuvo una carga total sobre el vertedero de $H_0 = 2,66$ m, una velocidad de aproximación cercana a 1 m/s, un ancho de vertedero de 30 m y un tirante de aproximación de 2,61 m.

Tomando en consideración recomendaciones usuales para este tipo de vertederos y con el objetivo de asegurar una aproximación estable y tranquila del flujo, se adoptó una longitud del canal de aproximación equivalente a diez veces la carga total sobre el vertedero. En consecuencia, la longitud adoptada fue:

$$L = 10 \cdot H_0 = 26,6 \text{ m}$$

Posteriormente, el comportamiento hidráulico del canal fue verificado mediante el cálculo de las pérdidas de carga por fricción utilizando la ecuación de Manning, adoptando para el hormigón un coeficiente de rugosidad de $n = 0,014$. Como resultado se obtuvo una pendiente de fricción igual a:

$$S_f = \left(\frac{V \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = 0,00007$$

y una pérdida de carga en el canal de aproximación de:

$$h_f = S_f \cdot L = 0,002 \text{ m}$$

El valor obtenido resulta muy pequeño respecto a la carga total sobre el vertedero, representando aproximadamente un 0,07% de H_0 . Por lo tanto, puede considerarse que las pérdidas de energía en el canal de aproximación son despreciables y que la longitud adoptada garantiza una adecuada llegada del flujo al cimacio.

En la parte final del canal de aproximación se adoptó un estribo con terminación redondeada, con el objetivo de reducir las altas velocidades localizadas, la generación de vórtices y minimizar la erosión sobre los muros laterales. Asimismo, dado que esta estructura se encuentra sobre la presa de materiales sueltos, se buscó que la transición hacia el embalse presentará una geometría suave, de forma de disminuir el riesgo de erosión en los materiales de la presa cuando el nivel del embalse aumente, ya que las velocidades en dicha zona pueden alcanzar valores elevados. Esta solución contempla la bidimensionalidad del flujo en esa parte de la estructura, donde hay cambios de dirección horizontal del flujo pudiendo generar procesos erosivos.

De acuerdo con las recomendaciones del USBR (1987), el radio de redondeo del estribo debe ser mayor a $0,5H_0$. Considerando una carga total sobre el vertedero de $H_0 = 2,66$ m, se obtiene un radio mínimo de:

$$R > 0,5 \cdot H_0 = 1,33 \text{ m}$$

Además de mejorar las condiciones hidráulicas de aproximación al vertedero, el redondeo del estribo permite compatibilizar la geometría del canal de acceso con la presa de materiales sueltos, logrando una transición más suave entre ambas estructuras.

Por criterios geométricos y constructivos, se adoptó finalmente un radio de redondeo de 11 m. Este valor supera ampliamente el mínimo recomendado, garantizando condiciones favorables para el flujo de aproximación y proporcionando una geometría adecuada para la implantación de la obra. En consecuencia, se considera una solución conservadora y consistente con los objetivos de diseño de la estructura. La representación gráfica de la estructura se presenta en la lámina del aliviadero, L06.

3.5. Restitución del cauce

Para evitar los efectos de socavación aguas abajo del cuenco disipador, en la transición entre este y el cauce natural, se proyecta la colocación de un enrocado de protección contra la erosión en los primeros 25 m aguas abajo del cuenco. Si bien no se encontraron recomendaciones específicas en la bibliografía respecto a la longitud de protección del cauce, se adoptó una longitud de 25 m. Este valor se definió tomando como referencia la extensión conjunta del cimacio y del cuenco disipador, de modo que la protección abarque una distancia equivalente a la ocupada por estas estructuras.

Para el dimensionado del enrocado se utiliza las ecuaciones planteadas en (CIRIA et al., 2007). Se utiliza en particular la ecuación de Maynard (1993), desarrollada por la USACE,

esta ecuación para el dimensionado de protecciones de estilo rip-rap esta basada en no permitir que se escape el material por debajo del enrocado por lo que toma en cuenta el espesor de la capa de protección.

La Ecuación 3.20 constituye la ecuación de Maynord utilizada para hallar el diámetro nominal del enrocado.

$$D_{50} = (f_g)^{0,32} S_f C_{st} C_v C_T h \left(\frac{1}{\sqrt{\Delta}} \frac{U}{\sqrt{k_{sl} g h}} \right)^{2,5} \quad (3.20)$$

Donde:

- D_{50} = Diámetro nominal
- f_g = Graduación de la protección
- S_f = Factor de seguridad
- C_{st} = Coeficiente de estabilidad
- C_v = Coeficiente de distribución de la velocidad
- C_T = Coeficiente de espesor de la protección
- h = Profundidad de agua en la restitución
- Δ = Densidad relativa del enrocado
- U = Velocidad de flujo en la restitución
- k_{sl} = Factor de talud

El valor de h se obtiene utilizando el modelo hidrodinámico, se obtiene el tirante en una sección a 50 m aguas abajo de la presa, utilizando la pendiente del cauce natural, considerando una sección trapezoidal de 30 m de base y taludes 1V:2H y con las ecuaciones de flujo gradualmente variado se obtiene el tirante en la sección de la restitución aguas abajo del cuenco disipador.

Finalmente, se obtiene un enrocado con un D_{50} de 25 cm. Este enrocado se colocará sobre el canal de sección trapezoidal con un espesor de $1,5D_{50}$ (C. CIRIA & CETMEF, 2007).

Por otro lado, al finalizar el tramo protegido de 25 m y producirse la restitución al cauce natural, se proyecta la construcción de una viga de anclaje con el fin de evitar la socavación en la transición entre el lecho natural y el enrocado. El objetivo es impedir que el enrocado se embeba como consecuencia de la erosión localizada. Si bien una socavación de pequeña magnitud no comprometería el funcionamiento de la protección, se busca minimizar su

ocurrencia. Asimismo, se propone realizar inspecciones visuales periódicas del enrocado de restitución .

3.6. Drenaje del cimacio

Las diferencias de nivel de agua entre las distintas secciones de la estructura generan presiones internas, o subpresiones, que disminuyen la fuerza normal efectiva actuante sobre la fundación y, en consecuencia, reducen la estabilidad de la estructura.

Con el objetivo de aliviar parcialmente estas presiones, la práctica habitual consiste en la incorporación de drenes (USBR, 1987).

Siguiendo las recomendaciones bibliográficas consultadas, se propone la construcción de pozos de drenaje en la cimentación. Estos consisten en perforaciones ejecutadas desde la galería de inspección de la presa.

Las características adoptadas para los drenes son las siguientes (USBR, 1987):

- Diámetro de perforación: 3 pulgadas
- Profundidad: 6 m
- Profundidad relativa: 46,2 % de la altura total del macizo

Para estas condiciones, y considerando un espaciamiento de aproximadamente 3 m entre perforaciones, la bibliografía establece que la subpresión en la línea de drenaje puede estimarse como:

$$H_d = H_{aa} + \frac{H_{AA} - H_{aa}}{3}$$

donde:

- H_d es la carga piezométrica en la línea de drenes
- H_{AA} es el nivel de agua aguas arriba
- H_{aa} es el nivel de agua aguas abajo

La bibliografía utilizada recomienda un espaciamiento de 3 m entre drenes. A su vez, las recomendaciones españolas sugieren complementar los pozos de drenaje mediante drenes ubicados en las juntas del macizo (SPANCOLD – Spanish Committee on Large Dams, 2012).

Se dejará a cargo de la dirección de obra el cumplimiento de este criterio de ser necesario.

La ubicación de los drenes estará acoplada con la ubicación de la galería de inspección ya que el drenaje se realizará en dicha sección. Este elemento se diseña en la Subsección 3.7. Puede verse el resultado de este diseño en la Figura 3.11.

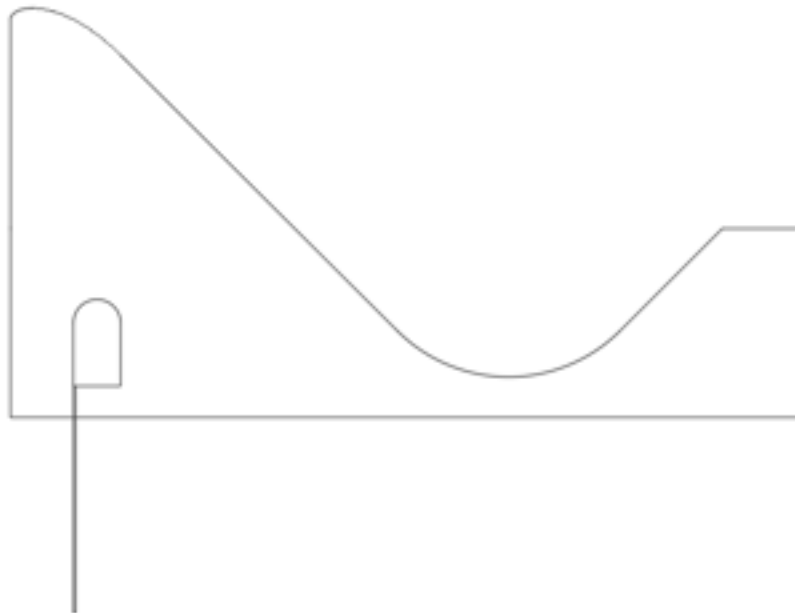


Figura 3.11: Esquema del drenaje de la galería de inspección

3.7. Galerías de Inspección

El objetivo principal de la galería según SPANCOLD (2003) es permitir un adecuado drenaje del cimiento de la presa, reduciendo las subpresiones actuantes sobre la base de la estructura. Asimismo, las galerías facilitan las tareas de inspección y control, tanto mediante observación visual como mediante instrumentación, incluyendo péndulos y piezómetros. Además, colaboran en la disipación del calor de fraguado y permiten establecer un pasaje entre ambas márgenes del cimacio.

Las galerías deben poseer dimensiones suficientes en ancho y altura para permitir el acceso a los equipos instalados en su interior, posibilitando su accionamiento, revisión y mantenimiento. Del mismo modo, deben permitir la circulación de personas y el transporte de los elementos que deban colocarse dentro de ellas. Si existen conducciones dentro de la galería, como las correspondientes al bombeo del agua extraída, deberá preverse espacio suficiente para las tareas de montaje y desmontaje.

Desde el punto de vista constructivo, la ejecución de galerías genera cierto retraso en la construcción, debido a que su hormigonado debe realizarse entre tongadas (cerca de la cimentación cada tongada mide 1 metro y lejos de la cimentación cada tongada mide 1.5 metros (SPANCOLD, 1999)), por lo tanto es sencillo hacer coincidir la base de la galería

con una junta de tongada. Además, las galerías deben disponerse próximas al cimientto, por lo tanto, el piso de la galería será colocado a 1 metro sobre la fundación.

Generalmente se ubican cerca del paramento de aguas arriba, manteniendo una distancia comprendida entre 2 y 4 m, con el objetivo de evitar tensiones o gradientes hidráulicos excesivos en el hormigón comprendido entre la galería y el paramento.

Respecto a su forma estructural, la sección ovalada presenta el comportamiento más favorable, aunque resulta compleja constructivamente y poco funcional. Por este motivo, habitualmente se adopta una sección rectangular rematada superiormente con un semicírculo que conforma un arco de descarga. Asimismo, a la hora de desarrollar el proyecto estructural del macizo de hormigón se dispondrá armadura alrededor de la galería con el objetivo de evitar fisuración y absorber tensiones de tracción. Se considera que dicho estudio no se encuentra dentro del alcance del presente proyecto.

La geometría adoptada corresponderá a la dimensión mínima recomendada por la guía española, consistente en una sección rectangular de 2,5 m $\times$ 1,5 m rematada superiormente por un semicírculo que conforma el arco, con su base a 1 metro de la cimentación y a 2 metros de el paramento aguas arriba del cimacio.

En dicha galería de inspección se realizarán mediciones de desplazamientos horizontales, giros respecto al eje horizontal, filtraciones y subpresiones. Estas mediciones tendrán como objetivo evaluar la estabilidad del cimacio y controlar el comportamiento de las filtraciones en la estructura y su cimentación. Este aspecto se presenta en detalle en la sección *Auscultación* del Tomo III.

A modo ilustrativo, se presenta la forma y ubicación de la galería de inspección en la Figura 3.12.

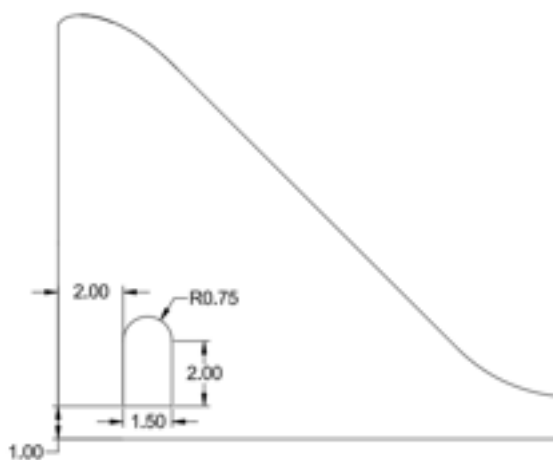


Figura 3.12: Esquema de la galería de inspección

3.8. Estabilidad del Macizo de Hormigón

Resulta necesario analizar la estabilidad del macizo de hormigón correspondiente al vertedero.

El análisis de estabilidad de este tipo de estructuras constituye un problema complejo que requiere estudios específicos y un nivel de detalle que excede el alcance del presente proyecto. En esta sección se desarrolla una evaluación preliminar, basada en hipótesis simplificadas, con el objetivo de verificar la viabilidad de la configuración adoptada.

A partir de la geometría proyectada del cimacio, se verifica la estabilidad de la estructura frente a los modos de falla por vuelco y deslizamiento.

Las acciones consideradas sobre el macizo incluyen el peso propio de la estructura, los empujes del suelo y del agua tanto aguas arriba como aguas abajo, y las subpresiones desarrolladas bajo la fundación. Asimismo, se considera la resistencia al deslizamiento movilizada en la interfaz entre la estructura y el terreno de fundación.

Para distintos escenarios de interés se plantean distintas combinaciones de carga, a partir de las cuales se evalúa la estabilidad de la obra.

Se consideran tres casos de análisis, diferenciados únicamente por las condiciones hidráulicas actuantes sobre el vertedero:

- Caso 1: nivel de agua aguas arriba coincidente con la cota de vertido y nivel de agua aguas abajo coincidente con la cota del terreno natural, considerando el cuenco disipador vacío.
- Caso 2: nivel de agua aguas arriba correspondiente al Nivel de Avenida de Proyecto (NAP) y nivel de agua aguas abajo igual al tirante medio calculado para el período de retorno de proyecto en el diseño del cuenco disipador.
- Caso 3: nivel de agua aguas arriba correspondiente al Nivel de Avenida Extrema (NAE) y nivel de agua aguas abajo igual al tirante medio calculado para el evento extremo considerado en el diseño del cuenco disipador.

Para cada uno de los casos se evalúan los factores de seguridad correspondientes mediante el equilibrio entre las acciones estabilizantes y desestabilizantes actuantes sobre el macizo (Arreguín Cortés & Alcocer Yamanaka, 2011).

3.8.1. Generalidades

Se considera que el cuenco disipador estará fundado sobre roca fisurada, ubicada aproximadamente a 6 m de profundidad respecto a la cota de terreno natural. La estructura se proyecta en hormigón en masa y se adopta para el suelo circundante un material arenoso tipo SC.

Para el análisis se consideran las siguientes propiedades geotécnicas del terreno, que surgen de la caracterización geotécnicas.

- Cohesión: $c = 6 \text{ kPa}$
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 26,7^\circ$
- Peso específico saturado del suelo: $\gamma_s = 26,41 \text{ kN/m}^3$

Estos valores son obtenidos de los ensayos de laboratorio proporcionados para la zona y se explica cada uno en la Sección 7.

Asimismo, se adopta un peso específico del agua de:

$$\gamma_w = 9,8 \text{ kN/m}^3$$

y un peso específico del hormigón en masa de:

$$\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$$

Con estos parámetros se procede al análisis de estabilidad del macizo de hormigón frente a las distintas solicitaciones consideradas.

3.8.2. Factores de seguridad

El análisis de estabilidad consiste en la determinación de los factores de seguridad frente al deslizamiento y al vuelco de la estructura para los distintos escenarios de carga considerados.

Deslizamiento

Para el estudio de la estabilidad frente al deslizamiento se adoptan los factores de seguridad recomendados en USBR, 1987, bibliografía tomada como referencia por Arreguín Cortés y Alcocer Yamanaka, 2011. El USBR establece los siguientes valores mínimos de seguridad:

- Combinaciones de carga normales. Caso 1: $FS = 3$

- Combinaciones de carga excepcionales. Caso 2: $FS = 2$
- Combinaciones de carga extremas. Caso 3: $FS = 1$

Vuelco

Para el análisis de estabilidad frente al vuelco se toma como referencia la bibliografía presentada en (Novak et al., 2010).

La referencia consultada establece que un factor de seguridad frente al vuelco mayor a 1,25 puede considerarse aceptable. Sin embargo, se recomienda adoptar valores superiores a 1,5 para estructuras hidráulicas de gravedad.

Se procede entonces al análisis de los distintos escenarios planteados, siguiendo procedimientos de cálculo y criterios de estabilidad recomendados para estructuras de gravedad en obras hidráulicas.

3.8.3. Caso 1: NMN

En este caso se considera un nivel de agua aguas arriba coincidente con la cota de vertido y un nivel de agua aguas abajo coincidente con la cota de terreno natural, considerando además el cuenco disipador vacío. Tanto la cota de terreno como la cota de roca se adoptan iguales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Las acciones consideradas para esta situación pueden verse en la Figura 3.13. Estas corresponden al empuje activo y pasivo del suelo (Eas y Eps respectivamente), al empuje hidrostático del agua tanto aguas arriba como aguas abajo (Eaw y Epw), al peso propio de la estructura (WH), a las subpresiones desarrolladas bajo la fundación del cimacio (U) y a la tensión tangencial en la interfaz entre el suelo de fundación y la estructura (T).

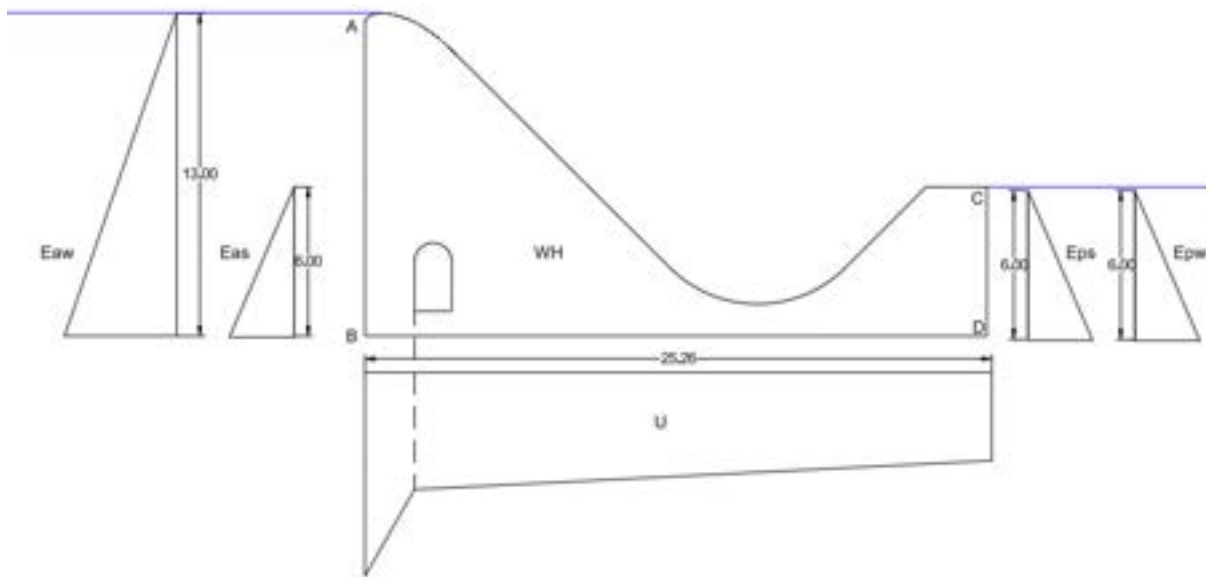


Figura 3.13: Caso 1 de estabilidad del cimacio: NMN Aguas arriba del cimacio.

3.8.4. Peso propio de la estructura

La estructura de hormigón en masa presenta una geometría irregular. Con el objetivo de simplificar los cálculos de estabilidad, se divide la sección en cuatro partes diferenciadas. La estructura dividida puede verse en la Figura 3.14.

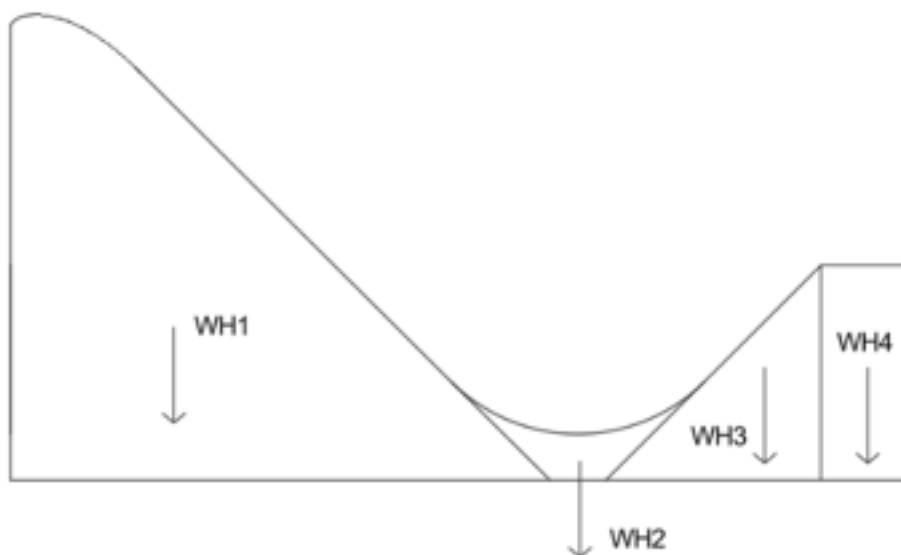


Figura 3.14: Separación para el cálculo del peso propio en la estabilidad del cimacio de la estructura de hormigón

Las partes denominadas WH1 y WH3 se aproximan mediante geometrías triangulares, WH2 presenta simetría axial y WH4 corresponde a una geometría rectangular. Considerando estas

simplificaciones, se determina para cada sector el peso propio actuante y su correspondiente brazo de momento.

Las áreas asociadas a cada una de las partes se obtienen a partir de las geometrías definidas con herramientas gráficas. Posteriormente, utilizando el peso específico del hormigón en masa, se calculan las fuerzas verticales actuantes y los momentos resistentes generados por cada sector de la estructura.

Los momentos se calculan respecto a la esquina inferior derecha de la estructura. Los valores obtenidos para fuerzas y momentos se presentan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Valores resultantes de fuerza y momento del peso propio del cimacio para la estabilidad del cimacio

Zona	Área (m^2)	Brazo de par (m)		Fuerza(kN)	Momento (kNm)
		x	y		
WH1	110,42	18,6	-	2594,9	48264,6
WH2	4,77	7,8	-	112,1	874,3
WH3	18	3	-	423,0	1269,0
WH4	6	0,5	-	141,0	70,5

Estos valores permanecen constantes para todos los casos de estudio considerados.

3.8.5. Subpresiones

La presencia de drenes modifica la distribución de subpresiones bajo la estructura, generando una geometría más compleja que la correspondiente al caso sin drenaje. La subpresión disminuye en la zona de drenes por el efecto de alivio que los mismos generan. Ésto puede verse en la Subsección 3.6

Con un criterio similar al adoptado para el cálculo del peso propio del macizo, la distribución de subpresiones se divide en áreas independientes, de modo de facilitar la determinación de las fuerzas resultantes y de sus respectivos brazos de acción.

La división de las áreas consideradas para el cálculo de subpresiones puede observarse en la Figura 3.15.

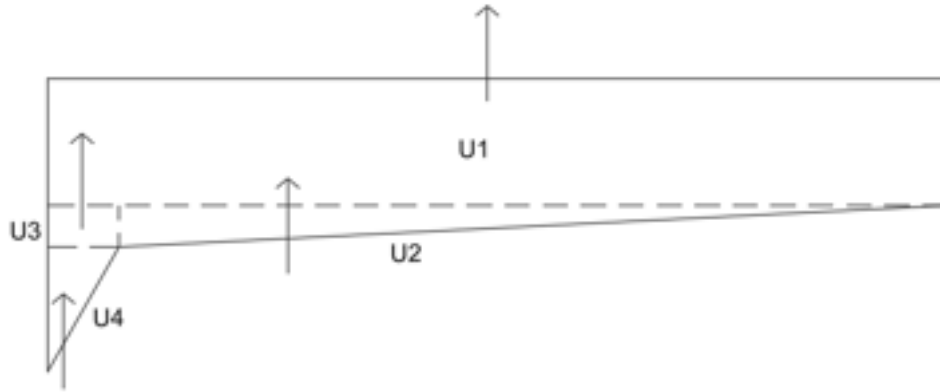


Figura 3.15: Separación para el cálculo de las subpresiones

Se observa que las subpresiones U1 y U3 presentan una distribución rectangular, por lo que sus fuerzas resultantes actúan en el centro geométrico de sus respectivas bases. Por otro lado, las subpresiones U2 y U4 presentan una distribución triangular, por lo que sus resultantes se ubican a dos tercios de la longitud de la base medidos desde el punto de vuelco, correspondiente a la esquina inferior derecha de la estructura.

Esta distribución se mantiene para todos los casos analizados, variando únicamente los valores de las subpresiones consideradas en función de las condiciones hidráulicas correspondientes a cada escenario.

Es importante destacar que la hipótesis adoptada resulta conservadora, ya que no considera el alivio de presiones que proporcionará la junta constructiva prevista en el punto más bajo del trampolín. La presencia de esta junta contribuirá a reducir aún más las subpresiones bajo el aliviadero. No obstante, dicho efecto beneficioso se desprecia en el presente análisis, manteniendo así un criterio de diseño del lado de la seguridad.

3.8.6. Empuje del suelo

Para determinar el empuje generado por el suelo se adopta la teoría de Rankine para presiones laterales de tierras, la cual relaciona las tensiones horizontales y verticales mediante coeficientes de empuje dependientes de la condición considerada, activa o pasiva, y del ángulo de fricción interna del suelo.

Los coeficientes de empuje se calculan mediante las expresiones:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

donde:

- K_a es el coeficiente de empuje activo
- K_p es el coeficiente de empuje pasivo
- ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

A partir de estos coeficientes y de las tensiones verticales determinadas en los puntos de interés, se obtienen las distribuciones de presión actuantes sobre la estructura para cada lado del vertedero. Las tensiones verticales y horizontales se relacionan mediante los coeficientes de empuje activo y pasivo de Rankine y la cohesión del suelo según las expresiones:

$$\sigma_{h,a} = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma_{h,p} = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$$

donde:

- $\sigma_{h,a}$ es la tensión horizontal activa
- $\sigma_{h,p}$ es la tensión horizontal pasiva
- σ_v es la tensión vertical
- K_a es el coeficiente de empuje activo
- K_p es el coeficiente de empuje pasivo
- c es la cohesión del suelo

Los valores de las tensiones para el caso 1 pueden verse en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Tensiones aguas arriba y aguas abajo del aliviadero.

Punto	σ_v (kPa)	u (kPa)		ka	kp	σ_h (kPa)
A	0,0	0,0	0,0	0,16	6,29	0,0
B	158,5	127,4	31,1	0,16	6,29	0,2
C	0,00	0,0	0,0	0,16	6,29	0,0
D	158,5	58,8	99,7	0,16	6,29	631,7

A partir de estas tensiones se determinan las distribuciones triangulares de presión y las fuerzas resultantes actuantes sobre el macizo. Las mismas pueden verse en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10: Fuerzas sobre el cimacio para el caso 1 de estudio (NMN)

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (desde inferior derecho)		Momento
			x	y	
V	WH1	2594,9	18,6	-	48264,6
V	WH2	112,1	7,8	-	874,3
V	WH3	423,0	3,0	-	1269,0
V	WH4	141,0	0,5	-	70,5
H	Eas1	0,5	-	2	0,9
H	Eaw	828,1	-	4,3	3588,4
H	Eps2	3004,2	-	2	6008,5
H	EPw	176,4	-	2	352,8
V	U1	1384,7	11,8	-	16305,3
V	U2	246,4	14,4	-	3539,8
V	U3	45,7	22,6	-	1031,3
V	U4	45,7	22,9	-	1046,5
H	T	1262,2	-	-	-

3.8.7. Estabilidad frente al deslizamiento

Para evaluar la seguridad frente al deslizamiento se compara la suma de las fuerzas resistentes horizontales, correspondientes a la resistencia tangencial movilizada en la base de la estructura y a los empujes pasivos del suelo y del agua, con las fuerzas desestabilizantes asociadas a los empujes activos del suelo y del agua.

Para este caso se obtiene un factor de seguridad frente al deslizamiento de 5,36, valor que supera ampliamente el mínimo recomendado (3) en las referencias utilizadas .

3.8.8. Estabilidad frente al vuelco

Para evaluar la seguridad frente al vuelco se comparan los momentos resistentes y los momentos desestabilizantes actuantes sobre la estructura.

Los momentos resistentes corresponden principalmente al peso propio del macizo y a los empujes pasivos actuantes sobre la estructura, mientras que los momentos desestabilizantes se asocian a los empujes activos y a las subpresiones desarrolladas bajo la fundación.

A partir de este análisis se obtiene un factor de seguridad frente al vuelco de 2,23 mayor al mínimo recomendado (1,5).

3.8.9. Caso 2: NAP

En este caso se considera un nivel de agua aguas arriba coincidente con el NAP y un nivel de agua aguas abajo correspondiente al tirante calculado en la sección dedicada al diseño del cuenco disipador.

Las acciones consideradas para esta situación pueden observarse en la Figura 3.16. La metodología de cálculo empleada para determinar las fuerzas actuantes y sus respectivos brazos de acción es análoga a la presentada para el Caso 1.

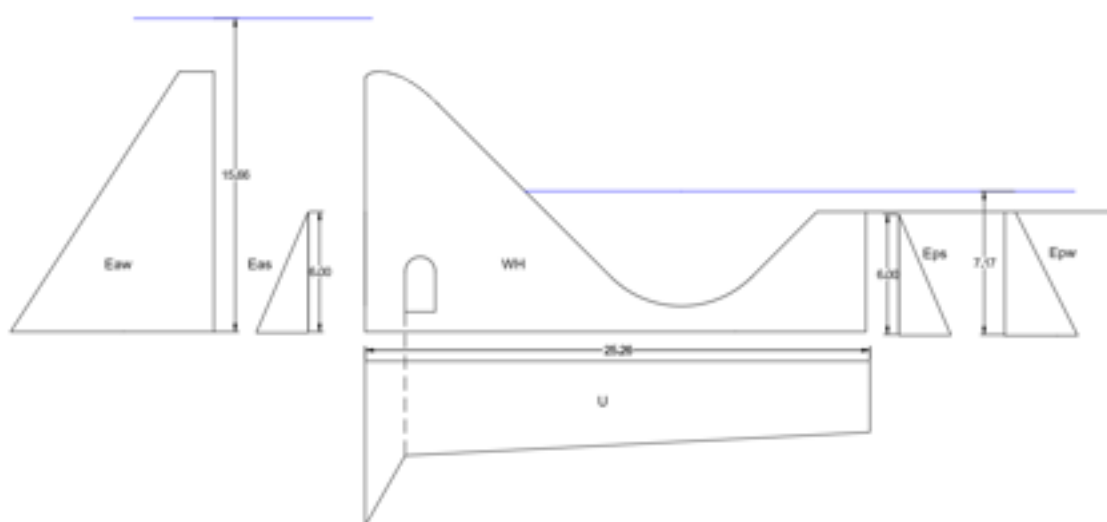


Figura 3.16: Caso 2 de estabilidad del cimacio: NAP Aguas arriba del cimacio.

Los valores obtenidos para las fuerzas y momentos correspondientes a este escenario se presentan en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11: Fuerzas sobre el cimacio en el caso 2 de estudio ((NAP))

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (abajo_{der})		Momento
			x	y	
V	WH1	2594,9	18,6	-	48264,6
V	WH2	112,1	7,8	-	874,3
V	WH3	423,0	3,0	-	1269,0
V	WH4	141,0	0,5	-	70,5
V	Ww1	545,4	7,8	-	4253,9
V	Ww2	20,9	0,5	-	10,4
H	Eas1	-12,0	-	2	-23,9
H	Eaw1	828,1	-	4,33	3588,4
H	Eaw2	338,9	-	6,50	2202,7
H	Eps2	3004,2	-	2	6008,5
H	EPw	176,4	-	2	352,8
H	Epw2	68,8		3	206,4
V	U1	1654,8	11,8	-	19484,8
V	U2	298,8	14,4	-	4293,2
V	U3	55,5	22,6	-	1250,8
V	U4	55,5	22,9	-	1269,3
H	T	1441,7	-	-	-

Para este caso se obtiene un factor de seguridad frente al deslizamiento de 4,0 y un factor de seguridad frente al vuelco de 1,91, ambos superiores a los mínimos recomendados para este tipo de estructuras (2 y 1,5 respectivamente).

3.8.10. Caso 3: NAE

En este caso se considera un nivel de agua aguas arriba coincidente con el Nivel de Avenida Extrema (NAE) y un nivel de agua aguas abajo correspondiente al tirante calculado en la sección dedicada al diseño del cuenco disipador.

Las acciones consideradas para esta situación pueden observarse en la Figura 3.17.

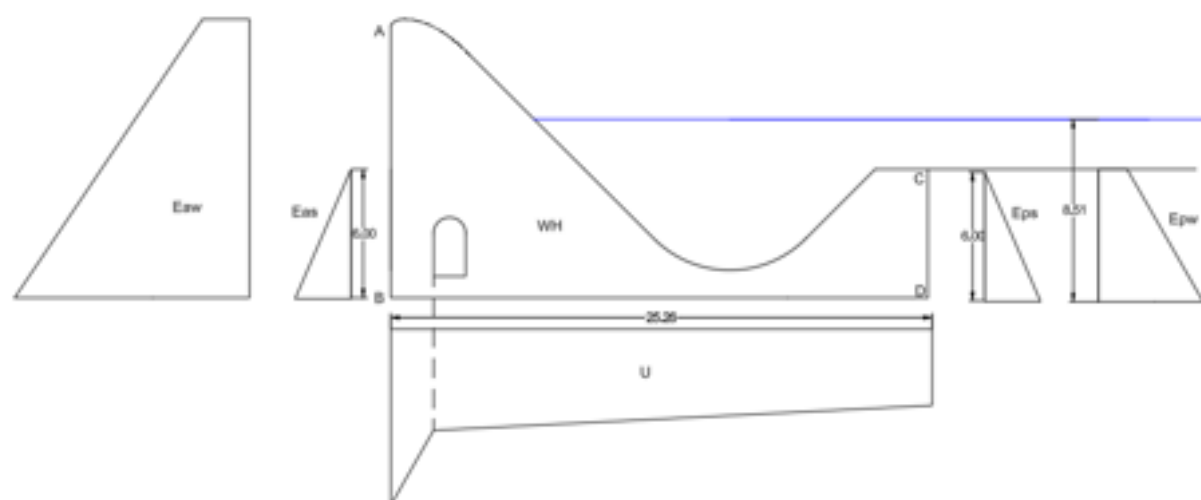


Figura 3.17: Caso 3 de estabilidad del cimacio: NAE Aguas arriba del cimacio.

Los valores obtenidos para las fuerzas y momentos correspondientes a este escenario se presentan en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12: Fuerzas sobre el cimacio en el caso 3 de estudio (NAE)

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (desde inferior derecho)		Momento
			x	y	
V	WH1	2594,9	18,6	-	48264,6
V	WH2	112,1	7,8	-	874,3
V	WH3	423,0	3,0	-	1269,0
V	WH4	141,0	0,5	-	70,5
V	Ww1	761,2	7,8	-	5937,1
V	Ww2	5,3	0,3	-	1,8
H	Eas1	-14,7	-	2	-29,5
H	Eaw1	828,1	-	4,3	3588,4
H	Eaw2	414,0	-	6,5	2691,3
H	Eps2	3004,2	-	2	6008,5
H	EPw1	176,4	-	2	352,8
H	Epw2	147,6	-	3	442,8
V	U1	1964,0	11,8	-	23126,4
V	U2	272,4	14,4	-	3914,0
V	U3	50,6	22,6	-	1140,3
V	U4	50,6	22,9	-	1157,2
H	T	1383,4	-	-	-

Para este caso se obtiene un factor de seguridad frente al deslizamiento de 3,84 y un factor de seguridad frente al vuelco de 1,78, ambos superiores a los mínimos recomendados para este tipo de estructuras (1 y 1,5 respectivamente).

En la Tabla 3.13 se presenta un resumen de los factores de seguridad obtenidos para cada caso analizado, junto con los valores mínimos recomendados por la bibliografía de referencia.

Tabla 3.13: Factores de seguridad obtenidos para los distintos casos analizados para la estabilidad del cimacio

Caso	Verificación	FS obtenido	FS recomendado
Caso 1	Deslizamiento	5,4	3,0
	Vuelco	2,2	1,5
Caso 2	Deslizamiento	4,0	2,0
	Vuelco	1,9	1,5
Caso 3	Deslizamiento	3,8	1,0
	Vuelco	1,8	1,5

Los resultados obtenidos indican que, para todos los escenarios analizados, los factores de seguridad calculados superan los valores mínimos recomendados por la bibliografía consultada.

La condición más desfavorable corresponde a la verificación frente al vuelco en el Caso 3. Sin embargo, el factor de seguridad obtenido continúa siendo superior al mínimo recomendado, por lo que se considera que el macizo presenta condiciones adecuadas de estabilidad frente a las solicitaciones analizadas.

3.9. Muros de contención

Los muros de contención cumplen con la función de mantener el terreno estable fuera de la estructura del cimacio.

Para verificar la estabilidad de estos elementos se emplea una metodología análoga a la utilizada para el análisis del macizo de hormigón. Se consideran tres estados de carga representativos:

- **Caso 1:** nivel de agua aguas arriba correspondiente al NMN, sin vertido.
- **Caso 2:** nivel de agua aguas arriba correspondiente al NAP y nivel de agua aguas abajo respectivo.
- **Caso 3:** nivel de agua aguas arriba correspondiente al NAE y nivel de agua aguas abajo respectivo.

El análisis de estabilidad se realiza sobre una sección transversal del muro, considerando la dirección en la que las acciones hidráulicas pueden inducir el vuelco o el deslizamiento,

es decir, desde aguas arriba hacia aguas abajo. En la dirección opuesta, las acciones ejercidas por el terreno y por el propio macizo de hormigón actúan de forma favorable a la estabilidad, por lo que no constituyen la condición crítica de diseño.

Los factores de seguridad adoptados son los mismos que los considerados para el macizo de hormigón. Para la verificación frente al deslizamiento se consideran:

- Cargas normales: $FS = 3$.
- Cargas excepcionales: $FS = 2$.
- Cargas extremas: $FS = 1$.

Para la verificación frente al vuelco se adopta un factor de seguridad mínimo de 1,5, de acuerdo con lo indicado por Novak et al. (2010).

En el análisis se consideran las mismas acciones actuantes utilizadas para el macizo de hormigón, incluyendo el peso propio de la estructura, las subpresiones y los empujes hidrostáticos activo y pasivo del agua y del suelo.

Para el cálculo del peso propio, el muro de contención se divide en tres figuras simples: dos rectángulos y un triángulo, dicha distribución puede verse en la Figura 3.18. Las áreas correspondientes a cada una de estas partes se obtienen a partir de la geometría desarrollada en una herramienta gráfica. Posteriormente, utilizando el peso específico del hormigón en masa, se calculan las fuerzas verticales actuantes y los momentos resistentes generados por cada sector del muro. Los momentos se determinan respecto a la esquina inferior derecha de la estructura. En la Tabla 3.14 se tienen las fuerzas y momentos obtenidos para cada una de las partes.

Tabla 3.14: Fuerzas verticales y momentos actuantes sobre el muro de contención

Dirección	Área (m ²)	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (<i>abajo</i> _{der})		Momento (kN·m)
				x (m)	y (m)	
V	—	WH1	10766,5	47,2	—	508179,9
V	—	WH2	6034,8	23,0	—	138800,4
V	—	WH3	2256,0	26,9	—	60686,4
V	—	WH4	2750,9	5,5	—	15129,7

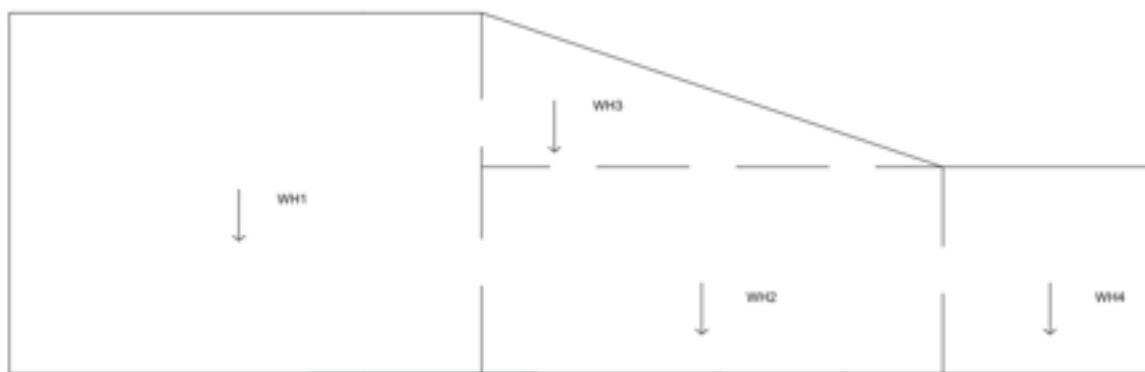


Figura 3.18: Separación del muro de contención para el cálculo del peso propio de la estructura de hormigón

En cuanto a las subpresiones, para cada caso se consideran dos componentes. La primera corresponde a una distribución rectangular asociada al nivel de agua aguas abajo del muro, mientras que la segunda corresponde a una distribución triangular vinculada a la diferencia de niveles entre ambos lados del muro. El valor de estas acciones varía en cada caso analizado, ya que depende de la presión de poros u , la cual está directamente relacionada con los niveles de agua considerados. De forma análoga, los empujes activos y pasivos del suelo también presentan variaciones entre los distintos casos de estudio.

Por lo tanto, en las secciones siguientes se desarrolla el análisis correspondiente a cada uno de los casos considerados. En ellas se presentan las tensiones existentes aguas arriba y aguas abajo del muro de contención, así como las fuerzas actuantes sobre la estructura para cada condición analizada.

Se destaca que, en todos los casos, los puntos considerados corresponden a las siguientes ubicaciones:

- Punto A: punto superior del muro de contención ubicado aguas arriba.
- Punto B: punto inferior del muro de contención ubicado aguas arriba.
- Punto C: punto superior del muro de contención ubicado aguas abajo.
- Punto D: punto inferior del muro de contención ubicado aguas abajo.

3.9.1. Caso 1: NMN

Se presenta en la Figura 3.19 el caso de estudio para la estabilidad del muro de contención bajo la condición NMN y en la Tabla 3.15 los valores de tensiones y empujes considerados para el mismo.

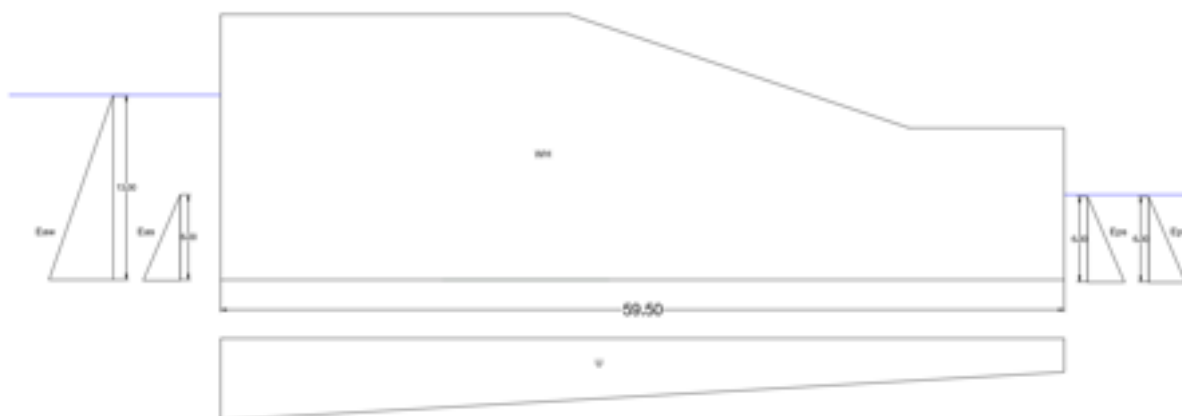


Figura 3.19: Caso 1 de estabilidad del muro de contención (NMN)

Tabla 3.15: Tensiones y empujes considerados para el Caso 1 de estabilidad del muro de contención (NMN)

Punto	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	K_a	K_p	σ_h (kPa)
A	0	0	0	0,16	6,29	0
B	158,5	127,4	31,1	0,16	6,29	0,2
C	0	0	0	0,16	6,29	0
D	158,5	58,8	99,7	0,16	6,29	631,7

Los valores calculados para las fuerzas son los presentes en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Fuerzas actuantes sobre el muro de contención para el Caso 1 (NMN)

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (abajo _{der})		Momento (kN·m)
			x	y	
V	WH1	10766,5	47,2	—	508179,9
V	WH2	6034,8	23,0	—	138800,4
V	WH3	2256,0	26,9	—	60686,4
V	WH4	2750,9	5,5	—	15129,7
H	Eas	0,5	—	2,0	0,9
H	Eaw	828,1	—	4,3	3588,4
H	Eps	1895,0	—	2,0	3790,1
H	EPw	176,4	—	2,0	352,8
V	U1	3498,6	29,7	—	104083,4
V	U2	2040,8	39,7	—	80940,1
H	T	13074,5	—	—	—

Finalmente los factores de seguridad obtenidos son $FS_{vuelco}=18.28$ y $FS_{deslizamiento}=3.77$, resultando ambos superiores a los propuestos por bibliografía, la comparación puede verse en la Tabla 3.17.

Tabla 3.17: Verificación de la estabilidad del muro de contención para el caso 1 (NMN)

Verificación	Valor obtenido	Valor mínimo
Deslizamiento	3.77	3.00
Vuelco	18.28	1.50

3.9.2. Caso 2: NAP

En este caso se considera un nivel de agua aguas arriba coincidente con el Nivel de Avenida de Proyecto (NAP) y un nivel de agua aguas abajo correspondiente al tirante calculado en la sección dedicada al diseño del cuenco disipador.

Las acciones consideradas para esta situación pueden observarse en la Figura 3.20. La metodología de cálculo empleada para determinar las fuerzas actuantes y sus respectivos brazos de acción es análoga a la presentada para el Caso 1.

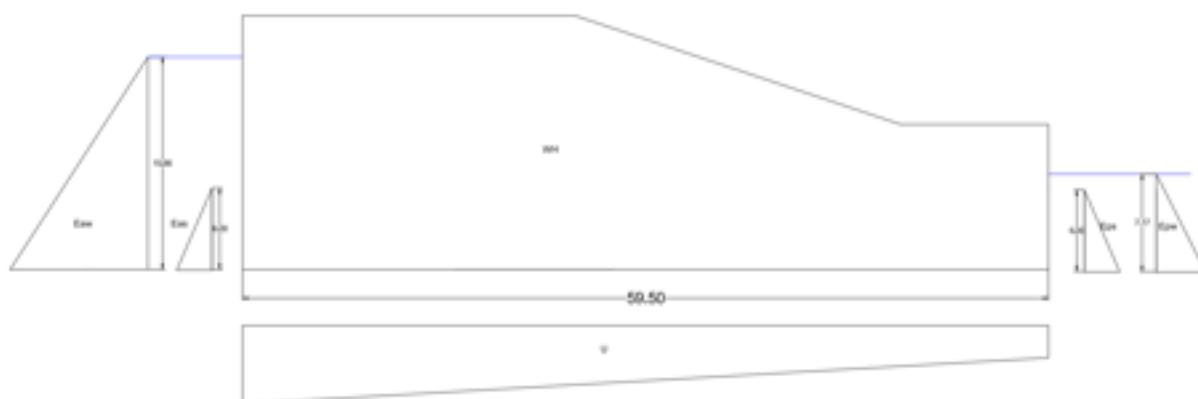


Figura 3.20: Caso 2 de estabilidad del muro de contención (NAP)

Los valores obtenidos para las fuerzas y momentos correspondientes a este escenario se presentan en la Tabla 3.18.

Tabla 3.18: Fuerzas actuantes sobre el muro de contención para el caso 2 (NAP)

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (<i>abajo_{der}</i>)		Momento (kN·m)
			x	y	
V	WH1	10766,5	47,2	–	508179,9
V	WH2	6034,8	23,0	–	138800,4
V	WH3	2256,0	26,9	–	60686,4
V	WH4	2750,9	5,5	–	15129,7
H	Eas	-12,0	–	2,0	-23,9
H	Eaw	1201,6	–	4,3	5207,2
H	Eps	1678,7	–	2,0	3357,5
H	EPw	251,9	–	2,0	503,8
V	U1	4180,8	29,7	–	124379,6
V	U2	2475,3	39,7	–	98168,8
H	T	12181,2	–	–	–

Para la condición analizada se obtiene un factor de seguridad frente al deslizamiento de 10,24 y un factor de seguridad frente al vuelco de 3,12. Ambos valores resultan superiores a los mínimos recomendados para este tipo de estructuras, la comparación puede verse en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19: Verificación de la estabilidad del muro de contención para el caso 2 (NAP)

Verificación	Valor obtenido	Valor mínimo
Deslizamiento	10.24	2.00
Vuelco	3.12	1.50

3.9.3. Caso 3: NAE

En este caso se considera un nivel de agua aguas arriba coincidente con el Nivel de Avenida Extrema (NAE) y un nivel de agua aguas abajo correspondiente al tirante calculado en la sección dedicada al diseño del cuenco disipador.

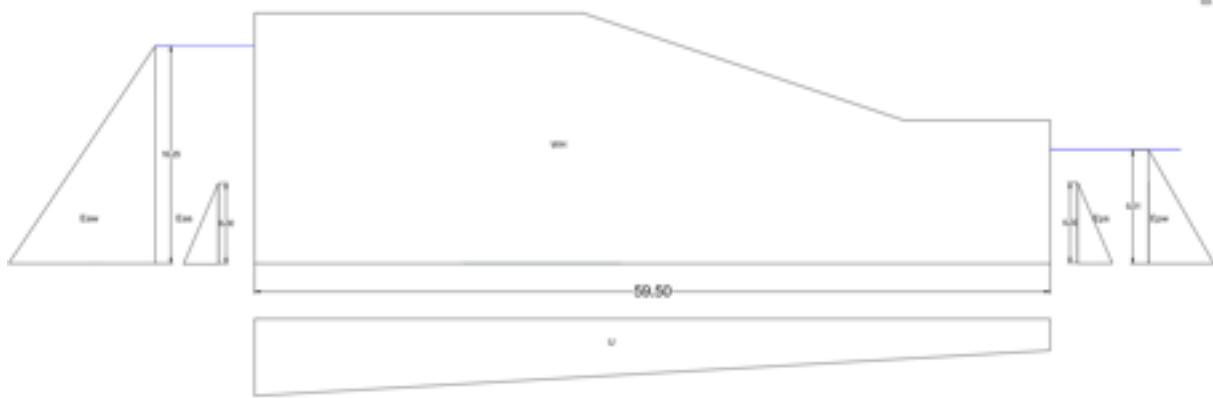


Figura 3.21: Caso 3 de estabilidad del muro de contención (NAE)

Las acciones consideradas para esta situación pueden observarse en la Figura 3.21.

Los valores obtenidos para las fuerzas y momentos correspondientes a este escenario se presentan en la Tabla 3.20.

Tabla 3.20: Fuerzas actuantes sobre el muro de contención para el caso 3 (NAE)

Dirección	Fuerza	Valor (kN)	Brazo (<i>abajo_{der}</i>)		Momento (kN·m)
			x	y	
V	WH1	10766,5	47,2	—	508179,9
V	WH2	6034,8	23,0	—	138800,4
V	WH3	2256,0	26,9	—	60686,4
V	WH4	2750,9	5,5	—	15129,7
H	Eas	-14,7	—	2,0	-29,5
H	Eaw	1293,9	—	4,3	5606,9
H	Eps	1431,0	—	2,0	2862,0
H	EPw	354,9	—	2,0	709,7
V	U1	4962,2	29,7	—	147624,9
V	U2	2256,6	39,7	—	89496,6
H	T	11731,0	—	—	—

Para este caso se obtiene un factor de seguridad frente al deslizamiento de 9.07 y un factor de seguridad frente al vuelco de 2.99, ambos superiores a los mínimos recomendados para este tipo de estructuras.

En la Tabla 3.21 se presenta un resumen de los factores de seguridad obtenidos para cada caso analizado, junto con los valores mínimos recomendados por la bibliografía de

referencia.

Tabla 3.21: Factores de seguridad obtenidos para los distintos casos analizados en la estabilidad del muro de contención

Caso	Verificación	FS obtenido	FS recomendado
Caso 1	Deslizamiento	18.28	3,0
	Vuelco	3.77	1,5
Caso 2	Deslizamiento	10.24	2,0
	Vuelco	3.12	1,5
Caso 3	Deslizamiento	9.07	1,0
	Vuelco	2.99	1,5

Los resultados obtenidos indican que, para todos los escenarios analizados, los factores de seguridad calculados superan ampliamente los valores mínimos recomendados por la bibliografía consultada.

3.10. Zona de alivio de emergencia de la presa del Arroyo Conventos

Los aliviaderos de emergencia están destinados a actuar únicamente en escenarios extraordinarios, brindando una protección adicional ante situaciones que exceden las condiciones previstas en el diseño. Durante la explotación normal del embalse estos no deberían funcionar.

Su función principal es impedir que el agua alcance y sobrepase la cota de coronamiento de la presa durante eventos extremos. Para evitar daños en el terraplén o en obras complementarias, la descarga de estos aliviaderos debe realizarse por un canal ubicado a una distancia adecuada de la estructura principal (USBR, 1987).

Se identifica en el sector oeste del embalse una depresión natural del terreno que puede funcionar como zona de alivio de emergencia. Esta depresión constituye una línea de puntos bajos que, al superarse un determinado nivel de embalse, permite el inicio del vertido hacia el cauce aguas abajo de la presa. La ubicación de este canal natural se muestra en la Figura 3.22.

Se propone que, cuando el nivel del embalse supere el NAE, es decir, cuando se sobrepase el límite de seguridad considerado en el diseño, el agua pueda descargarse a través de esta

zona. No obstante, no se prevé la construcción de un aliviadero de emergencia propiamente dicho, sino la utilización de este sector como una vía adicional de descarga inicial antes de que se produzca el sobrepasamiento de la presa.

En caso de que el monitoreo o pronóstico indique que el nivel del embalse podría alcanzar esta situación, se propone la posible excavación de un tramo inicial de canal, que funcione de forma preventiva como un canal de descarga controlado que permita dirigir el flujo hacia la trayectoria definida en la Figura 3.22. Esta excavación de canal sería realizado ante una alerta de riesgo de sobrepasamiento. De igual forma se recomienda la excavación de la zona final, buscando minimizar los riesgos potenciales sobre el Aeropuerto de Melo.

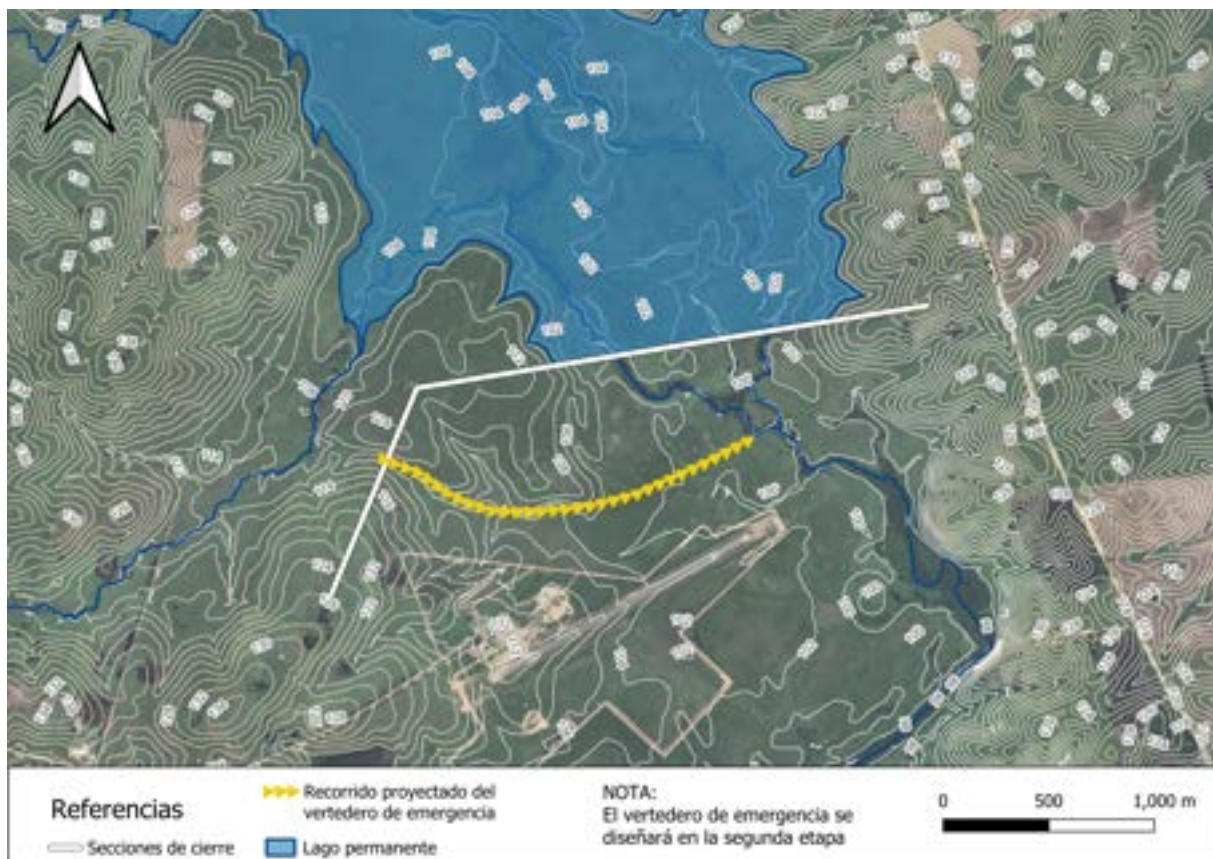


Figura 3.22: Traza del canal natural identificado para la presa del Arroyo Conventos

A partir del análisis topográfico, se observa que el inicio del vertido se produce a partir de la cota 110,9 m. La ubicación de dicho canal natural puede verse en la Figura 3.23.



Figura 3.23: Comienzo del vertido para cota 110.9 m

3.11. Camino de acceso

Se prevé que la presa cuente con accesos por ambas márgenes, dado que no se proyecta la construcción de un puente sobre el aliviadero. En la Figura 3.24 se presenta un esquema preliminar de los caminos de acceso propuestos, que permiten llegar al aliviadero desde ambas márgenes. En color verde se indican los caminos existentes, mientras que en rojo se muestran los nuevos tramos que deberán construirse. Parte de este nuevo trazado coincide con el camino sobre la cota de coronamiento de la presa.



Figura 3.24: Posible camino proyectado para la presa del Arroyo Conventos

Asimismo, se propone un camino que permita la circulación entre ambas márgenes durante períodos de caudales bajos.

4. Descargador de fondo y obras complementarias

El descargador de fondo se dimensiona con el objetivo de permitir el pasaje del caudal ambiental crítico, correspondiente al período de estiaje. Dicho caudal fue determinado en el Tomo I, resultando en un valor de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ para ambas presas.

Si bien el diseño se centra en garantizar el caudal ambiental, los descargadores de fondo desempeñan asimismo otras funciones relevantes, entre ellas la colaboración en el cierre del desvío del río, los primeros llenados del embalse y el complemento al aliviadero en el control de avenidas, así como también la limpieza de sedimentos y el vaciado del embalse.

A su vez, se proyecta la obra de toma y la estructura de disipación de energía a la salida del descargador. La obra de toma consta de un sistema de rejas a la entrada del descargador, seguido por dos compuertas, una próxima a de la entrada y otra a la salida. Por otra parte, la estructura de disipación de energía está destinada a disminuir las velocidades de flujo y mitigar los procesos erosivos que la descarga podría inducir en el lecho y las márgenes del arroyo.

En la Lámina L08 recoge los detalles del descargador de fondo, la obra de toma y la estructura de disipación de energía.

4.1. Descargador de fondo

Para el diseño del descargador se realizará para la presa del Arroyo Conventos, un modelo hidráulico en el software *EPA SWMM*, cuyos parámetros y configuración se detallan en los párrafos siguientes. En particular, la verificación del cumplimiento de dicha condición se realizará mediante el modelo, comparando el caudal promedio diario correspondiente al primer día de simulación con el valor de $0,97 \text{ m}^3/\text{s}$.

Antes de comenzar, se fijan ciertos parámetros en función de la geometría de la presa, como el largo, y la cota de zampeado a la entrada y salida del conducto. El descargador tendrá un largo de 80 m aproximadamente y se fijará la cota de zampeado a la entrada a +101 m, 1 m por arriba de la cota de fondo del lago, previendo un volumen muerto de 11.800 m^3 . Asimismo, la cota de zampeado a la salida se fija en +99,7 m, con lo que resulta en una pendiente de 1,63 %.

Respecto al modelo hidráulico, el descargador de fondo se representa como un conducto de hormigón de sección cuadrada que conecta al embalse, modelado como un depósito, con el nodo de salida del modelo. El embalse se modela como un depósito cuya forma sigue las curvas HAV, obtenidas en el Tomo I, con el MDT del IDEuy.

Se iteran las dimensiones de la sección, considerando la configuración a la entrada ahogada, y a la salida a superficie libre ya que se está en período de estiaje. Ambos extremos cuentan con sus respectivas pérdidas de carga localizadas. Se adopta una rugosidad de Manning de 0,015, recomendación de *Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas* (2009) mayorada un 15 %.

Las pérdidas de carga localizadas K consideradas, así como los valores utilizados en el modelo, se detallan en la Tabla 4.1, obtenidos de Miller (1990). En el Apéndice C se incorporan los ábacos empleados.

Tabla 4.1: Pérdidas de carga localizadas en el descargador de fondo

Entrada	Salida del lago / contracción	0,50
	Compuerta guillotina sección cuadrada - totalmente abierta	0,15
	Reja gruesa	0,15
	Compuerta guillotina sección cuadrada - abierta 65 %	1,50
Salida	Compuerta guillotina - totalmente abierta	0,15
	Descarga / expansión	1,00

Un conducto cuya entrada es ahogada y cuya salida es a superficie libre se comporta como una alcantarilla de tipo 2 o tipo 3 (Notas HHA, 2021). La condición que debe cumplirse en la entrada es la presentada en la Ecuación 4.1, donde (h_1) es la carga piezométrica en una sección aguas arriba de la entrada, (z) es la cota de zampeado de la entrada de la alcantarilla, y (D) es su diámetro o altura, dependiendo de si es de sección circular o prismática, respectivamente.

$$\frac{h_1 - z}{D} > 1,5 \quad (4.1)$$

Del modelo se busca obtener una sección cuadrada, con la menor dimensión entera que erogare un caudal mayor al caudal ambiental. Esto se cumple para una sección de 1,0 m de lado. En la Tabla 4.2 se presentan los datos ingresados en el modelo para los distintos elementos, siendo (K) la pérdida de carga localizada y (CZ) la cota de zampeado.

Tabla 4.2: Datos de entrada al modelo.

Emblase		Descargador	
Tipo de elemento	Tanque	Tipo de elemento	Conducto
Forma	Curvas HAV	Forma	Rectangular cerrado, 1m x 1m
Cota de fondo	+100,0	Largo	79,6 m
Nivel del lago	2,50 m	Pendiente	1,6 %
Salida		CZ Entrada	+101,0
Tipo de elemento	Desagüe	CZ Salida	+99,7
Tipo de descarga	Libre	K Entrada	0,80
Cota de fondo	+99,7	K Salida	1,15

En la Figura 4.1 se presenta la curva de descarga, siendo el caudal promedio del primer día de 2,34 m³/s. SPANCOLD (s.f.) recomienda la disposición de, al menos, dos conductos

en paralelo, a fin de garantizar la operación del sistema ante la eventual falla de uno de ellos. Asimismo, cada conducto deberá contar con un elemento de control y otro de seguridad, contemplándose además las necesidades de mantenimiento y reparación de dichos elementos. Por lo tanto se opta por colocar dos conductos de hormigón de sección cuadrada de 1,0 m x 1,0 m.

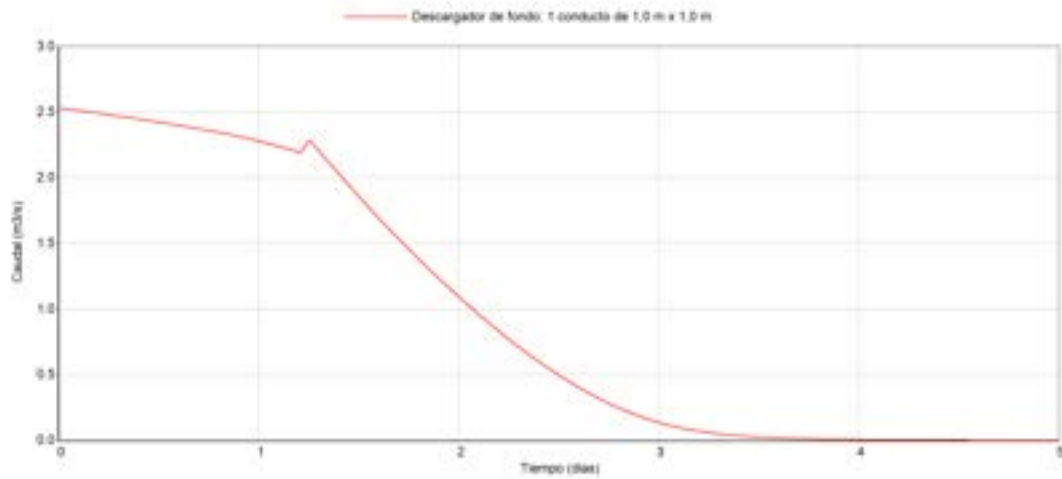


Figura 4.1: Curva de descarga para un descargador de sección cuadrada de 1,0 m de lado.

El modelo fue resuelto mediante el método de Dynamic Wave utilizando el algoritmo de sobrecarga¹ EXTRAN. La documentación técnica de SWMM indica que este algoritmo puede presentar inestabilidades numéricas durante la transición entre flujo presurizado y flujo a superficie libre (Rossman et al., 2022). Este cambio de transición se observa como una pequeña oscilación en las curvas de descarga de las distintas figuras presentadas.

Como el caudal de descarga de una compuerta es superior al requerido y la sección de los descargadores debe permitir su mantenimiento, se determina la apertura necesaria para obtener un caudal de descarga de 1,2 m³/s. Para ello, se ajusta iterativamente la apertura de la compuerta hasta alcanzar dicho caudal. Los parámetros de entrada del modelo se mantienen constantes, con excepción del nivel inicial del embalse, la altura del descargador y la pérdida de carga en la entrada, que varían en función del porcentaje de apertura.

¹Surcharge Algorithm

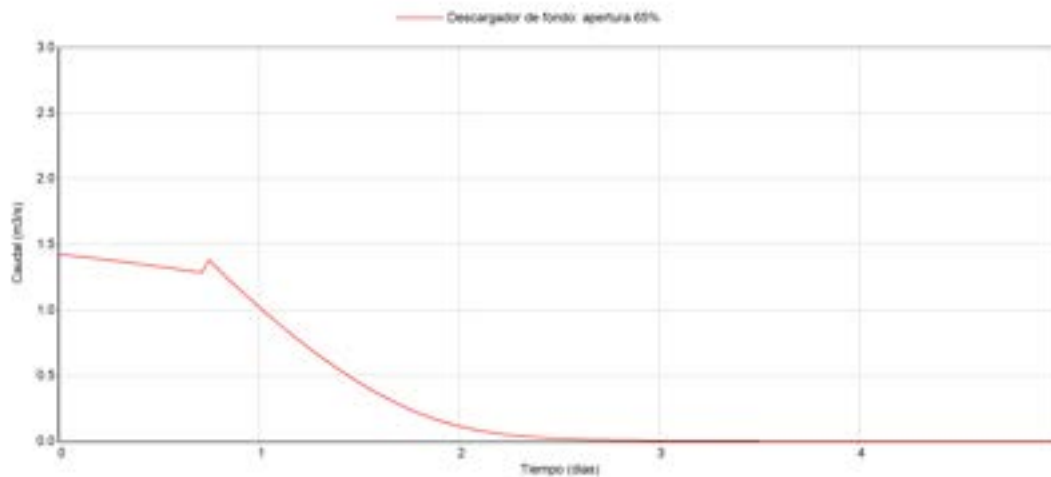


Figura 4.2: Curva de descarga para un descargador abierto un 65 %.

Se obtiene que una apertura del 65 %, equivalente a 0,65 m de altura, es la mínima para cumplir con el caudal ambiental de $0,97 \text{ m}^3/\text{s}$, al ser el caudal promedio del primer día equivale a $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$. La curva de descarga se muestra en la Figura 4.2.

Hasta este punto, el análisis se centró en la capacidad de descarga de los conductos. Para ello, el embalse fue modelado con una condición inicial de nivel idealizada, definida para garantizar el funcionamiento ahogado del conducto. A continuación, se evalúa el tiempo requerido para que los descargadores evacuen la totalidad del volumen almacenado en el embalse, para cota NMN. La verificación se realiza considerando ambos descargadores completamente abiertos (100 % de apertura). Esto se hace para, ante un pronóstico de lluvia extrema, conocer el volumen máximo que es posible liberar del embalse para laminar el evento pronosticado. En el anexo Descargador de fondo se presenta el análisis para el embalse a cota NAP y NAE.

Dado que las cota NMN no genera una descarga en el aliviadero de la presa, se mantiene la conducción de descarga libre en la salida del descargador.

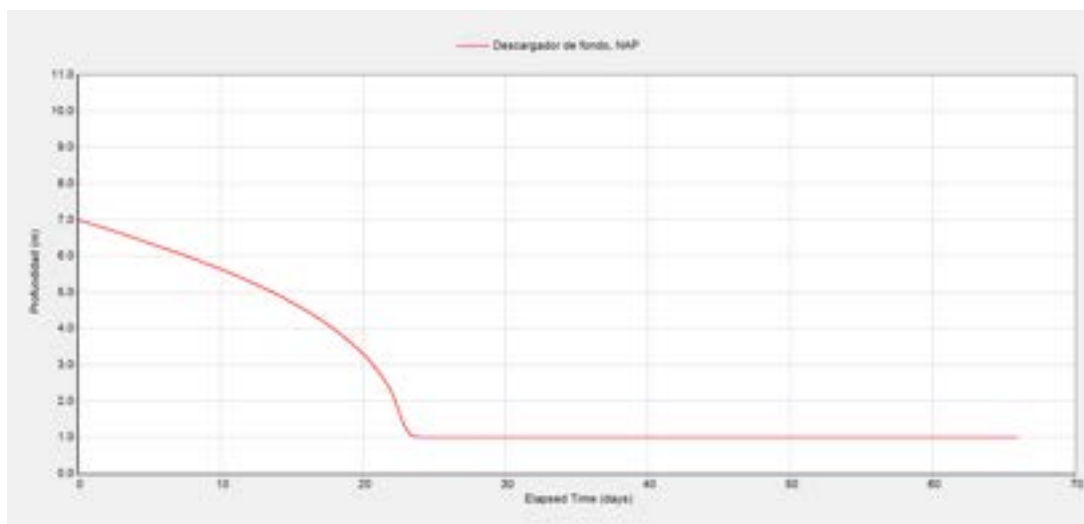


Figura 4.3: Variación de la altura en el embalse con los dos descargadores abiertos al 100 %, comenzando en cota NMN.

En la Figura 4.3 se evidencia que los descargadores vacían el embalse a cota NMN en 22 días aproximadamente, quedando éste con 1 m de profundidad, igual a la altura del volumen muerto. Asimismo, de la modelación se obtiene que el caudal de descarga máximo es de $10,4 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde a una velocidad de $5,3 \text{ m/s}$.

Como resultado del análisis realizado, se adopta un descargador de fondo conformado por dos conductos de hormigón de sección cuadrada de $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$, cada uno equipado con una compuerta guillotina como elemento de control. Esta configuración satisface la recomendación de disponer de dos conductos independientes, permitiendo la operación y el mantenimiento del sistema.

Se verifica mediante el modelo hidráulico que, con una apertura del 65 % en una de las compuertas, el caudal promedio diario descargado durante el primer día de simulación es de $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$, cumpliendo con el requerimiento de erogar un caudal ambiental mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ en promedio diario.

Asimismo, para la condición de ambos descargadores completamente abiertos y con el embalse inicialmente a cota NMN, se obtiene un tiempo de vaciado aproximado de 22 días hasta alcanzar el volumen muerto. En dicha condición, el caudal máximo descargado es de $10,4 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a una velocidad máxima de $5,3 \text{ m/s}$.

4.2. Obra de Toma

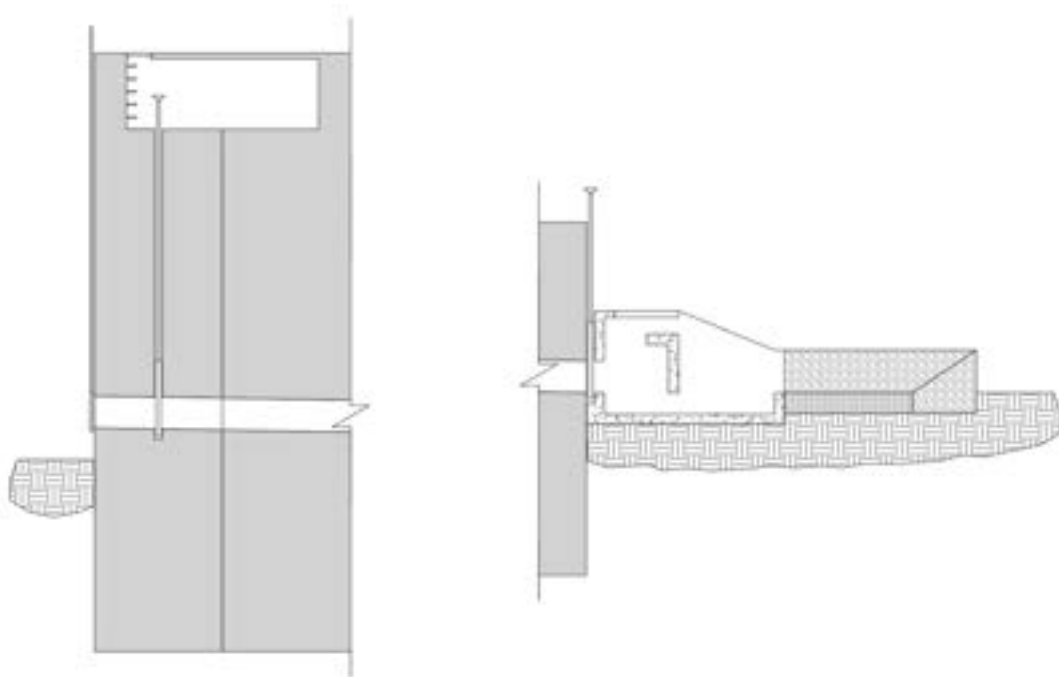


Figura 4.4: Esquema de la obra de toma del descargador con sus elementos

En la Figura 4.4 se esquematiza la obra de toma con sus elementos. En ésta se observa un sistema de rejas a la entrada del descargador, seguido por dos compuertas, una próxima a de la entrada y otra a la salida. La reja y las compuertas se detallan a continuación.

4.2.1. Compuertas

Como fue mencionado con anterioridad, se instalan dos compuertas, una a la entrada del descargador y otra a la salida. Ambas compuertas serán del tipo deslizante o Bureau, de vano rectangular, como se muestra en la Figura 4.5. Dado que SPANCOLD, s.f. no recomienda la automatización del accionamiento de las compuertas de los descargadores, se selecciona un accionamiento manual con reductor para facilitar el manejo del vástago.

La compuerta próxima de la entrada tendrá su accionamiento en una habitación dentro de la estructura del muro de contención que compone al descargador, cuya entrada será desde la cima del muro de contención.

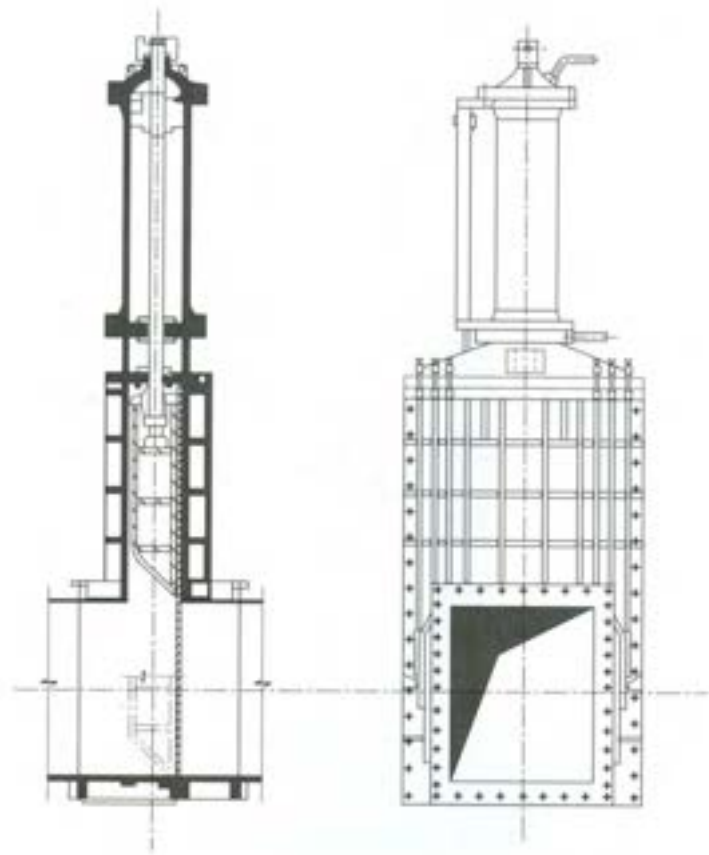


Figura 4.5: Compuerta del tipo Bureau.

4.2.2. Rejas

Las rejas tienen como objetivo garantizar la protección de los elementos de cierre del descargador, frente a la entrada de cuerpos extraños que pudiesen generar obstrucciones.

Se instala a la entrada del descargador un sistema de rejas con varillas de sección rectangular de 20 mm de espesor y separación entre barras de 150 mm.

4.3. Estructura de disipación de energía

A la salida del descargador se proyecta una estructura de disipación de energía destinada a disminuir las velocidades de flujo y mitigar los procesos erosivos que la descarga podría inducir en el lecho y las márgenes del arroyo.

De las distintas estructuras terminales disponibles, USBR, 1987 señala que las más empleadas en descargadores de fondo son los cuencos disipadores de impacto y los pozos disipadores. En particular, el cuenco disipador de impacto presenta la ventaja de que su funcionamiento no depende de las condiciones de tirante aguas abajo. Asimismo, la USBR propone un diseño estandarizado que ha mostrado un comportamiento satisfactorio para

caudales de hasta aproximadamente $11,3 \text{ m}^3/\text{s}$, presentado en la Figura 4.6.

El dimensionado de la estructura se realiza considerando la condición más crítica de operación, asociada a la descarga con el embalse a la cota NMN, que genera un caudal máximo de $10,4 \text{ m}^3/\text{s}$. Considerando que dicho caudal se encuentra dentro del rango de aplicación recomendado por la USBR para los cuencos disipadores de impacto (hasta aproximadamente $11,3 \text{ m}^3/\text{s}$), se selecciona esta alternativa para la disipación de energía a la salida del descargador.

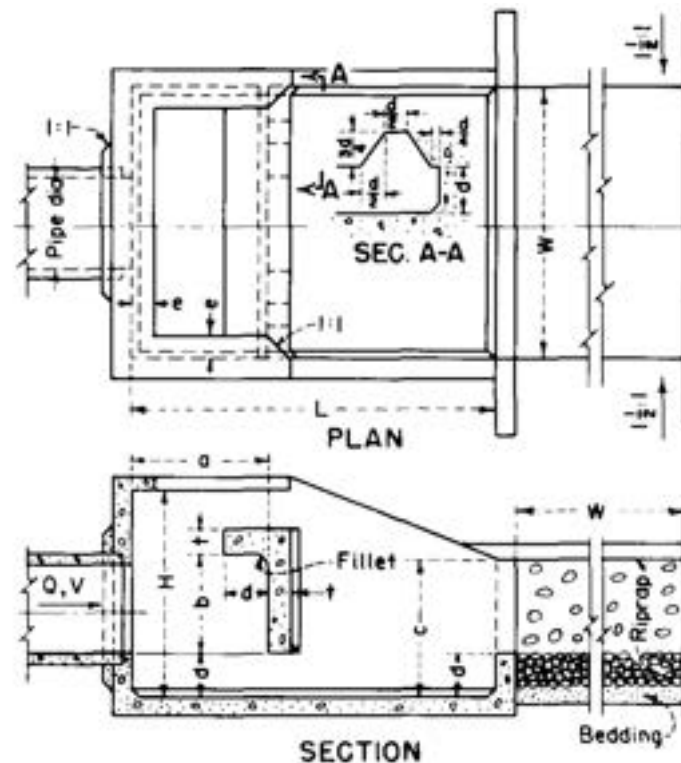


Figura 4.6: Cuenco disipador de impacto para descargador

El flujo proveniente del descargador ingresa al cuenco disipador e impacta contra un deflector vertical ubicado en la zona de entrada cerrada, generándose una fuerte disipación de energía mediante la formación de turbulencia intensa y la deflexión del chorro. Posteriormente, el flujo es evacuado hacia un canal trapezoidal protegido con enrocado, de taludes $1V:1,5H$. Este tramo final actúa como elemento de transición y amortiguación adicional, permitiendo la disipación residual de energía antes de la restitución del flujo al cauce natural del arroyo.

El diseño del cuenco disipador se realiza mediante el ábaco de la Figura 4.7. Para ello, se determina el número de Froude de entrada, (Ecuación 4.2), y se ingresa con dicho valor en el ábaco para obtener la relación adimensional (W/D) . En esta expresión, (W) es el ancho del cuenco, (V) la velocidad media del flujo, (g) la aceleración de la gravedad y (D) es la profundidad del flujo a la entrada del cuenco, equivalente a la raíz cuadrada del área

de flujo ($D = \sqrt{A}$). De estas variables, la única que falta determinar es la velocidad V , la cual se recoge de los resultados del modelo hidráulico, como la velocidad máxima del conducto, por ser dicha condición la más crítica.

$$Fr = V/\sqrt{gD} \quad (4.2)$$

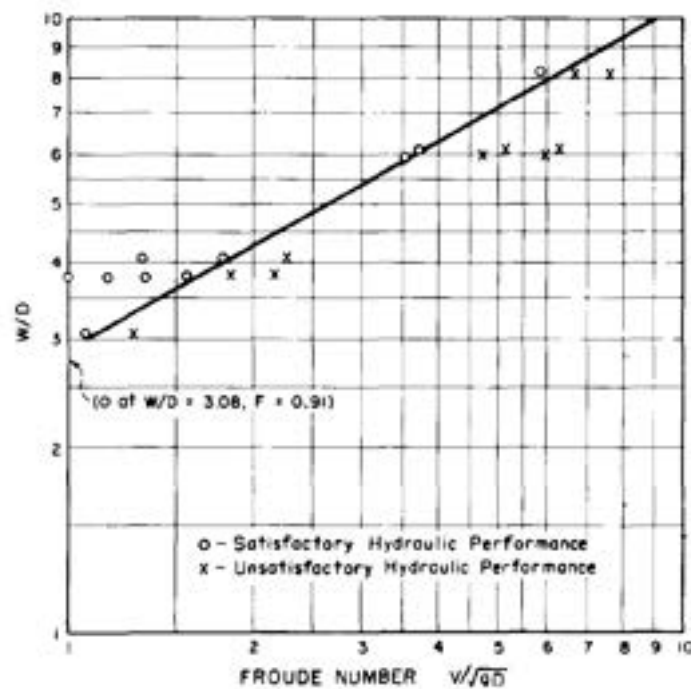


Figura 4.7: Ábaco para el cálculo del ancho del cuenco disipador de impacto.

Con la relación adimensional (W/D) obtenida del ábaco, se determina el valor de (W), a partir del cual se calculan el resto de dimensiones geométricas del cuenco, así como el diámetro del enrocado, las cuales dependen directamente de este parámetro de referencia. Los valores calculados se presentan en la Tabla 4.4, donde los parámetros relacionados al cuenco se obtienen de fórmulas brindadas por la USBR en el diseño estandarizado.

Tabla 4.3: Ecuaciones para el diseño estandarizado de un cuenco disipador de impacto del USBR, dependiente de W , ancho del cuenco.

Parámetros relacionados al cuenco, dependientes de W	
$H = 3/4 W$	$L = 4/3 W$
$a = 1/2 W$	$b = 3/8 W$
$c = 1/2 W$	$d = 1/6 W$
$e = 1/12 W$	$t = 1/12 W$
Diámetro de enrocado = $1/20 W$	

Tabla 4.4: Dimensiones del cuenco dissipador de impacto.

Parámetros relacionados al ábaco		Parámetros relacionados al cuenco	
V (m/s)	5,27	H (m)	3
A (m ²)	1	L (m)	5,3
D (m)	1	a = c (m)	2
Fr	1,68	b (m)	1,5
W/D	4	d (m)	0,67
W (m)	4	e (m) = t (m)	0,33
		Diámetro enrocado (m)	0,20

4.4. Diseño de Operatividad de Descargador

Los elementos de descarga deben ser probados antes de comenzar la explotación de la presa, y luego deben ser mantenidos de forma periódica.

Para una presa de categoría A, SPANCOLD recomienda tener personal presente los 7 días de la semana, las 24 horas del día.

4.4.1. Limpieza de Rejas

La inspección y mantenimiento de los elementos de la obra de toma, como las rejas, deben realizarse en períodos en los que el nivel del embalse sea bajo, o luego de hacer un vaciado de la estructura. Además de la limpieza, es fundamental revisar la integridad estructural de los barrotes y el estado de corrosión.

4.4.2. Regulación de Compuertas

Como se indicó en la sección anterior, las compuertas deberán estar abiertas un 65 %, como mínimo, para asegurar el caudal ambiental más desfavorable del período.

Cuando el aliviadero se encuentre en funcionamiento, las compuertas de los descargadores permanecerán cerradas bajo condiciones normales de operación. No obstante, esta condición podrá modificarse si se considera necesario incrementar la capacidad de evacuación para preservar la seguridad de la presa ante niveles elevados de embalse o caudales excepcionales.

La SPANCOLD expresa un dictamen favorable a mantener los conductos mojados para evitar los cambios entre humedad y sequedad, que produce una mayor degradación físico-

química. Esto implica cerrar el elemento de control (compuerta aguas abajo) y dejar abierto el de guarda (compuerta aguas arriba).

5. Materiales Disponibles

Se analiza la disponibilidad de materiales en las zonas de implantación de las presas a partir de los registros de los pozos ejecutados en el marco del proyecto Itacuruzú, para los cuales se dispone de perfiles litológicos. El objetivo es evaluar la disponibilidad de suelos aptos y determinar si el volumen existente es suficiente para la construcción de las presas de materiales sueltos.

Los pozos utilizados en esta sección fueron presentados en la sección *Caracterización de la zona de estudio* del Tomo I, donde también se realizó la caracterización de las formaciones geológicas presentes en el área de estudio. A partir de dicho análisis se determinó que estas formaciones presentan características litológicas similares. Asimismo, no se observa gran variabilidad en los registros de las perforaciones realizadas. En consecuencia, se considera que el suelo presenta un comportamiento homogéneo, con poca variabilidad espacial, dentro de un radio de 50 m alrededor de cada punto de muestreo.

Debido a que los espaldones de la presa se diseñan de suelo arenoso, y el núcleo de suelo arcilloso, se procede a cuantificar los volúmenes en tres grupos principales: suelos arenosos (S), suelos limosos (M) y suelos arcillosos (C).

5.1. Presa del Arroyo Conventos

En la zona de emplazamiento de la presa del Arroyo Conventos, se realizaron dos campañas de registros. Los pozos del primer registro se relacionan a través de cuatro perfiles, en función de su alineación. En la Figura 5.1 se muestran los perfiles, que se componen de los siguientes pozos:

- Perfil 1: Pozos 1 a 9
- Perfil 2: Pozo 1, 12, 13 y 16
- Perfil 3: Pozo 4, 11, 14 y 17
- Perfil 4: Pozo 9, 10, 15 y 18

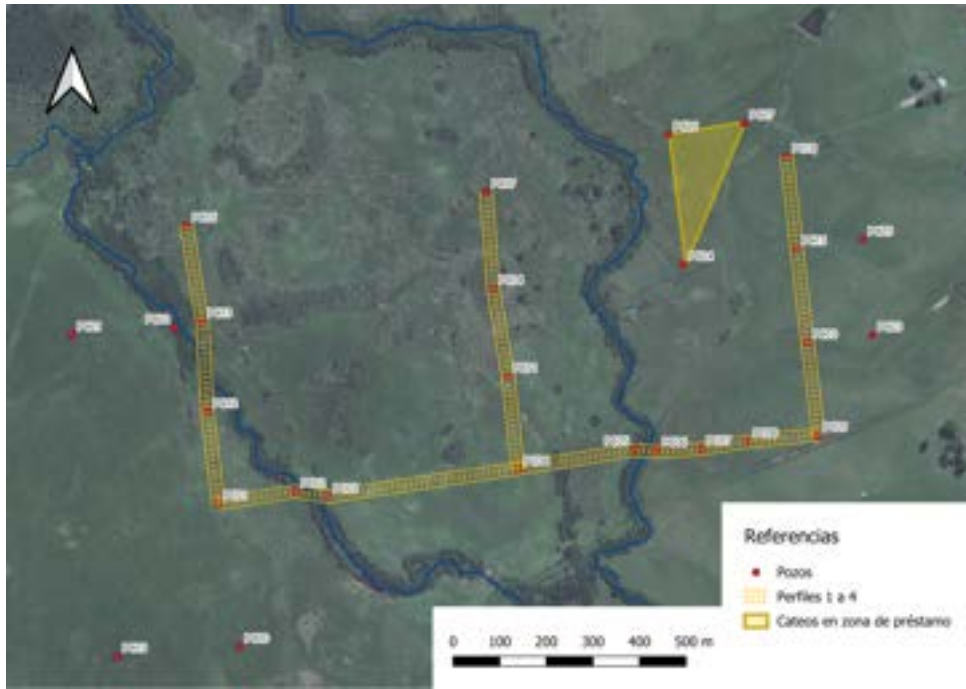


Figura 5.1: Perfiles de las dos campañas realizadas durante el proyecto Itacuruzú en el Arroyo Conventos

La cuantificación del material disponible se realizó mediante un cálculo volumétrico basado en los espesores identificados en los perfiles litológicos y en el área de influencia asignada a cada pozo. Los volúmenes disponibles para cada tipo de suelo se exponen en la Tabla 5.1.

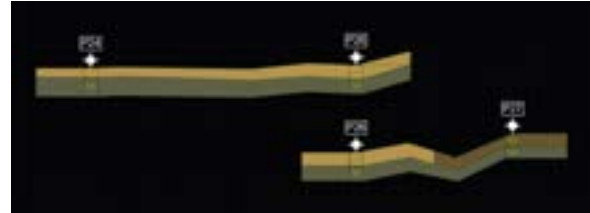
Tabla 5.1: Disponibilidad de material por perfil y tipo de suelo, en miles de m³

Tipo de suelo	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4	Total
Arenoso (S)	325,9	104,5	146,1	0,00	576,5
Limoso (M)	49,9	39,7	0,00	7,9	97,5
Arcilloso (C)	148,8	38,8	60,1	165,5	413,2

Seguidamente, se procede a calcular la disponibilidad de suelo de la zona de préstamo al Este del Arroyo Conventos, registrados en la segunda campaña de perforaciones, que incluye a los pozos 24, 26 y 27, de la Figura 5.2, en los que se observa que la variación espacial del suelo arenoso en esta zona es despreciable.



(a) Planta.



(b) Corte.

Figura 5.2: Perforaciones en la zona de préstamo oriental

De esta forma, se considera la existencia de un manto arenoso de profundidad media 1,6 m y 53.000 m^2 de superficie, equivalentes a $84,8 \times 10^3 \text{ m}^3$. Se desestima el volumen de suelo arcilloso que se obtendría de estos nuevos pozos.

De este modo, para la presa del Arroyo Conventos, se obtiene un volumen de suelo arenoso de $661,3 \times 10^3 \text{ m}^3$, y $413,2 \times 10^3 \text{ m}^3$ de suelo arcilloso.

5.2. Presa del Arroyo del Sauce

Para la presa del Arroyo del Sauce, se procede de forma análoga a la presa del Arroyo Conventos. En la zona de emplazamiento de la presa del Arroyo del Sauce también se realizaron 2 campañas de muestreo de suelos. En la Figura 5.3 se muestran aquellos que se utilizarán para la determinación del material disponible, los cuales se componen de los siguientes pozos:

- Perfil 5: Pozos 8 y 20
- Perfil 6: Pozos 21 y 24
- Polígono 2: Pozos 17, 18, 15 y 14
- Polígono 3: Pozos 11, 12 y 19
- Polígono 4: Pozos 10, 16, 22 y 13

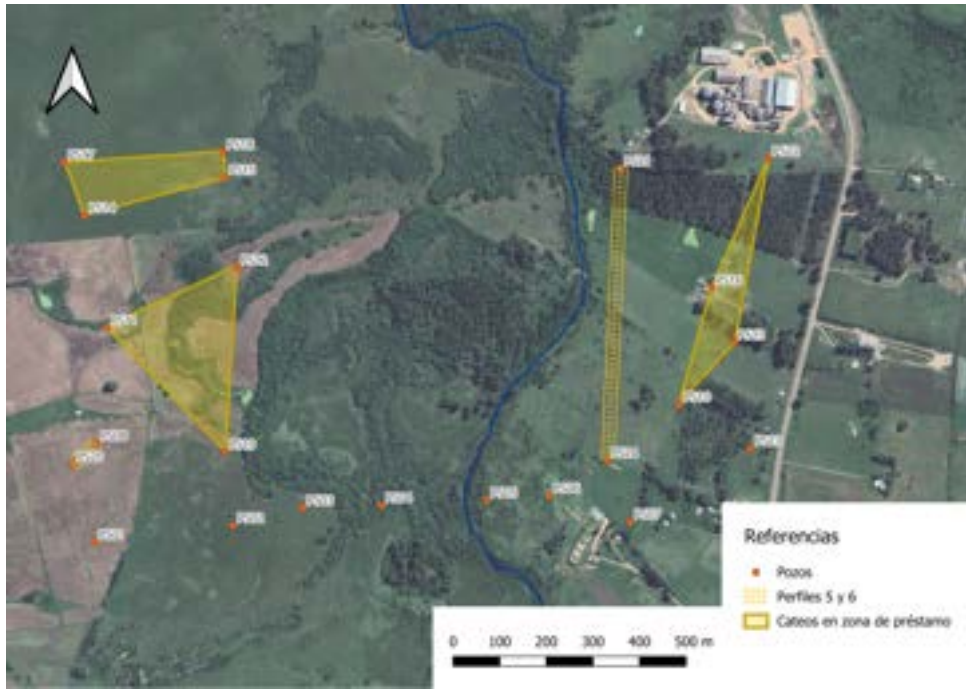


Figura 5.3: Perfiles de las dos campañas realizadas durante el proyecto Itacuruzú en el Arroyo del Sauce

Observando los perfiles, se desprecia el volumen de suelo limoso (M) que se pudiese obtener. En otras palabras, se contabilizan los volumen de material de suelo arenoso (S) y suelo arcilloso (C), que serán los utilizados en la construcción de la presa. Dichos volúmenes, según perfil/polígono, se presentan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Disponibilidad de material por perfil/polígono y tipo de suelo, en miles de m^3

Tipo de suelo	Perfil 5	Perfil 6	Polígono 2	Polígono 3	Polígono 4	Total
Arenoso (S)	12,6	95,4	–	261,7	–	364,8
Arcilloso (C)	7,7	–	120	–	123,5	256,1

5.3. Resultados

Previamente a evaluar si la disponibilidad de materiales es suficiente, es necesario cuantificar el volumen de material requerido para la construcción de las presas.

El diseño final de la presa del Arroyo Conventos, para la cual luego se estudiará la estabilidad de taludes, presenta un coronamiento de 6 m de ancho y una altura máxima de 11,7 m, con taludes de 3H:1V en el material arenoso y 0,5H:1V en el material arcilloso. El núcleo llega hasta una altura de 11 m y tiene un ancho en su cota máxima de 6,7 m. La

geometría adoptada implica un volumen total de 296,500 m³ de suelo arenoso y 180,900 m³ de suelo arcilloso. Por otro lado, la presa del Arroyo del Sauce posee la misma geometría que la presa del Arroyo Conventos en cuanto a su ancho de coronamiento y taludes, tanto de espaldón como de núcleo. Entre sus diferencias, se tienen la altura del coronamiento de 11,2 m, y la del núcleo de 9,5 m, con un ancho en su cota máxima de 7,7 m. Bajo estas condiciones geométricas, se obtiene un volumen aproximado de 238,78 m³ de suelo arenoso para los espaldones y 152,040 m³ de suelo arcilloso destinado al núcleo.

Los volúmenes geométricos obtenidos para ambas presas son menores que el material que se contabilizó en los pozos, tanto para el suelo arenoso como para el suelo arcilloso. En la Tabla 5.3 se resumen los volúmenes obtenidos para cada presa.

Tabla 5.3: Resumen de los materiales disponibles y necesarios para cada presa, expresados en m³

Tipo de suelo	Presa del Arroyo Conventos		Presa del Arroyo del Sauce	
	Material disponible	Material necesario	Material disponible	Material necesario
Arenoso (S)	661.300	296.500	364.800	238.780
Arcilloso (C)	413.200	180.900	256.100	152.040

De esta forma, se tiene que el volumen necesario de movimiento de suelos puede verse cubierto en su totalidad por material del préstamo del vaso.

6. Diseño de la presa de materiales sueltos

En el presente capítulo se desarrolla la metodología adoptada para el diseño de las presas de materiales sueltos. Como primera etapa, se define la cota de coronamiento de ambas presas, la cual constituye uno de los aspectos más relevantes del diseño, ya que debe garantizar que la estructura no sea sobrepasada durante las crecidas de diseño. Para ello, se verifica que el nivel de coronamiento se ubique por encima de NAP y de NAE con sus respectivas consideraciones, este proceso fue realizado de forma iterativa con el diseño hidráulico de vertederos (Sección 2) y se presenta en esta sección por claridad expositiva.

Posteriormente, se analiza el emplazamiento de las obras en función de las condiciones de la roca presente en el sitio de cierre, dimensionando adecuadamente los distintos componentes de la sección.

Una vez establecidas la cota de coronamiento, se procede al dimensionamiento de los distintos componentes de las presas de materiales sueltos, incluyendo los espaldones, el núcleo impermeable y el dentellón. Asimismo, para la presa del Arroyo Conventos se diseña el sistema de drenaje y filtración, así como las protecciones de los taludes.

Finalmente, el dimensionamiento obtenido se verifica mediante modelos geotécnicos de estabilidad y de infiltración, con el objetivo de comprobar el adecuado comportamiento de la estructura frente a las distintas condiciones de operación. Estos análisis se presentan en la Sección 7.

6.1. Cota de Coronamiento

En la presente sección se caracteriza la acción del oleaje a la que estarán sometidas las presas, con el fin de determinar una cota de coronamiento que evite su sobrepasamiento.

En primer lugar, se identifican las velocidades de viento a las que estarán sometidas las presas durante su vida útil.

Posteriormente, se calcula la cota de coronamiento de las presas del Arroyo Conventos y del Arroyo del Sauce mediante diferentes metodologías, las cuales son comparadas entre sí.

Finalmente, se presentan las conclusiones del capítulo y se determina el ancho de coronamiento.

6.1.1. Viento de proyecto y de avenida extrema

Se deben definir velocidades de viento para el escenario de diseño y para un escenario extremo.

INUMET ofrece un histórico de la velocidad del viento en la ciudad de Melo en el período 1961-1990, siendo el valor la media mensual de la velocidad horizontal en m/s, a 10 m de altura de la superficie del terreno («Tablas estadísticas de climatología 1961-1990», s.f.). Dichos valores se presentan en la Tabla 6.1, con un valor anual de aproximadamente 14,4 km/h.

Tabla 6.1: Media mensual de la velocidad del viento en m/s, a 10 m de la superficie

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Octe	Nov	Dic	Anual
4,4	4,1	3,7	3,4	3,3	3,5	3,4	4,0	4,5	4,8	4,6	4,7	4,0

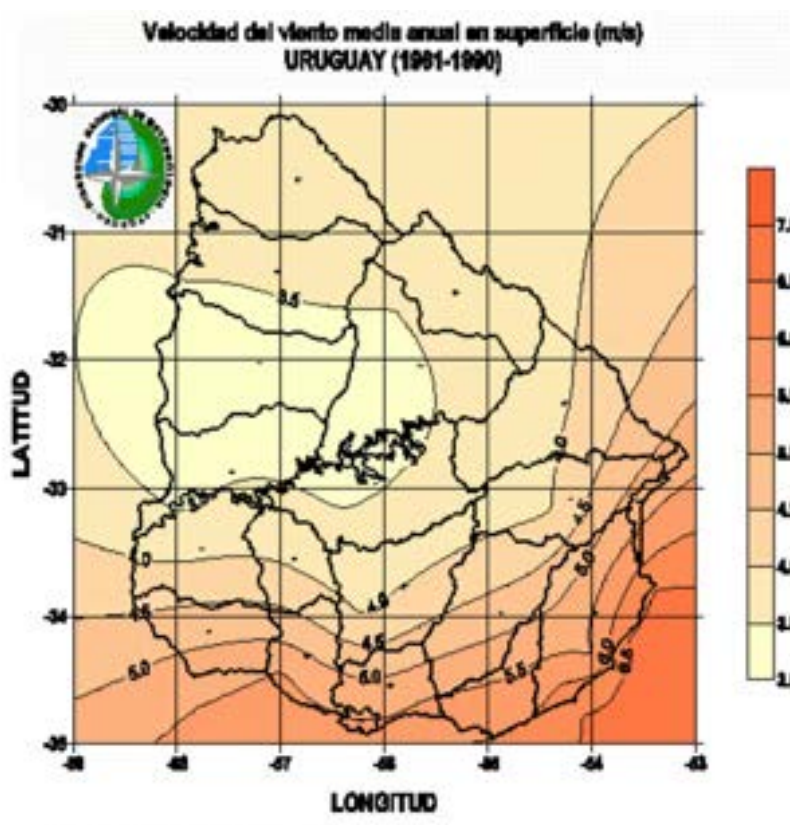


Figura 6.1: Mapa de la intensidad de viento media en Uruguay

A su vez, el instituto presenta un mapa con la intensidad del viento media en la Figura 6.1, con un comentario en el que destacan que son de relativa frecuencia vientos mayores a 30 m/s («Características climáticas- Intensidad del viento media», s.f.).

Durañona (2015), define como umbral de un evento de viento extremo, ráfagas de velocidad de 80 km/h (22 m/s), para las cuales comienzan a reportarse daños.

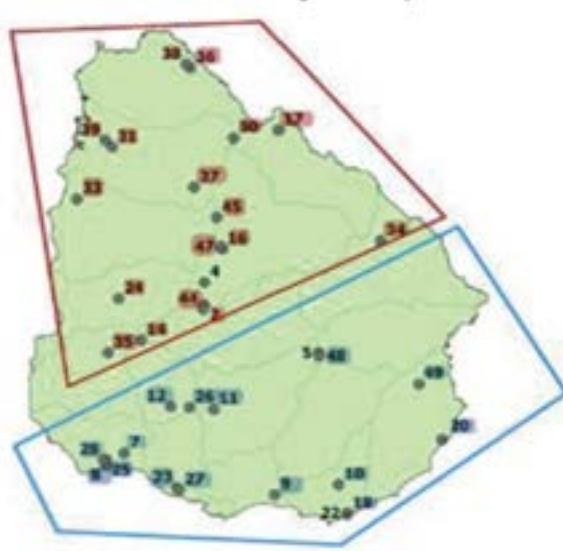


Figura 6.2: Regiones según clima de viento en Uruguay

Asimismo, Durañona et al. (2022) encuentran que el país se puede dividir en dos grandes regiones (Figura 6.2) según el clima de vientos extremos. Esta diferencia no solo es en el tipo de evento de viento extremo, sino también en la frecuencia de ocurrencia de éstos. Entre sus conclusiones, identifican que la región norte presenta valores de velocidad de viento mayores y más frecuentes, con ráfagas máximas promedio de 36,5 m/s, mientras que en la región sur se presentaron ráfagas máximas promedio de 31,4 m/s.

Con la información obtenida, se resuelve tomar como velocidad de viento usual el valor máximo referido a la media mensual de INUMET, de 20 km/h. Por una parte, para el viento de proyecto se considera el valor umbral de 80 km/h para el que se empiezan a reportar daños. Por otro lado, para el valor de viento extremo, debido a que Melo se encuentra en el límite de las regiones definidas en el artículo Durañona et al. (2022), se decidió tomar el valor de velocidad de viento más desfavorable de 130 km/h.

En resumen, las velocidades de viento consideradas son:

$$u_{usual} = 20 \text{ km/h}$$

$$u_{proy} = 80 \text{ km/h}$$

$$u_{ext} = 130 \text{ km/h}$$

6.1.2. Cota de coronamiento del Arroyo Conventos

La cota de coronamiento se obtiene como la suma entre la cota del lago permanente en el embalse y la resguardo. Esta última corresponde a la distancia vertical entre la cota más alta de la presa y la cota del lago permanente, y está compuesta por los siguientes aportes:

- Sobreelevación del embalse provocada por avenidas.
- Sobreelevación generada por la acción del viento.
- Remonte del oleaje sobre el talud aguas arriba.

Las Guías Técnicas de Seguridad de Presas del Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) establecen dos tipos de resguardo para presas de materiales sueltos: el resguardo normal y el resguardo mínimo (SPANCOLD – Spanish Committee on Large Dams, 2012).

El resguardo asociado al NMN debe garantizar una altura suficiente para absorber las sobreelevaciones inducidas por el oleaje correspondiente a eventos de vientos extremos.

El resguardo vinculado al NAP, debe asegurar que la coronación mantenga una altura libre capaz de cubrir las sobreelevaciones generadas por el oleaje correspondiente a eventos de viento de proyecto.

Finalmente, la coronación debe verificarse frente al NAE, comprobando que no se produzca sobrepasamiento de la estructura bajo la acción conjunta del nivel extremo y las sobreelevaciones asociadas a vientos usuales.

Para el cálculo del resguardo se emplean dos metodologías diferentes. La primera, presentada por Novak et al. (2010), considera de forma conjunta los efectos de la sobreelevación del nivel del agua inducida por el viento y del remonte del oleaje sobre el talud de la presa, obteniéndose directamente una cota de coronamiento recomendada.

La segunda metodología, presentada en el Rock Manual (C. CIRIA & CETMEF, 2007), realiza un análisis más detallado del fenómeno del oleaje, calculando de forma independiente la sobreelevación media del nivel del agua (*wave set-up*) y el remonte sobre el talud (*wave run-up*). Posteriormente, ambos efectos se combinan para determinar el resguardo necesario y la correspondiente cota de coronamiento de la presa.

Método desarrollado en Hydraulic Structures

Para embalses de tamaño medio, la resguardo por oleaje puede estimarse mediante la Ecuación 6.1 (Novak et al., 2010). Esta formulación supone que la altura de la cresta de la

ola sobre el nivel del embalse es de $1,67H$, valor recomendado cuando el sobrepasamiento está estrictamente prohibido.

$$f_w = 1,67H + \frac{(1,5 + 2H)^2}{2g} \quad (6.1)$$

La altura de ola empleada en esta expresión se obtiene mediante la Ecuación 6.2 (Novak et al., 2010):

$$H = 0,032(UF)^2 + 0,76 - 0,24(F)^{1/4} \quad (6.2)$$

Donde F es el *fetch* del reservorio, expresado en kilómetros, y U es la velocidad promedio del viento en kilómetros por hora, medida a 10 metros de altura.

Para la determinación de los parámetros necesarios se generan los lagos a cota 107,00, 109,26 y 109,83 correspondientes al NMN, NAP y NAE respectivamente.

El fetch se estimó como la mayor distancia ininterrumpida que el viento puede recorrer sobre la superficie del embalse, representando el recorrido máximo disponible para el desarrollo del oleaje.

Se presentan estos niveles en las Figuras 6.3, 6.4 y 6.5.



Figura 6.3: Lago generado con NMN para presa Arroyo Conventos



Figura 6.4: Lago generado con NAP para presa Arroyo Conventos



Figura 6.5: Lago generado con NAE para presa Arroyo Conventos

Considerando las velocidades de viento determinadas en la Viento de proyecto y de avenida

extrema, se calculan los resguardos por oleaje correspondientes al Nivel Máximo Normal (NMN) y al Nivel de Avenida de Proyecto (NAP). Los resultados se presentan en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Resguardos por oleaje calculadas para los diferentes niveles considerados

	NMN	NAP	NAE
Velocidad del viento (km/h)	120	80	20
Fetch (km)	4,27	6.07	6.1
H (m)	0,69	0,75	0,61
f_w (m)	1,61	1,02	0.83

Se calcula entonces los resguardos ante los vientos usuales, de proyecto y extremos en la Tabla 6.3, Tabla 6.4 y Tabla 6.5 y se define la cota de coronamiento según el criterio más exigente.

Tabla 6.3: Verificación para NAP y vientos de proyecto

Cota NAP (m)	109,66
Resguardo ante el viento de proyecto (m)	1,02
Cota NAP y viento de proyecto (m)	110,68

Se presenta la cota alcanzada para la combinación de NMN y vientos extremos en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Verificación para NMN y vientos extremos

Cota NMN (m)	107
Resguardo ante el viento extremo (m)	1,61
Cota NMN y viento extremo (m)	108,61

Se verifica el no sobrepasamiento de la presa para nivel de avenida extrema bajo efectos de viento moderado en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5: Verificación para NAE y vientos moderados

Cota NAE (m)	110.25
Resguardo ante el viento usual (m)	0.83
Cota NAE y vientos usual (m)	111,08

Se observa que la cota obtenida mediante la verificación NAE es superior a la determinada a partir del NAP considerando la acción del viento. En consecuencia, esta condición resulta la más desfavorable y es la que gobierna el diseño de la cota de coronamiento.

Por lo tanto, la cota de coronamiento se adopta como la suma del NAE y la resguardo por oleaje usual, obteniéndose una cota final de +111,08 m. En la Tabla 6.3 se presenta un resumen del procedimiento de cálculo.

La cota de coronamiento definida mediante el método planteado por Novak cumple con todas las verificaciones de seguridad hidráulica y operativa evaluadas, previendo el no sobrepasamiento de la estructura para las condiciones de NMN con efectos de vientos extremos, NAP con efectos de vientos de proyecto y NAE con efectos de viento moderado.

Si bien esta bibliografía constituye una fuente confiable, se considera apropiado verificar los resultados obtenidos mediante metodologías de cálculo alternativas, con el fin de corroborar la consistencia de las soluciones adoptadas.

Método desarrollado en The Rock Manual

En este contexto, se emplea el método de Sverdrup–Munk–Bretschneider (SMB), el cual es un procedimiento cuasi-empírico para la predicción del oleaje generado por el viento, basado en el análisis de la evolución del espectro de olas a medida que aumentan el fetch y la duración del viento. Este enfoque considera que el estado inicial del cuerpo de agua es calmo y que el crecimiento del oleaje se produce bajo la acción de un viento de velocidad y dirección constantes, actuando sobre una distancia de agua (fetch) y durante un intervalo de tiempo determinado (duración). (C. CIRIA & CETMEF, 2007)

El desarrollo del método combina fundamentos teóricos del crecimiento del oleaje con el análisis de datos empíricos de viento y olas, permitiendo estimar parámetros característicos como la energía total, la altura significativa y el período asociado a la máxima densidad de energía. En este contexto, las formulaciones derivadas representan un equilibrio entre modelos puramente teóricos y aproximaciones empíricas.

El método asume condiciones simplificadas en las cuales las variaciones en la velocidad y dirección del viento son acotadas, permitiendo el uso de valores medios representativos sobre el área de generación del oleaje. Bajo estas hipótesis, el SMB se presenta como una herramienta práctica y eficiente para la estimación del oleaje cuando se dispone de información limitada.

Para la aplicación de este modelo se emplean ecuaciones obtenidas del Rock Manual, el cual a su vez hace referencia al Shore Protection Manual. (C. CIRIA & CETMEF, 2007) Las mismas permiten hallar la altura y el período significantes del oleaje generado.

$$\frac{gH_s}{U_{10}^2} = 0,283 \tanh \left[0,0125 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,42} \right] \quad (6.3)$$

$$\frac{gT_s}{U_{10}} = 7,54 \tanh \left[0,077 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,25} \right] \quad (6.4)$$

Si bien este modelo es ampliamente utilizado en el cálculo de la altura de ola, se reconoce que su desarrollo original está orientado a condiciones de aguas profundas. Por lo tanto, para evitar una posible sobreestimación del oleaje, se verifica previamente la validez de esta hipótesis.

Se considera que se cumple la condición de aguas profundas cuando el cociente ($h/L > 0.5$), donde (L) es la longitud de onda y (h) la profundidad. Para esta verificación se adopta como valor representativo la profundidad media a lo largo del fetch. La longitud de onda se determina mediante la ecuación de dispersión, resuelta de forma iterativa.

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh) \quad (6.5)$$

La configuración de vertido seleccionada corresponde a un ancho de 30 m. Para dicha configuración se obtienen los resultados presentados en la Tabla 6.6. Se observa que la relación entre la profundidad media del embalse y la longitud de onda satisface la condición de aguas profundas, por lo que se considera válida la estimación de la altura de ola significativa.

Tabla 6.6: Parámetros obtenidos para la configuración de vertido de 30 m

Parámetro	Valor
h (m)	4,3
F (m)	6067
U (m/s)	22,2
T (s)	4,27
H_s (m)	1,33
Ir (-)	1,54
L (m)	4,18
h/L (-)	1,02

A partir de estos resultados se calcula el run-up sobre el talud de la presa. Las expresiones utilizadas consideran coeficientes que dependen del número de Iribarren, así como factores de corrección que incorporan efectos como la presencia de bermas, incidencia oblicua del oleaje, condiciones de poca profundidad y rugosidad del talud.

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}} \quad (6.6)$$

$$s_0 = \frac{H}{L_0} = \frac{2\pi}{g} \frac{H}{T^2} \quad (6.7)$$

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \gamma_h (A\xi_p + B) \quad (6.8)$$

En este caso, el único efecto considerado es el de la rugosidad del talud. Para una superficie protegida con un enrocado de doble capa sobre una presa con núcleo impermeable, la bibliografía recomienda un factor de corrección de 0.55.

Los valores de los coeficientes (A) y (B) son obtenidos del Rock Manual, donde se proponen en función del número de Iribarren. En este análisis se adopta un valor de (A = 1.6) y (B = 0), correspondientes al rango de aplicación de Iribarren menores a 2.5.

Finalmente, se obtiene el valor de run-up correspondiente a la configuración de vertido analizada, que es de 1.80 m.

Luego, es necesario considerar el valor del set up que se tendrá en el lago por los efectos de las velocidades de viento. Para esto se vuelve a la bibliografía con la que se comenzó y se lleva adelante el cálculo utilizando la fórmula de Zider Zee (Novak et al., 2010).

$$s = \frac{U^2 F \cos \alpha}{kd} \quad (6.9)$$

Donde:

- U: velocidad del viento en km/h
- F: Fetch en km
- α : angulo de incidencia del viento
- k: Constante de valor 62000
- d: profundidad media medida en la longitud del fetch

Tomando un ángulo de incidencia del viento nulo obtiene entonces que el valor del setup resultante es de 0.15 m.

Se tiene entonces que el valor de coronamiento necesario para la presa del Arroyo conventos es de 111.61 m.

Por razones de seguridad constructiva se decide tomar el valor de la siguiente decena. Se coloca entonces para la presa del arroyo de conventos una **cota de coronamiento de 111.7 m.**

Esta información así como la verificación para niveles de embalse normales y extremos puede verse en la Tabla 6.7. En la misma se tienen los parámetros más importantes del análisis realizado y los valores de run up y set up resultantes para los niveles de proyecto.

Tabla 6.7: Parámetros considerados para la determinación de la cota de coronamiento

Parámetro	Valor
H_s (m)	1,33
h/L (-)	1,02
R_u (m)	1,80
s (m)	0,15
NAP (m)	109,66
CC (m)	111,61
$NMN + V_{\text{Extremo}}$ (m)	108,88
$NAE + V_{\text{Usual}}$ (m)	110,63

6.1.3. Presa del Arroyo del Sauce

Para la presa del Arroyo del Sauce se sigue un procedimiento análogo al desarrollado para la presa del Arroyo Conventos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8: Parámetros de diseño para la presa del Arroyo del Sauce

Parámetro	Valor
H_s (m)	1,23
h/L (-)	1,01
R_u (m)	1,66
s (m)	0,22
NAP (m)	104,71
$CC_{Calculada}$ (m)	106,60
$NMN + V_{\text{Extremo}}$ (m)	102,78
$NAE + V_{\text{Usual}}$ (m)	105,59

Se adopta para la presa del Arroyo del Sauce una cota de coronamiento de **106,7 m**. Este valor proporciona un margen de seguridad adicional respecto a las cotas mínimas obtenidas mediante los métodos de cálculo aplicados, garantizando el cumplimiento de los criterios de resguardo considerados en el diseño.

6.1.4. Conclusiones del capítulo

En esta sección se presenta una síntesis de los principales aspectos desarrollados en los apartados anteriores.

Se comparan los dos métodos de cálculo en la Tabla 6.9, tanto para la presa ubicada en el Arroyo Conventos como en el Arroyo del Sauce.

A partir de dicho análisis, se adoptan cotas de coronamiento de 111,7 m para la presa sobre el Arroyo Conventos y de 106,7 m para la presa sobre el Arroyo del Sauce.

Tabla 6.9: Comparación de cotas de coronamiento obtenidas mediante los métodos de Novak y SBM

Arroyo Conventos, CC definida 111,7 m			
	NAP + $V_{Proyecto}$	NAE + V_{Usual}	NMN + $V_{Extremo}$
Método Novak	110,68	111,08	108,16
Método SBM	111,61	110,63	108,88
Arroyo del Sauce, CC definida 106,7 m			
	NAP + $V_{Proyecto}$	NAE + V_{Usual}	NMN + $V_{Extremo}$
Método Novak	105,60	106,00	102,71
Método SBM	106,60	105,59	102,78

A su vez este estudio se realizó para todos los anchos de vertido evaluados en la Sección 2. La comparación entre métodos para cada ancho puede verse en el Anexo D.

Se nota que en para ambas presas de materiales sueltos se cumple con los mínimos recomendados por la bibliografía (USBR, 1987). La comparación entre los resguardos calculados y los mínimos recomendados en la bibliografía para un valor de Fetch mayor al presente, para permanecer del lado de la seguridad, se tienen en la Tabla 6.10. Se define el resguardo mínimo como el desnivel entre la cota de coronamiento y el NAP, y el resguardo normal se define como el desnivel entre la cota de coronamiento y el NMN.

Tabla 6.10: Resguardos calculados comparados con los mínimos recomendados por USBR (1987)

Resguardo mínimo: $CC - NAP$			
	Conventos	Sauce	Mínimo
Valor (m)	2,34	2,94	1,82
Resguardo normal: $CC - NMN$			
	Conventos	Sauce	Mínimo
Valor (m)	5,00	6,00	2,40

En ambas presas, los resguardos obtenidos superan los valores mínimos recomendados para cada uno de los casos analizados.

6.1.5. Ancho de coronamiento

Adoptada la cota de coronamiento el siguiente paso es definir un ancho de coronamiento. La bibliografía de estudio (USBR, 1987) sugiere el uso de la Ecuación 6.10.

$$w = \frac{z}{5} + 10 \quad (6.10)$$

Donde w es el ancho mínimo del coronamiento y z es la diferencia de altura entre el terreno y la cota de coronamiento, ambas en unidades de pies. (USBR, 1987).

Siguiendo esta ecuación de forma estricta se obtiene que el ancho mínimo de coronamiento es de 5,39 metros para la presa del Arroyo Conventos, que tiene una altura de 11,7 m.

Siguiendo un razonamiento análogo para la presa del Arroyo del Sauce, obteniendo un ancho de coronamiento de 5,29 m con una altura de 11,2 m.

Considerando los requerimientos de acceso a la estructura de vertido para su operación y mantenimiento, se proyecta un camino de acceso conformado por tosca compactada. Dado que no se prevé el estacionamiento permanente de vehículos ni la circulación simultánea y frecuente de múltiples vehículos sobre el coronamiento, se adopta un ancho de 6 m tanto para el camino de acceso como para el coronamiento de la presa. Este criterio se aplica en el diseño de ambas presas.

6.2. Fundación de la presa de materiales sueltos

Se analizan los perfiles litológicos para determinar el tratamiento que se le debe hacer a la roca previo a la fundación de la presa, si así fuese necesario. Según el (Comité Nacional Español de Grandes Presas, 1999), esto requiere información pertinente respecto a las fisuras (tamaño y disposición) y a la permeabilidad de la roca.

En caso de ser necesario un tratamiento, este implica llenar las fisuras, grietas y oquedades de las rocas por un producto que le brinde a la roca más estabilidad, más resistencia y menos deformabilidad. Generalmente se realiza con lechada de cemento, en las zonas debajo del dentellón, de los filtros y de los drenes aguas abajo. El tratamiento asegura que en la interfase presa/fundación no se generen filtraciones y/o tubificación.

Si durante la etapa de construcción se identifican materiales de fundación que no resulten adecuados para la implantación de la presa, se deja a criterio de la Dirección de Obra la necesidad de realizar un mejoramiento del terreno en dichas zonas y en sus áreas adyacentes. Este mejoramiento podrá ejecutarse mediante la misma metodología propuesta para el

mejoramiento de la fundación del cimacio.

A los efectos del presente proyecto, se considera como roca de baja calidad aquella que presente valores de RQD inferiores al 50 %. No obstante, previo al inicio de las obras, se recomienda realizar campañas adicionales de caracterización geotécnica con una separación menor entre perforaciones, así como la ejecución de ensayos de infiltración que permitan complementar la evaluación de las condiciones de fundación.

Estos ensayos deberán efectuarse cada una distancia que permita caracterizar adecuadamente la zona de estudio. Posteriormente, las medidas de mejoramiento deberán aplicarse en aquellos sectores donde los resultados obtenidos indiquen condiciones desfavorables, ya sea por presentar valores bajos de RQD o por evidenciar elevados niveles de permeabilidad en los ensayos de infiltración.

Durante la etapa constructiva, se deberá retirar la capa de material vegetal. Ésta se apartará para ser reutilizada en el empastado del talud aguas abajo de la presa.

6.2.1. Presa del Arroyo Conventos

Para el proyecto Itacuruzú se realizaron ensayos de permeabilidad Lugeon para los pozos PC2 y PC6. En ambos pozos se detectan zonas con abundante presencia de agua pero ésta se encuentra confinada debajo de estratos sanos.

Para definir la cota de fundación de la presa se refiere a los pozos de prospección PC1, PC6 y PC9. Estos perfiles muestran la aparición del techo de roca (RQD no nulo) a profundidades variables dentro del eje de la presa. A su vez, en el pozo PC6 se constata la presencia de un estrato sumamente desagregado ($RQD = 0$) que se proyecta retirar y sustituir por material del dentellón.

Se tiene el valor de profundidad al que se alcanzan valores de RQD no nulos para las perforaciones de interés en la Tabla 6.11.

Tabla 6.11: Identificación del techo de roca según valor de RQD - Arroyo Conventos

Pozo	Profundidad (m)	Cota de terreno (m)	Cota de techo de roca (m)
PC1	3,3	101,7	98,4
PC6	6,0	101,3	95,3
PC9	2,6	112,0	109,4

Puede verse una representación visual de la cota de fundación junto a otros componentes de la presa que serán desarrollados en profundidad posteriormente en el perfil longitudinal

en la Figura 6.6. Se considera que en gran parte de la fundación la cota de techo de roca sana está a 94 m, valor que corresponde a una profundidad de dicho techo de 6 m en el punto más bajo del perfil.

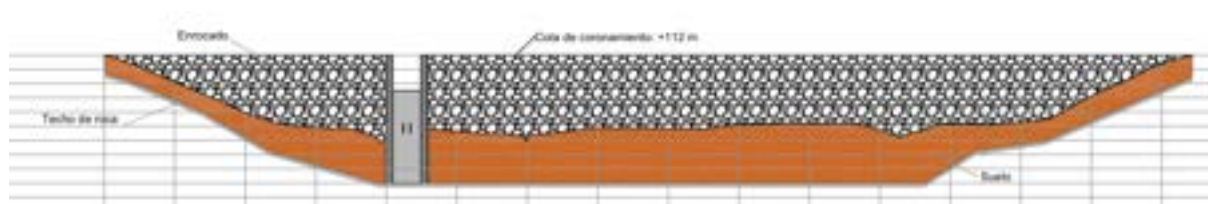


Figura 6.6: Sección longitudinal de la presa del Arroyo Conventos

Como se tienen tres valores, se hace una interpolación entre los pozos para obtener la cota a la que se encuentra la roca sana y por consiguiente se funda el dentellón y la estructura de hormigón. Entre las progresivas 370 y 1,150 se toma una postura conservadora y se considera que la profundidad de la roca se encuentra a cota de +94 m, que es donde el RQD pasa a tomar valores aceptables para el pozo PC6, que es el que a mayor profundidad alcanza el techo de roca.

6.2.2. Presa del Arroyo del Sauce

Los resultados de las perforaciones mecanizadas muestran que el techo de roca (RQD no nulo) está a profundidades variables, mayores a 5,5 m, siendo el punto con mayor profundidad el pozo PS3 con 9,5 m. Las profundidades a las que se tiene el techo de roca se presentan en la Tabla 6.12.

Tabla 6.12: Identificación del techo de roca según valor de RQD - Arroyo del Sauce

Pozo	Profundidad (m)	Cota de terreno (m)	Cota de techo de roca (m)
PS1	5,5	103,5	98,0
PS3	9,5	99,6	90,1
PS5	7,5	99,1	91,6
PS7	5,5	104,3	98,8

En los pozos de prospección PS3 y PS5 se realizaron ensayos de permeabilidad de Lugeon para dos profundidades distintas. En el resultado del tramo menos profundo del PS3 se obtuvieron alrededor de 6 UL, correspondientes a un macizo permeable. En cambio, para el tramo profundo el resultado indica que el macizo es prácticamente impermeable (entre 1 a 3 UL); estos también fueron los resultados determinados en el PS5 en ambos tramos.

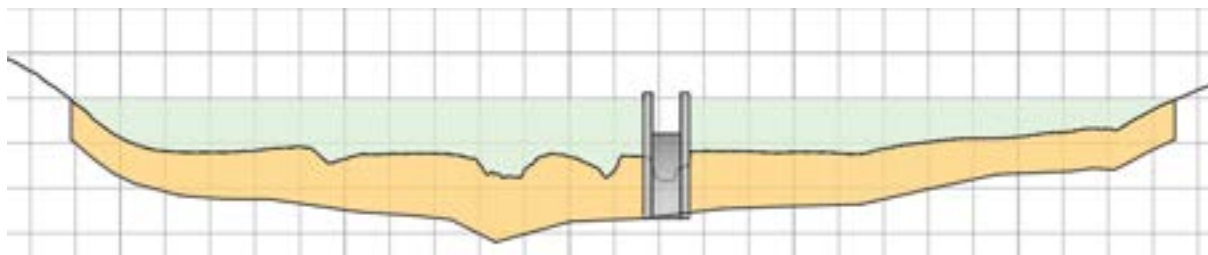


Figura 6.7: Sección longitudinal de la presa del Arroyo del Sauce

6.2.3. Conclusiones de la sección

Dado que el contacto entre la roca y el suelo no es uniforme a lo largo del emplazamiento, se adopta como hipótesis de diseño que la cota de fundación corresponde, en la mayor parte de la longitud de la presa, a la profundidad más desfavorable registrada. Para la presa del Arroyo Conventos, esta corresponde al pozo PC6, mientras que para la presa del Arroyo del Sauce al pozo PS3.

No obstante, en las proximidades de los pozos de los extremos se considera un ascenso del techo de roca hasta las cotas reportadas en dichas perforaciones, reflejando localmente condiciones más favorables. Para la presa del A. Conventos, esto se refleja en los pozos PC1 y PC9, en tanto que para la presa del A. Sauce se evidencia en los pozos PS1 y PS7.

Esta aproximación permite trabajar con un criterio conservador para la determinación del volumen de excavación y para el diseño del dentellón y del resto de los elementos de fundación.

Con respecto a las secciones en las que se localizó presencia de agua, o en la que el ensayo de permeabilidad de Lungeon indicó un macizo permeable, se instalarán piezómetros, como se indica luego en el capítulo de Auscultación del *Tomo III*. Estos se utilizan para el monitoreo de las presiones intersticiales en el cuerpo y fundación de las presas. Asimismo, en la presa del Arroyo Conventos se proyecta la construcción de un dren chimenea aguas abajo del núcleo.

6.3. Dimensionado

En esta sección se realiza el dimensionado de las presas de materiales sueltos proyectadas para el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce. El objetivo es definir una geometría inicial de la sección transversal que permita satisfacer los requerimientos hidráulicos de almacenamiento y vertido, así como establecer una configuración constructivamente viable para las condiciones del sitio. En secciones posteriores se estudiará la estabilidad de las soluciones propuestas.

SPANCOLD (1999) distingue tres tipologías principales de presas de materiales sueltos: homogéneas, heterogénea y de pantalla. La elección entre ellas depende principalmente de la disponibilidad y características de los materiales de préstamo, de la altura de la presa y de las condiciones de la fundación.

Las presas homogéneas son apropiadas cuando en las inmediaciones del emplazamiento existe un único material relativamente impermeable en cantidad suficiente para conformar la totalidad del cuerpo de la presa. Esta solución resulta especialmente conveniente para presas de altura moderada, menor a 6 metros.

Las presas heterogénea (con núcleo) son la solución recomendada cuando coexisten materiales de distintas características geotécnicas, disponiéndose un material de baja permeabilidad en la zona central para conformar el núcleo impermeable y materiales más permeables y resistentes en los espaldones. Esta configuración permite optimizar el aprovechamiento de los materiales disponibles y es la tipología más utilizada en presas de mayor altura.

Finalmente, las presas de pantalla se emplean cuando no existe suficiente material impermeable para conformar un núcleo o cuando este presenta una permeabilidad excesiva. En estos casos, la impermeabilidad se consigue mediante una pantalla exterior o interior, generalmente de hormigón, mezcla bentonita-cemento o núcleo asfáltico.

Por lo tanto, para este proyecto, dada la altura de la presa y la disponibilidad de material impermeable, se propone la construcción de una presa heterogénea, con núcleo de suelo arcilloso y espaldones de suelo arenoso. Se propone esta configuración ya que se busca generar un freno para el agua.

Para ello se definen las dimensiones principales de cada presa, incluyendo la altura, el ancho de coronamiento, la disposición del núcleo impermeable, el dentellón y los taludes de los espaldones. Los criterios adoptados se basan en recomendaciones habituales para presas de materiales sueltos y serán posteriormente verificados mediante análisis geotécnicos e hidráulicos específicos.

Las secciones resultantes constituyen la base para el diseño detallado de las obras y para el análisis de infiltración y de estabilidad desarrolladas en capítulos posteriores.

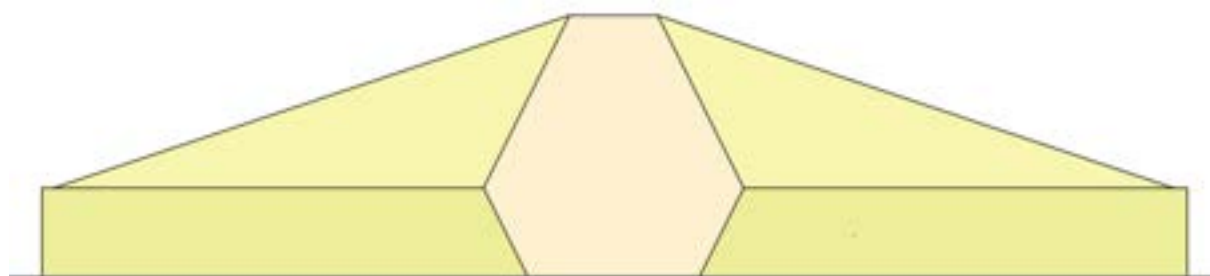


Figura 6.8: Sección transversal tipo de la presa

6.3.1. Presa del Arroyo Conventos

Para el Arroyo Conventos se proyecta la construcción de una presa heterogénea con núcleo impermeable. Los componentes principales de la sección (espaldones, núcleo y dentellón) presentan una configuración simétrica respecto al eje de la presa.

El núcleo impermeable y el dentellón se proyectan con taludes 0,5H:1V, mientras que los espaldones aguas arriba y aguas abajo se diseñan con taludes 3H:1V, acordes a los criterios habituales para presas de materiales sueltos con núcleo central.

Esta configuración de taludes es validada mediante estudios geotécnicos en secciones posteriores.

La presa del Arroyo Conventos presenta una altura máxima de 11,7 m y un ancho de coronamiento de 6 m. Se adopta una configuración en la que el núcleo impermeable se desarrolla hasta una altura de 11 m sobre la cota de terreno. A partir de dicha cota y hasta el coronamiento, la sección se completa con material de espaldón, manteniendo la geometría general de la presa.

6.3.2. Presa del Arroyo del Sauce

Para la presa proyectada sobre el Arroyo del Sauce se adopta una configuración análoga a la definida para la presa del Arroyo Conventos. Dado que ambos emplazamientos se encuentran en una misma región geológica y presentan materiales de características similares, se consideran válidos los mismos criterios de diseño para los taludes de los espaldones, del núcleo impermeable y del dentellón.

Asimismo, considerando que la altura de la presa proyectada sobre el Arroyo del Sauce es inferior a la correspondiente al Arroyo Conventos, se espera que la configuración adoptada presente condiciones de estabilidad al menos equivalentes. Esta hipótesis será verificada mediante los análisis geotécnicos desarrollados en secciones posteriores.

La presa del Arroyo del Sauce presenta una altura máxima de 11,2 m y un ancho de coronamiento de 6 m. Se adopta una configuración en la que el núcleo impermeable se desarrolla hasta una altura de 11 m sobre la fundación. A partir de dicha cota y hasta el coronamiento, la sección se completa con material de espaldón, manteniendo la geometría general de la presa.

6.4. Drenes

Uno de los objetivos de los drenes es proporcionar una vía segura de evacuación para el caudal interno de la presa. Contar con una salida claramente definida evita la presencia de agua en zonas donde pueda comprometer la estabilidad de la estructura.

Para asegurar un drenaje adecuado, la permeabilidad del material drenante debe ser superior a $1,10^{-4}$ m/s (Novak et al., 2010).

Con el fin de mantener la línea de saturación fuera del espaldón aguas abajo, y captar el flujo por la fundación, se proyecta un dren colchón que se extiende bajo toda la superficie de contacto entre el espaldón y el terreno natural.

El ancho mínimo requerido para garantizar un funcionamiento adecuado del dren se determina mediante la Ecuación 6.11

$$t_d = \sqrt{\frac{qL}{k_d}} \quad (6.11)$$

Donde L es el ancho de la base del espaldón aguas abajo (m), q es el caudal infiltrado por unidad de ancho ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) y k_d es la conductividad hidráulica del material drenante (m/s). (Novak et al., 2010)

El valor de caudal utilizado es obtenido con la metodología aplicada en el Párrafo 7.3.2. Se dimensiona el dren considerando el caudal total infiltrado por el cuerpo de la presa ante la avenida de proyecto.

Los valores empleados y el resultado obtenido se presentan en la Tabla 6.13.

Tabla 6.13: Ancho mínimo del dren

Parámetros del dren	Valores
q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	3,35E-07
L (m)	22
k_d (m/s)	1,00E-04
t_d (m)	0,27

Para pequeñas presas se recomienda adoptar el valor máximo entre el valor calculado y un mínimo recomendado de 0,9 m. (USB, 1987) Siguiendo esta recomendación se proyecta la construcción de un dren de 0,9 m de espesor.

Es fuertemente recomendada la proyección de drenes chimenea. Esta tendencia busca brindar seguridad ante la posible presencia de zonas o bandas horizontales de mayor permeabilidad que puedan provocar el afloramiento de agua en zonas del espaldón no protegidas por el dren colchón. Para la determinación de la altura del dren se aconseja asegurar que en ninguna circunstancia el filtro sea sobrepasado por las filtraciones.(SPANCOLD, 2013)

Siguiendo estas recomendaciones se extiende el dren chimenea hasta la cota del Nivel de Avenida de Proyecto (NAP).

Para la definición del ancho del dren chimenea, USBR (Noviembre 2011) recomienda establecerlo considerando principalmente los métodos constructivos previstos, de modo de asegurar su buena ejecución. En el caso de chimeneas inclinadas, la literatura señala que pueden construirse de manera confiable con anchos mínimos del orden de 1,8 m, aumentando entre 2,4 m y 3,0 m en presas de gran magnitud, mientras que desde un punto de vista práctico no resulta conveniente adoptar valores inferiores a 0,9 m.

En concordancia con estas recomendaciones, se adopta un ancho de dren chimenea igual a 1,8 m. Esta consideración queda sujeta a la disponibilidad y distancia de los materiales. En caso de ser necesario, la Dirección de Obra podrá reducir dicho ancho, siempre que se respeten los requerimientos mínimos.

Además de las especificaciones geométricas previamente establecidas, el dren debe cumplir con una serie de requisitos funcionales y constructivos definidos en la bibliografía técnica de referencia.

El material a utilizar debe estar formado por fragmentos de roca resistentes y durables, capaces de mantener sus propiedades mecánicas e hidráulicas a largo plazo.

El contenido de finos posterior a la puesta en obra no debe superar el 5 % y los finos presentes deben clasificarse como no plásticos (NP) conforme a los ensayos de los límites de Atterberg. A su vez, el dren no debe presentar cohesión ni desarrollarla a largo plazo. La curva granulométrica debe poseer un coeficiente de uniformidad bajo, para minimizar segregación del material durante la colocación del mismo. (SPANCOLD, 2013)

Además de las recomendaciones ya mencionadas, para asegurar la estabilidad del dren, y evitar el deterioro de la estructura, se deben cumplir las siguientes relaciones entre los diámetros del material, para cumplir con las condiciones de filtros (CIRIA et al., 2007).

El fenómeno de erosión interna se produce, dentro de una misma capa, cuando las partículas más finas son transportadas a través de los vacíos que quedan entre las partículas más gruesas. Para evitar esto, se limita el coeficiente de uniformidad (Ecuación 6.12).

$$C_U = D_{60}/D_{10} < 10 \quad (6.12)$$

Para la estabilidad de la interfase entre capas granulares, se debe cumplir la relación de la Ecuación 6.13, donde B se refiere a la capa más fina y F a la más gruesa.

$$D_{15F}/D_{85B} < 5 \quad (6.13)$$

Con un criterio similar al anterior, para la permeabilidad de un filtro granular se plantea la relación de diámetros en la Ecuación 6.14. Esta relación se puede expresar como una relación entre las permeabilidades de las capas, como se muestra en la Ecuación 6.15.

$$D_{15F}/D_{15B} > 5 \quad (6.14)$$

$$k_F/k_B > 25 \quad (6.15)$$

Se determina la granulometría necesaria para el dren, considerando como material de base el material de los espaldones y como material de filtro el material de los drenes.

A partir de las curvas granulométricas correspondientes a las muestras obtenidas durante la campaña de cateos previamente presentada, se determinan los valores característicos D_{15} y D_{85} de los materiales que conforman los espaldones. Dado que se dispone de múltiples muestras representativas de distintos suelos, se obtienen varios valores de dichos diámetros característicos. Para definir parámetros representativos del material de los espaldones, se adopta como valor único la media geométrica de la serie de valores determinados.

De este modo se obtiene que el valor de D_{15B} es igual a 0,09 mm, por lo que el valor de D_{15F} debe ser mayor o igual a 0,45 mm. D_{85B} es de 0,37 mm, por lo que el valor de D_{15F} debe ser menor a 1,86 mm. Asimismo, para evitar la erosión interna el material debe tener un coeficiente de uniformidad menor a 10.

A su vez, se propone recubrir al material del dren con un geotextil que será diseñado en la sección siguiente.

6.5. Manta filtrante

Para cumplir con los efectos de filtración necesarios, inicialmente se proyecta el uso de un geotextil no tejido. Estos tienen gran uso en el manejo de drenajes y filtraciones.

A diferencia de un filtro de material granular, el empleo de geomembranas reduce los costos ofreciendo los mismos resultados. A su vez, tiene mayor sencillez en su colocación, a pesar de que su falla es frágil.

Según Ballester Muñoz et al. (Setiembre 2000), los geotextiles deben cumplir con las siguientes cinco funciones:

- **Filtración:** retener partículas de granulometría fina
- **Separación:** evitar la mezcla de dos capas de suelo de diferentes propiedades
- **Permeabilidad:** permitir el pasaje de líquidos
- **Refuerzo:** aumentar la capacidad portante del suelo
- **Protección:** proteger otros materiales contra el punzonamiento, el desgaste y la erosión

El tamaño de apertura se diseña siguiendo las recomendaciones de FHWA (1989, rev. 1990), donde define el tamaño máximo de apertura del geotextil (O_{95}) en función del tipo de suelo.

El geotextil recubre al dren, por lo que debe retener el suelo arcilloso del núcleo. La bibliografía recomendada sugiere para suelos finos, en los que más del 50 % no es retenido por el tamiz #200, la verificación de la Ecuación 6.16, siendo B un coeficiente que depende del tipo de geotextil. Para geotextiles no tejidos, se recomienda $B = 1,8$.

$$O_{95} \leq B D_{85} \quad (6.16)$$

Se poseen las curvas granulométricas de las muestras tomadas en las exploraciones geotécnicas descritas en Materiales Disponibles. El D_{85} necesario se halla realizando el promedio geométrico, obteniéndose el valor de 246 micras. Por lo tanto, el tamaño máximo de apertura del geotextil debe ser menor a 0,24 mm.

Respecto a la colmatación del geotextil, para minimizar su ocurrencia, Giroud et al. (1992) y FHWA (1989, rev. 1990) recomiendan lo siguiente:

- Usar el máximo tamaño de apertura que satisface los criterios anteriormente mencionados.
- Para geotextiles no tejidos, utilizar la máxima porosidad disponible, siempre y cuando no supere 30 %
- Realizar ensayos para evaluar el funcionamiento del geotextil, en particular, ensayos

de filtración

6.6. Protección de Taludes

Los taludes de una presa de materiales sueltos se encuentran expuestos a diversos agentes capaces de generar erosión y degradación de la sección a lo largo de la vida útil de la obra. En particular, el talud aguas arriba puede verse afectado por la acción del oleaje generado sobre el embalse, mientras que el talud aguas abajo puede sufrir procesos erosivos asociados a la escorrentía superficial y a la acción de agentes climáticos.

En esta sección se presenta el diseño de las protecciones adoptadas para los taludes de las presas proyectadas, incluyendo el dimensionamiento del enrocado de protección frente a la acción del oleaje y los criterios utilizados para su disposición dentro de la sección.

6.6.1. Talud Aguas Arriba

Los taludes aguas arriba deben contar con una protección adecuada frente a la acción destructiva del oleaje. Esta protección suele materializarse mediante la colocación de escollera. Estudios realizados por el United States Army Corps of Engineers (USACE) en presas con edades entre cinco y cincuenta años evidencian que las escolleras vertidas presentan los menores porcentajes de falla entre las soluciones habitualmente empleadas (USBR, 1987).

La elevada confiabilidad de la escollera vertida para la protección de taludes, sumada a su relativa simplicidad constructiva y a su bajo costo de mantenimiento, la posicionan como una alternativa altamente eficiente desde el punto de vista técnico-económico, incluso en aquellos casos en los que el material debe ser transportado a grandes distancias (USBR, 1987).

El dimensionamiento del enrocado de protección se realiza siguiendo las recomendaciones establecidas en el Rock Manual (C. CIRIA & CETMEF, 2007). En una primera etapa se estima el diámetro nominal medio del material de protección, D_{n50} , mediante la formulación propuesta por Hudson:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(\frac{K_D \cot \alpha}{1,27} \right)^{1/3} \quad (6.17)$$

donde:

- H_s es la altura de ola significativa, entendida como la media de un tercio de las olas más altas
- Δ es la densidad relativa sumergida del material.
- D_{n50} es el diámetro nominal medio del material de protección.
- K_D es el coeficiente de estabilidad de Hudson.
- α es el ángulo del talud respecto a la horizontal.

La densidad relativa sumergida del material se calcula mediante la expresión:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

donde ρ_s es la densidad de la roca y ρ_w es la densidad del agua. Considerando una densidad de roca de $2,65 \text{ g/cm}^3$, se obtiene un valor de densidad relativa sumergida igual a 1.65.

El espaldón de la presa se proyecta con taludes $3H : 1V$, por lo que el ángulo de inclinación respecto a la horizontal resulta:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1}{3}\right) = 0,32 \text{ rad}$$

Finalmente, para la aplicación de la ecuación de Hudson es necesario definir el coeficiente de estabilidad K_D . De acuerdo con las recomendaciones del Rock Manual (C. CIRIA & CETMEF, 2007), la adopción de valores conservadores para este parámetro evita subestimar el tamaño requerido del material de protección. En consecuencia, se adopta un valor de $K_D = 1$ para el dimensionamiento preliminar del enrocado.

Aplicando la ecuación de Hudson se obtiene el diámetro nominal medio requerido para el material de protección en cada una de las presas estudiadas. Los parámetros adoptados y los resultados obtenidos se presentan de forma resumida en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14: Diámetro nominal medio obtenido mediante la ecuación de Hudson.

Parámetro	Conventos	Sauce
ρ_s (g/cm ³)	2,65	2,65
Δ (-)	1,65	1,65
α (rad)	0,322	0,322
K_D (-)	1,0	1,0
H_s (m)	1,33	1,32
D_{n50} (m)	0,71	0,70
S_d (-)	2,2	2,2

Para la selección comercial del material de protección es necesario relacionar el diámetro nominal medio calculado mediante la ecuación de Hudson con las clases granulométricas disponibles en el mercado.

El Rock Manual (C. CIRIA & CETMEF, 2007) establece una relación aproximada entre el diámetro nominal medio (D_{n50}) y el tamaño característico de la roca:

$$D_{50} = 0,84D_{n50}$$

donde:

- D_{50} es el tamaño característico de la roca.
- D_{n50} es el diámetro nominal medio calculado para el enrocado.

A partir de esta relación se determina el diámetro medio requerido para cada una de las presas estudiadas. Una vez definido este valor, es necesario establecer la distribución granulométrica del enrocado de protección.

De acuerdo con las recomendaciones del Rock Manual (C. CIRIA & CETMEF, 2007), para enrocados de protección resulta conveniente adoptar gradaciones estrechas, ya que estas limitan la presencia de vacíos excesivos y reducen el riesgo de pérdida de material. Una gradación se considera estrecha cuando cumple:

$$\frac{D_{85}}{D_{15}} < 1,5$$

Con el objetivo de satisfacer esta condición se adoptan las siguientes relaciones granulométricas:

$$\frac{D_{85}}{D_{50}} = 1,2$$

$$\frac{D_{50}}{D_{15}} = 1,2$$

de donde resulta:

$$\frac{D_{85}}{D_{15}} = 1,44$$

valor que verifica el criterio de gradación estrecha.

Los diámetros característicos adoptados para el enrocado de protección se presentan en la Tabla 6.15.

Tabla 6.15: Diámetros característicos adoptados para el enrocado de protección

Parámetro	Conventos	Sauce
D_{50} (m)	0,84	0,84
D_{85} (m)	1,01	1,01
D_{15} (m)	0,70	0,70

Una vez definido el material de protección, resulta necesario establecer su disposición dentro de la sección de la presa.

De acuerdo con las recomendaciones de diseño para protecciones frente a oleaje, el enrocado se dispone en doble capa y se extiende hasta una profundidad equivalente a $1,5H_s$ por debajo del Nivel Máximo Normal (NMN).

Con el fin de asegurar un adecuado apoyo del material y evitar deslizamientos locales hacia el embalse, la protección se apoya sobre una berma dispuesta en el talud aguas arriba. Dicha configuración puede apreciarse en la lámina L04.

Control de pérdida de material

Con el fin de evitar la migración de finos a través de los vacíos del enrocado de protección, se propone la colocación de un geotextil en la interfaz entre el suelo del espaldón y el enrocado.

A partir de las curvas granulométricas de los suelos arenosos considerados, es posible

determinar el valor de D_{85} del material protegido. Con este parámetro y los criterios de diseño presentados en la Subsección 6.4, se determina la apertura característica máxima admisible del geotextil requerido para garantizar la retención del material fino.

Los valores obtenidos para la verificación se presentan en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16: Verificación del criterio de retención del espaldón

$D_{85} \text{ (}\mu\text{m)}$	B	$O_{95} \text{ (}\mu\text{m)}$
311	1,8	560

6.6.2. Talud Aguas Abajo

Los taludes aguas abajo deben ser protegidos frente a los procesos de erosión superficial inducidos por la acción de las precipitaciones. Dado que la zona de emplazamiento de la presa no presenta condiciones climáticas áridas, se considera adecuada la protección del talud aguas abajo mediante cobertura vegetal. La especie vegetal a emplear debe ser compatible con las condiciones locales; en este sentido, resulta conveniente la utilización de la cobertura vegetal natural previamente removida durante la implantación de la presa y de la zona de préstamo, lo que favorece la adaptación de la vegetación. (USBR, 1987)

A su vez es necesario realizar tareas de mantenimiento de la cobertura vegetal, como corte y empastado, de ser necesario, para que la protección se mantenga en buen estado.

7. Estudios de estabilidad e infiltración

El comportamiento geotécnico es uno de los aspectos fundamentales en el diseño de presas de materiales sueltos, ya que la seguridad de la estructura depende de la resistencia de los materiales así como el flujo de agua desarrollado en el cuerpo de la presa y fundación. El modelado geotécnico de la presa permite evaluar los principales modos de fallo asociados a su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga. En el presente estudio se analizan específicamente los modos de fallo por sifonamiento e inestabilidad de taludes.

A partir de una sección transversal representativa de la presa se desarrollan diversas configuraciones hidráulicas y condiciones de drenaje. Cada caso requiere la asignación de conjuntos particulares de parámetros de suelo y la verificación de distintos criterios o factores de seguridad establecidos para cada mecanismo de fallo.

Para llevar adelante el análisis, el estudio se desarrolla de forma independiente para cada una de las presas proyectadas. En primer lugar, se presenta una introducción sobre los conceptos utilizados durante la modelación y luego se presenta el diseño correspondiente a la presa sobre el Arroyo Conventos y, posteriormente, se repite el procedimiento para la presa sobre el Arroyo del Sauce.

7.1. Introducción

El estudio se realizará utilizando el software *GeoStudio*, un conjunto de herramientas de análisis geotécnico ampliamente empleado en ingeniería de presas. En particular, permite modelar de forma integrada el flujo de agua en medios porosos y la estabilidad de taludes, facilitando la evaluación del comportamiento hidráulico y mecánico de la presa bajo distintos escenarios de carga.

Los análisis desarrollados requieren la definición de los parámetros resistentes del suelo, la evaluación del flujo de agua a través del cuerpo de la presa y la fundación, y la verificación de la estabilidad de los taludes bajo distintas condiciones de carga. A continuación se presentan los conceptos teóricos que sustentan dichos análisis.

Parámetros resistentes del suelo

Para el análisis se utilizan los parámetros resistentes característicos del suelo obtenidos a partir de ensayos realizados en el marco del Proyecto Itacuruzú. Los parámetros considerados son la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno (φ).

Según Badillo y Rodríguez (1969), estos parámetros se fundamentan en el criterio de falla de Mohr–Coulomb, el cual establece que la resistencia al corte del suelo, entendida como la

resistencia interna por unidad de área que presenta una masa de suelo frente a la falla o al deslizamiento a lo largo de un plano cualquiera, depende tanto de la cohesión del material como del esfuerzo normal actuante sobre dicho plano. En consecuencia, la resistencia al corte puede describirse mediante dos parámetros resistentes característicos del suelo: la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno (φ).

El ángulo de rozamiento interno (φ) se define como el máximo ángulo que puede formar la fuerza resultante con la normal al plano de contacto entre las partículas sin que se produzca deslizamiento.

Por su parte, la cohesión (c) representa la componente de la resistencia al corte que es independiente del esfuerzo normal aplicado. En determinados suelos, esta resistencia adicional puede atribuirse a un cierto grado de cementación o unión entre las partículas.

De este modo, la resistencia al corte (τ_f) puede expresarse mediante el criterio de Mohr–Coulomb:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (7.1)$$

donde σ es el esfuerzo normal actuante sobre el plano de falla considerado.

Los parámetros resistentes c y φ se determinan experimentalmente mediante ensayos de resistencia al corte, tales como el ensayo de corte directo o el ensayo de compresión triaxial.

Gradiente hidráulico crítico

Por otro lado, el análisis del gradiente hidráulico crítico tiene como objetivo verificar que el flujo de agua a través de la fundación o del cuerpo de la presa no genere condiciones de sifonamiento. Este fenómeno ocurre cuando el flujo ascendente produce un aumento de la presión de poros que reduce la tensión efectiva del suelo. Si dicha tensión efectiva se anula, las partículas pierden el contacto entre sí y el suelo deja de comportarse como un material resistente, adquiriendo un comportamiento similar al de un fluido denso.

El gradiente hidráulico crítico (i_c) se define como el gradiente para el cual la tensión efectiva del suelo es nula, constituyendo el límite a partir del cual puede iniciarse el sifonamiento. El valor de gradiente que anula la tensión efectiva, es decir, el gradiente crítico, toma el valor 1.

En el diseño de presas resulta fundamental comprobar que el gradiente hidráulico desarrollado en la fundación sea inferior al gradiente hidráulico crítico, considerando además un factor de seguridad adecuado. De esta manera, se asegura que las tensiones efectivas permanezcan positivas y se evita la pérdida de resistencia del suelo, garantizando la

estabilidad de la estructura.

Métodos para el análisis de estabilidad de taludes

Según Iñiguez (2011), para el análisis de estabilidad de taludes existen tres enfoques principales: los métodos de equilibrio límite, los métodos de elementos finitos y los métodos de diferencias finitas. Los métodos numéricos, como el de elementos finitos y el de diferencias finitas, permiten obtener una solución completa del problema al satisfacer las ecuaciones de equilibrio, las condiciones de compatibilidad, las leyes constitutivas del material y las condiciones de borde.

Por su parte, los métodos de equilibrio límite constituyen el enfoque más ampliamente utilizado en ingeniería geotécnica para la evaluación de la estabilidad de taludes. Dentro de este grupo se han desarrollado diversas técnicas que se diferencian principalmente por el número y tipo de ecuaciones de equilibrio consideradas y por las hipótesis adoptadas para representar las fuerzas entre dovelas. Entre los métodos más empleados se encuentran el método del talud infinito, el método de la cuña, el método ordinario de Fellenius, el método simplificado de Bishop y el método de Morgenstern y Price.

El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno ocurre a lo largo de una superficie de falla que divide al macizo en dos bloques, de los cuales el superior desliza respecto al inferior, considerado estable. La estabilidad se evalúa mediante el cálculo del factor de seguridad, definido como la relación entre las fuerzas o esfuerzos resistentes y las fuerzas o esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento. Cuando este coeficiente es menor o igual a la unidad, la masa de suelo alcanza la condición de falla.

En aquellos casos en los que no se conoce previamente la forma de la superficie de falla, como ocurre en la mayoría de los problemas prácticos, resulta conveniente emplear métodos rigurosos de equilibrio límite, como el desarrollado por Morgenstern y Price, ya que proporcionan resultados consistentes sin presentar dificultades numéricas significativas.

Método de Morgenstern y Price

En el presente estudio se adopta el método desarrollado por Morgenstern y Price (1965) para la evaluación de la estabilidad de los taludes de la presa. Este método permite calcular el factor de seguridad para superficies de falla de geometría arbitraria, considerando materiales con propiedades variables y distribuciones de presión de poros no uniformes, satisfaciendo simultáneamente las condiciones de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Para ello, la masa potencialmente deslizante se divide en un conjunto de dovelas verticales. Sobre una dovela infinitesimal se plantean las ecuaciones de equilibrio considerando el empuje lateral efectivo (E'), la fuerza cortante entre dovelas (X), el peso de la dovela (dW), las presiones de agua laterales (P_w) y en la base (dP_b), así como la fuerza normal efectiva

(dN') y la fuerza cortante en la base (dS). A partir del criterio de falla de Mohr–Coulomb y de la integración de las ecuaciones diferenciales en cada dovela, se obtiene el factor de seguridad de la superficie de falla analizada.

Actualmente, el método de Morgenstern y Price constituye uno de los métodos de equilibrio límite rigurosos más utilizados en el análisis de estabilidad de taludes y se encuentra implementado en la mayoría de los programas geotécnicos, como es el caso de *GeoStudio*.

7.2. Metodología

Como fue explicado en la sección anterior, el modelado se realiza empleando el software *GeoStudio*, utilizando específicamente los módulos *SEEP* y *SLOPE*, destinados al análisis del flujo de agua por el cuerpo y la fundación de la presa, y de la estabilidad de taludes, respectivamente.

7.2.1. Análisis de Infiltración

En el cuerpo de la presa se desarrolla un flujo de infiltración. El sistema de drenaje interno tiene como objetivo interceptar dicho flujo y conducirlo hacia zonas de elevada permeabilidad, donde las presiones de poros puedan ser controladas de forma adecuada.

Se procura que la línea de saturación se mantenga lo más deprimida posible de la superficie del talud aguas abajo, a fin de favorecer su estabilidad. Asimismo, resulta fundamental identificar eventuales zonas con riesgo de sifonamiento, es decir, donde el gradiente hidráulico pueda alcanzar su valor crítico, es decir el valor unitario.

Para el desarrollo del análisis los parámetros introducidos se consideran constantes. Si bien todos los parámetros del modelo influyen en el comportamiento hidráulico, la conductividad hidráulica constituye el parámetro de mayor relevancia, dado que determina el grado de permeabilidad del material y su capacidad para permitir el paso del agua a través de sus poros.

El flujo de infiltración a través del cuerpo de la presa determina la posición de la línea de saturación, la cual define el límite entre las zonas saturada y no saturada del material. La ubicación de esta línea resulta de particular importancia en el análisis de estabilidad de taludes, dado que condiciona la distribución de presiones de poros en el interior de la presa. Por este motivo, el análisis de infiltración y el de estabilidad se desarrollan de manera conjunta, utilizando los resultados del modelo de flujo como información de entrada para la evaluación de la estabilidad.

7.2.2. Estabilidad de Taludes

La estabilidad de taludes permite determinar el estado último de falla por deslizamiento. El software de análisis proporciona, para cada configuración estudiada, un conjunto de superficies potenciales de falla junto con sus respectivos factores de seguridad.

En este trabajo se analizan distintos escenarios de carga y condiciones hidráulicas, dado que cada uno de ellos implica variaciones en los parámetros resistentes del suelo, en las condiciones de presión de poros y en los coeficientes parciales de seguridad. Por lo tanto, cada caso se evalúa de manera independiente, donde los escenarios son los siguientes:

- Fin de construcción.
- Régimen establecido.
- Vaciado rápido.

Consideraciones para el análisis de estabilidad de taludes

Para el análisis de estabilidad de taludes es necesario disponer de los parámetros de resistencia al corte (c y φ) de los materiales empleados en la presa. Estos parámetros varían en función del grado de saturación y las variaciones en la presión de poros, por lo que deben adoptarse según el estado tensional correspondiente a cada escenario.

El esfuerzo efectivo depende de la velocidad de aplicación de la carga respecto a la velocidad de drenaje del suelo (Flores Berrones et al., 2001).

El escenario de fin de construcción se evalúa mediante un análisis en términos de esfuerzos totales, ya que la carga se aplica al suelo de manera relativamente rápida. Los escenarios de régimen establecido y vaciado rápido implican cargas que son aplicadas lentamente, por lo que un análisis en términos de esfuerzos efectivos resulta más realista (Flores Berrones et al., 2001).

La línea de saturación dentro del cuerpo de la presa para el caso en régimen establecido se obtiene a partir del análisis de infiltración previamente realizado. Para ello, se integran los resultados del modelo de flujo desarrollado en *SEEP* con el análisis de estabilidad efectuado en *SLOPE*, garantizando la consistencia entre la línea freática, las presiones de poros y la evaluación del factor de seguridad.

Se presentan los parámetros a utilizar y los coeficientes de seguridad necesarios en la estabilidad de taludes para cada situación en la Tabla 7.1 (Novak et al., 2010).

Tabla 7.1: Consideraciones de estudio para la estabilidad de taludes

Condición de estudio	Peso unitario	Esfuerzos	Factor de seguridad
Fin de construcción	Húmedo	Totales	1,25
Régimen establecido	Saturado	Efectivo	1,50
Vaciado rápido	Saturado	Efectivo	1,25

En particular, el escenario de régimen establecido incorpora el análisis de infiltración en el cuerpo de la presa, cuyos resultados son utilizados posteriormente en la evaluación de la estabilidad de taludes. Por este motivo, la estabilidad se analiza en las tres condiciones de estudio, mientras que el análisis de infiltración se realiza únicamente para el régimen establecido. No obstante, para la condición de vaciado rápido se emplean como datos de entrada, entre otros, los resultados del análisis de infiltración, los cuales se incorporan manualmente al modelo de estabilidad con el fin de representar la distribución de presiones de poros correspondiente a esta situación y evaluar el comportamiento del talud aguas arriba frente a dicha condición límite.

7.3. Estudio de estabilidad: Presa del Arroyo Conventos

En esta sección se presenta el estudio de estabilidad en la presa localizada en el Arroyo Conventos. Esta presa se localiza en el punto identificado en el Tomo I y el emplazamiento presenta una fundación constituida por suelo arenoso con presencia de arcillas (clasificación SC) y por un estrato de arcilla de baja plasticidad (CL).

Se modelan la sección máxima de la presa, correspondientes a un altura de aproximadamente 11,7 m entre la cota del terreno natural y la cota de coronamiento. La tipología proyectada consiste en espaldones conformados por suelo arenoso y un núcleo impermeable de suelo arcilloso, complementado por un dentellón del mismo material. Las pendientes adoptadas para los distintos componentes se resumen en la Tabla 7.2.

El dentellón se proyecta hasta interceptar roca no excavable por métodos manuales, es decir, hasta la profundidad en que el índice de calidad de la roca (RQD) deja de ser nulo.

Según la información disponible, esto se da en la cota +94 m que se encuentra a unos 6 metros de profundidad respecto a la base del núcleo.

Se tiene la esquematización cargada al software en la Figura 7.1.

Tabla 7.2: Composición de los componentes de la presa

Componente	Taludes (H:V)	Material
Espaldones	3,0:1	SC-SM
Nucleo	0,5:1	CL
Dentellón	0,5:1	CL

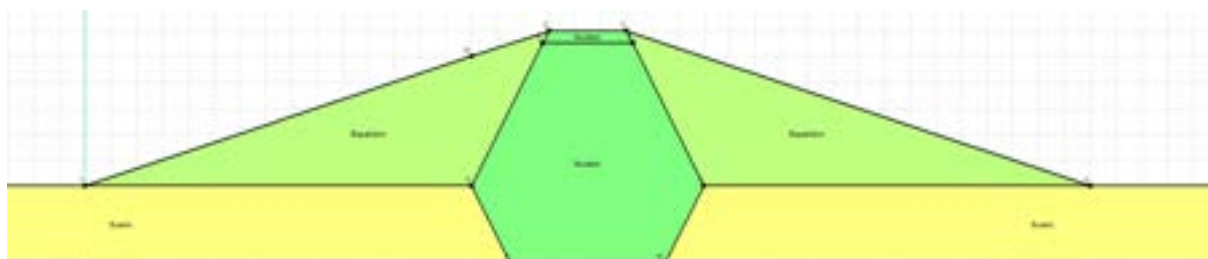


Figura 7.1: Esquematización del modelo - Arroyo Conventos

Para las condiciones de estudio se sigue el orden planteado en la Tabla 7.1

7.3.1. Fin de construcción

Como se especificó en la Tabla 7.1, el análisis de estabilidad asociado al final de construcción se lleva adelante con parámetros de esfuerzos totales.

En este análisis no se tiene presencia de agua en el reservorio, por lo que la totalidad de la presa se considera en estado húmedo. Los parámetros utilizados son obtenidos de los ensayos de laboratorio disponibles para los cateos realizados, se encuentran en la Tabla 7.3. En la tabla se incluyen los rangos de variación de estos parámetros reportados en la bibliografía de referencia.

Para considerar la variabilidad que pueden presentar los suelos se utilizan valores obtenidos de bibliografía, correspondientes al intervalo de 90 % de confianza. (USBR, 1987)

Tabla 7.3: Valores empleados en el análisis de fin de construcción - Arroyo Conventos

Componente	γ_h (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Espaldón (SC-SM)	20,1	35±3,1	31,9±4
Nucleo (CL)	19,42	155±10,3	14,9±2,3
Suelo arenoso (SC)	19,61	72±15,2	25,4±4
Suelo arcilloso (CL)	19,42	155±10,3	14,9±2,3

Se presenta en la Figura 7.2 la configuración que presenta el menor factor de seguridad obtenido con el software. Se corresponde al caso de final de construcción sobre suelo arenoso (SC).

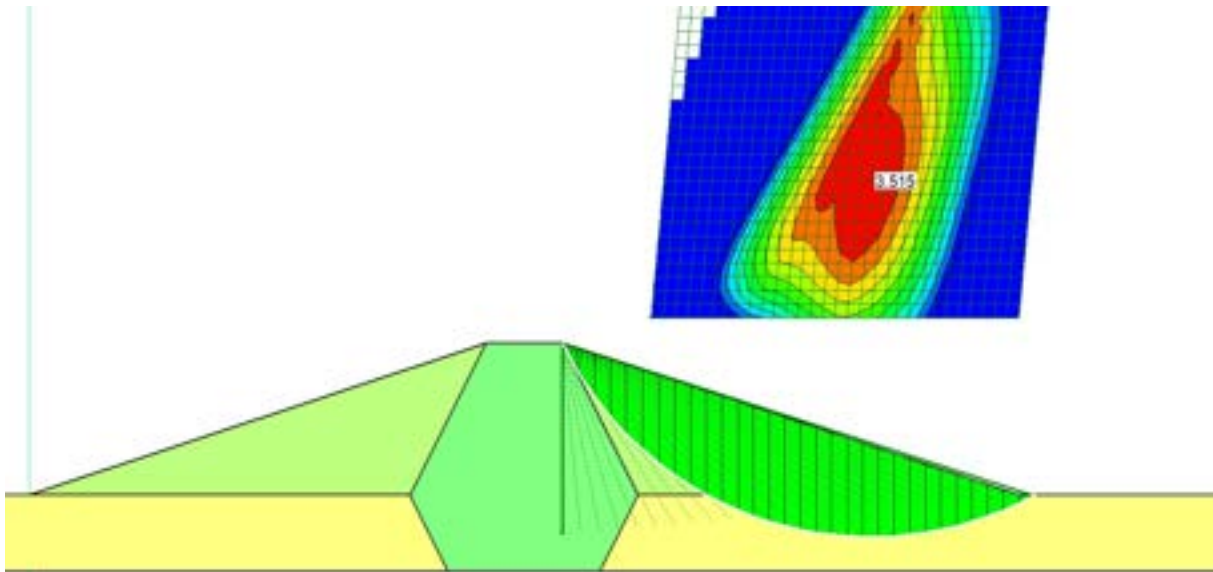


Figura 7.2: Resultado de estabilidad de taludes para final de construcción sobre suelo SC - Arroyo Conventos

El coeficiente de seguridad obtenido (3,52) es ampliamente mayor al mínimo recomendado (1,25)

7.3.2. Régimen establecido

Se considera que el reservorio se encuentra operando a su nivel medio normal y la línea de saturación en el interior de la presa se ha desarrollado por completo, alcanzando un estado estable. En estas condiciones, las presiones de poros y el flujo interno pueden asumirse constantes en el tiempo, permitiendo una evaluación representativa del comportamiento hidráulico y geotécnico de la estructura.

Análisis de infiltración

Para el análisis de infiltración a través del cuerpo de la presa se considera que el nivel del lago permanente alcanzará una cota de 107 m, que implica tener una altura de 7 m sobre la presa.

A partir de análisis preliminares realizados sin la incorporación de un sistema de drenaje, se observa que la línea de saturación desciende de forma natural hasta aproximarse a la base de la presa luego de atravesar el núcleo. En consecuencia, es posible modelar únicamente el

dren colchón sin pérdida de generalidad, representando adecuadamente el comportamiento hidráulico esperado de la estructura.

El nivel de agua en el embalse se representa mediante la imposición de una condición de borde de carga hidráulica aplicada al talud de aguas arriba de la presa. Por su parte, el dren se incorpora al modelo mediante una condición de borde de presión de poros nula aplicada en la base del espaldón aguas abajo.

Además de generar las condiciones necesarias para el análisis de estabilidad, el estudio de infiltración permite caracterizar el comportamiento hidráulico en el interior de la presa. Para ello, se evalúa la distribución de gradientes hidráulicos con el objetivo de identificar zonas potencialmente críticas y se estima el caudal de infiltración por unidad de ancho, utilizado posteriormente para el dimensionamiento del sistema de drenaje interno.

Los parámetros utilizados para cada tipo de suelo se presentan en la Tabla 7.4. Todos estos valores son obtenidos de los ensayos de laboratorio disponibles para los cateos realizados.

Puede verse el resultado del modelo junto al gradiente hidráulico calculado en la Figura 7.3

Tabla 7.4: Parámetros para el control de infiltración- Arroyo Conventos

Componente	k (m/s)	Cont. Vol. de agua	C. comp. (1/kPa)
Espaldón (SC-SM)	4,00E-06	0,31	0
Núcleo (CL)	2,80E-08	0,339	4,40E-05
Suelo arenoso (SC)	2,10E-08	0,301	0
Suelo arenoso (CL)	2,80E-08	0,339	4,40E-05

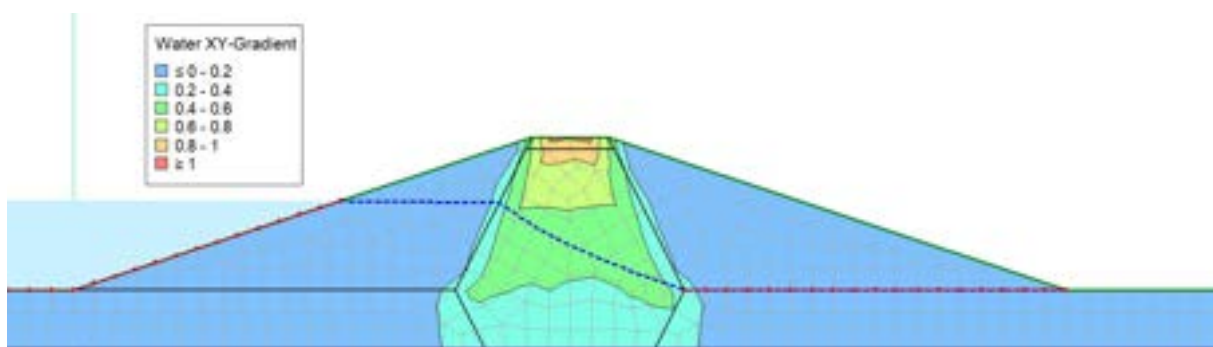


Figura 7.3: Curva de saturación y valores de gradiente hidráulico para régimen establecido- Arroyo Conventos

La curva observada verifica una forma similar a la geometría propuesta por Kozeny (USBR, 1987), por lo que la forma y las condiciones de borde parecen tener un comportamiento adecuado.

En particular, no se identifican gradientes críticos ascendentes en el suelo arenoso, por lo que no se prevé la ocurrencia de sifonamiento en los espaldones ni aguas abajo de la presa. Asimismo, no se registran gradientes elevados en las interfaces entre materiales, por lo que no se espera la aparición de fenómenos de tubificación ni el arrastre de partículas finas (Lambe & Whitman, 1969).

Para la determinación del caudal infiltrado por unidad de ancho, se considera el flujo que atraviesa la interfase entre el material impermeable² y el suelo. Integrando dicho flujo a lo largo de la distancia correspondiente, se obtiene el caudal infiltrado buscado.

Con este procedimiento se obtiene un caudal por unidad de ancho. Se presentan los datos integrados para obtener el caudal por unidad de ancho y el resultado de esta integración en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5: Caudal infiltrado por el cuerpo de la presa del Arroyo Conventos

Distance (m)	Caudal ($\text{m}^3/\text{seg}/\text{m}^2$)
0	2,39E-08
1	2,26E-08
5	1,63E-08
9	1,25E-08
13	6,87E-09
19	3,65E-09
$Q_{Total} \text{ (m}^3/\text{s}/\text{m})$	2,32E-07
$Q_{Total} \text{ (L/s}/\text{m})$	2,32E-04

El caudal infiltrado obtenido constituye un insumo para el dimensionamiento del sistema de drenaje, presentado en la Subsección 6.4. El diseño realizado a partir de este caudal conduce a una sección de dren inferior a las dimensiones mínimas recomendadas por criterios constructivos, por lo que se adoptan estas últimas. Este resultado podría indicar que el caudal infiltrado a través del cuerpo de la presa es bajo.

Estabilidad de taludes

En este análisis se usan valores de pesos específicos saturados en todas las componentes de la presa menos en el espaldón aguas abajo, el cual se considera en estado húmedo, asumiendo que el drenaje interno de la presa funciona correctamente.

Los valores utilizados para calcular la resistencia al corte son los específicos, obtenidos

²Compuesto por el núcleo y el dentellón.

del ensayo de laboratorio de carga triaxial, condiciones consolidadas no drenadas con mediciones de presión de poros.

Se encuentran los parámetros del suelo utilizados en la Tabla 7.6, estos valores son obtenidos de los ensayos de laboratorio disponibles para los cateos realizados.

Tabla 7.6: Valores empleados en el análisis de estabilidad de taludes en régimen establecido

Componente	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Espaldón húmedo (SC-SM)	20,10	$6 \pm 5, 5$	$26, 7 \pm 4$
Espaldón saturado (SC-SM)	19,78	$6 \pm 5, 5$	$26, 7 \pm 4$
Núcleo (CL)	16,47	$0 \pm 2, 1$	$22, 7 \pm 2, 3$
Suelo arenoso (SC)	16,41	$6 \pm 6, 2$	$26, 7 \pm 4$
Suelo arcilloso (CL)	16,47	$0 \pm 2, 1$	$22, 7 \pm 2, 3$

Para todos los materiales considerados, los valores obtenidos en los ensayos resultan inferiores a los reportados en la bibliografía³ (USBR, 1987). En consecuencia, se adoptan para el análisis los parámetros determinados experimentalmente, por considerarse los más representativos de las condiciones del sitio.

Al realizar el análisis de estabilidad de taludes para la geometría presente en la Figura 7.1 con los valores de resistencia al corte presentados en la Tabla 7.6 se tienen dos resultados.

Para los casos en los que el espaldón se apoya sobre suelo arenoso se tiene que la configuración es estable, con un factor de seguridad de 1,711, mayor al mínimo recomendado de 1,5.

Para los casos en los que el espaldón se apoya sobre suelo arcilloso se tiene que el factor de seguridad es de 1,471, que es menor al mínimo requerido de 1,5, por lo que resulta necesario tomar medidas para estabilizarlo.

Con el fin de proyectar una estructura segura, y observando donde se da el círculo de falla, se adopta en las secciones donde la fundación se apoya sobre suelo arcilloso la remoción y reposición de un metro de dicho material por un metro de suelo arenoso proveniente del espaldón, el cual se encontrará saturado al ubicarse por debajo del dren. Se encuentra esta configuración en la Figura 7.4. Esta configuración brinda un factor de seguridad de 1,528, mayor al mínimo requerido de 1,5, por lo que se tiene una condición estable.

³14,5 kPa para suelos SC-SM y 13,1 kPa para suelos CL.

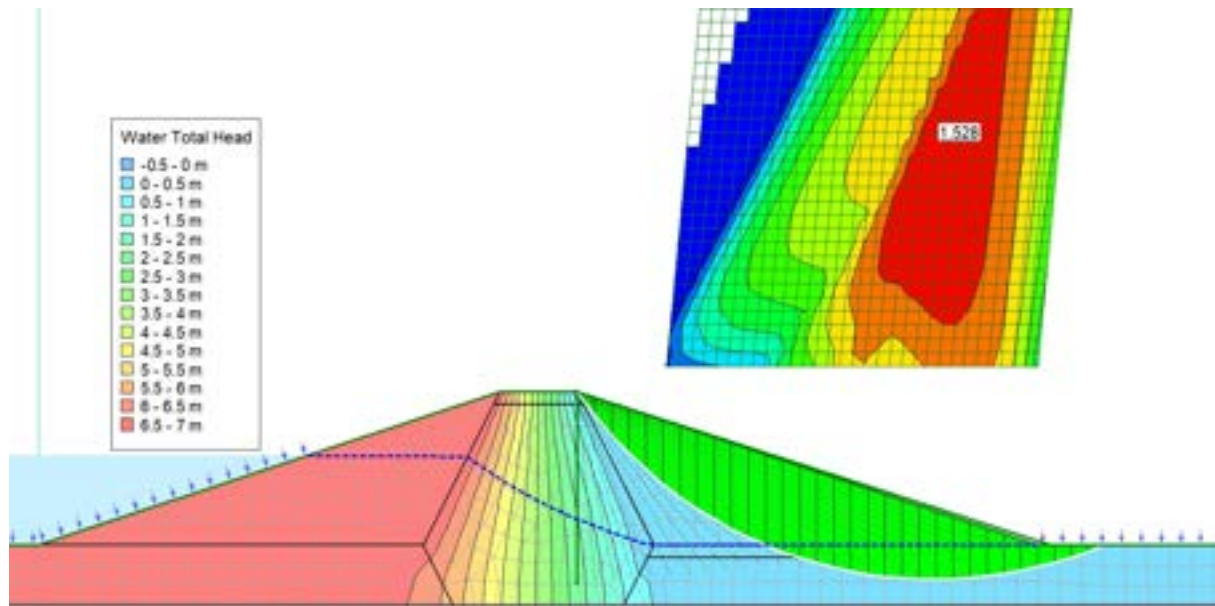


Figura 7.4: Resultado para régimen establecido sobre suelo arcilloso (CL) - Arroyo Conventos

Para garantizar la estabilidad del talud aguas arriba, se adopta un procedimiento análogo, determinándose la necesidad de la remoción y reposición de un espesor de dos metros de suelo en todas las secciones cuya altura de presa es superior a 10 m y en aquellas secciones fundadas sobre suelos arcillosos.

Esta solución presenta factores de seguridad mayores a 1,5, que es el mínimo sugerido en la bibliografía de referencia.

7.3.3. Vaciado Rápido

La condición de vaciado rápido implica que el cuerpo de la presa conserva la línea de saturación y la distribución de presión de poros correspondiente al régimen establecido, mientras que desaparece la acción estabilizadora del agua sobre el talud aguas arriba debido al descenso del nivel del embalse. Para representar esta situación, se incorpora manualmente al modelo la línea de saturación obtenida en el análisis de infiltración realizado para el régimen establecido, eliminando la condición de borde de agua sobre el talud aguas arriba.

Los parámetros para los materiales utilizados son los mismos que los considerados para el análisis anterior (Tabla 7.6).

En ambos casos se cumple con el factor de seguridad mínimo de 1,25. Para el suelo arenoso se tiene un factor de seguridad mayor ($FS = 1.432$) que para el suelo arcilloso ($FS = 1.328$).

El resultado más comprometido puede verse en la Figura 7.5.

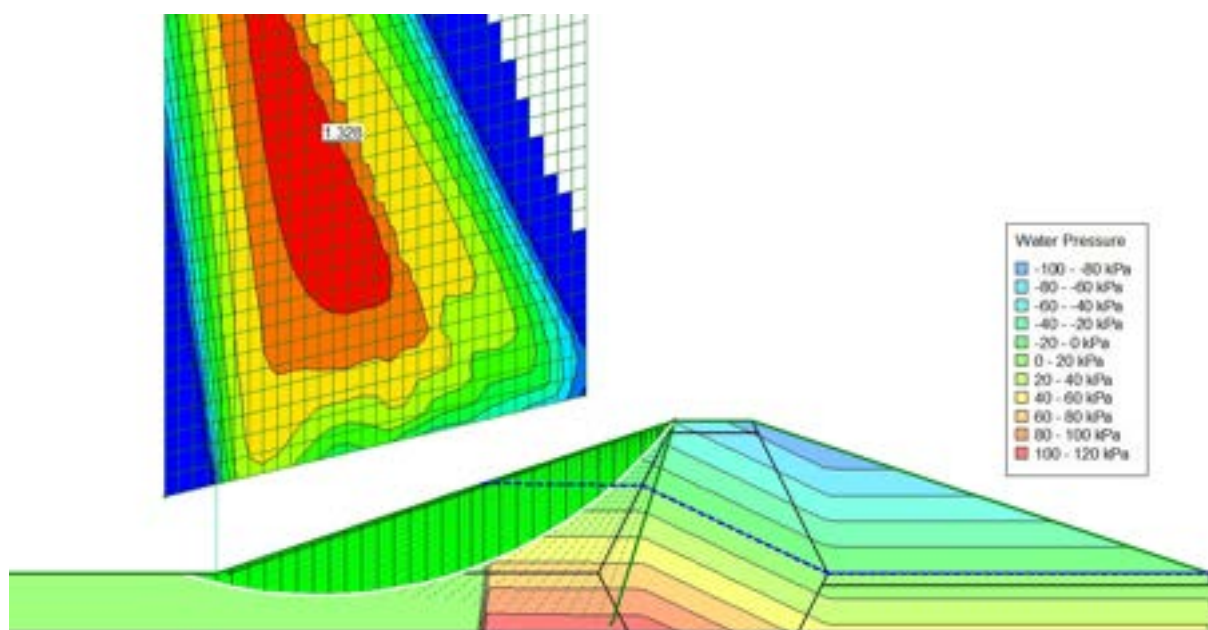


Figura 7.5: Resultado de estabilidad de taludes para vaciado rápido sobre suelo arcilloso (CL) - Arroyo Conventos

7.4. Estudio de estabilidad: Presa del Arroyo del Sauce

Para la presa ubicada en el Arroyo del Sauce se repite el procedimiento utilizado para la estabilidad de taludes y control de infiltraciones para la presa del Arroyo del Sauce. Dado que no se dispone de ensayos de laboratorio específicos para los materiales presentes en este emplazamiento, se adopta como hipótesis que estos poseen las mismas propiedades resistentes que los materiales considerados para la presa del Arroyo Conventos. En particular, se asume que presentan iguales parámetros de resistencia al corte, permitiendo aplicar la misma metodología de análisis desarrollada para dicha presa.

Para todos los casos de estudio se consideran nuevamente las condiciones de fundación sobre suelo arenoso y suelo arcilloso. La presa presenta una altura máxima de 11,2 m y una profundidad máxima de fundación de 9 m. A partir de estos parámetros y de la geometría adoptada para la sección, se desarrollan los análisis correspondientes a los tres casos de estudio definidos previamente.

7.4.1. Fin de construcción

Se verifica la estabilidad de la presa para la condición de fin de construcción. Los factores de seguridad obtenidos para las distintas condiciones de fundación se presentan en la

Tabla 7.7. Se observa que en todos los casos los valores calculados superan ampliamente el mínimo adoptado para el análisis, indicando que la sección proyectada presenta condiciones de estabilidad satisfactorias durante esta etapa. En consecuencia, puede concluirse que la geometría definida para la presa resulta adecuada desde el punto de vista geotécnico para la condición de fin de construcción.

Tabla 7.7: Factores de seguridad obtenidos para la condición de fin de construcción en la presa del Arroyo del Sauce

Suelo de base	FS_{AA}	Mínimo
Arenoso	3,642	1,25
Arcilloso	3,642	1,25

Se observa que los factores de seguridad obtenidos son idénticos para ambas condiciones de fundación. Esto se debe a que la superficie de falla crítica queda completamente contenida dentro del espaldón de la presa, sin interceptar el terreno de fundación. Dado que las propiedades geotécnicas del espaldón son las mismas en ambos modelos se obtiene el mismo factor de seguridad para ambas condiciones analizadas.

Es posible analizar todas las superficies de falla asociadas a los factores de seguridad referidos en esta sección en el Apéndice E

7.4.2. Régimen establecido

Análisis de infiltración

Para el análisis de infiltración a través del cuerpo de la presa se considera que el nivel de agua está a cota de vertido, lo que implica tener una altura de agua de 6.5 m sobre la presa, considerada como condición de borde.

Puede verse el gradiente hidráulico presente en la presa en la Figura 7.6.

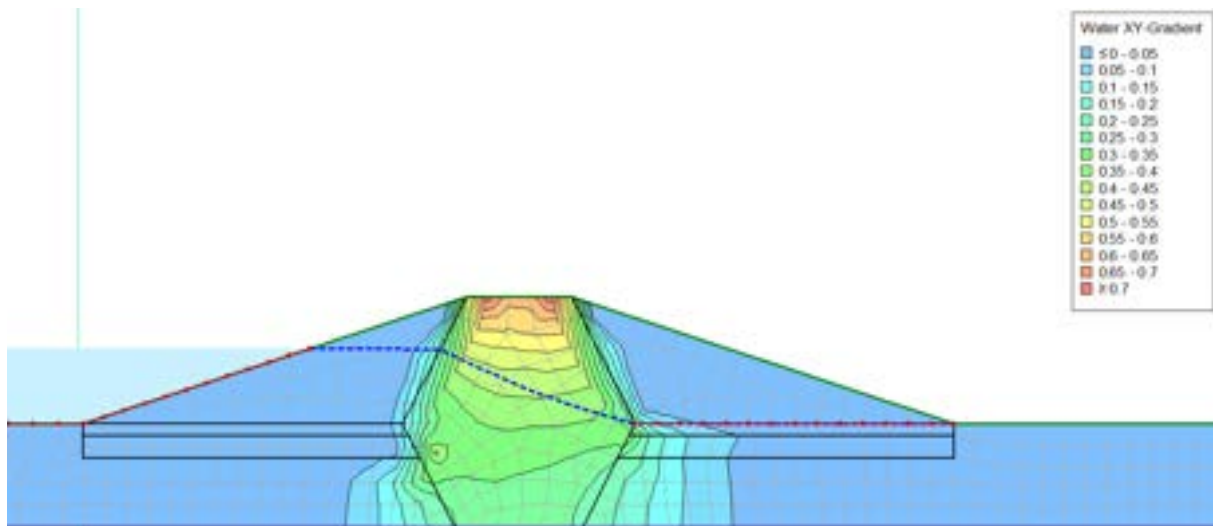


Figura 7.6: Curva de saturación y valores de gradiente hidráulico para régimen establecido - Arroyo del Sauce

Se calcula el caudal infiltrado por unidad de ancho de la presa, que resulta ser de $2,29 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Estabilidad de taludes

Para la condición de fundación sobre suelo arenoso, los factores de seguridad obtenidos resultan satisfactorios sin necesidad de introducir modificaciones en la sección proyectada.

Por su parte, la condición de fundación sobre suelo arcilloso requiere la remoción y reposición de un metro de material bajo el espaldón para alcanzar factores de seguridad satisfactorios, es decir, superiores a 1,5.

Los resultados obtenidos para ambas condiciones de fundación se presentan en la Tabla 7.8.

Tabla 7.8: Factores de seguridad obtenidos para la presa del Arroyo del Sauce

Suelo de base	FS_{aa}	FS_{AA}	Mínimo
Arenoso	1,814	1,781	1,50
Arcilloso	1,538	1,562	1,50

7.4.3. Vaciado rápido

Para la condición de vaciado rápido se obtienen también factores de seguridad satisfactorios para las distintas condiciones de fundación consideradas. En todos los casos los valores calculados superan el mínimo adoptado para el análisis, por lo que puede concluirse que

la sección proyectada presenta un comportamiento estable frente a esta solicitud. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 7.9.

Tabla 7.9: Factores de seguridad obtenidos para la condición de vaciado rápido en la presa del Arroyo del Sauce

Suelo de base	FS_{aa}	FS_{AA}	Mínimo
Arenoso	1,857	1,743	1,25
Arcilloso	1,524	1,477	1,25

7.5. Conclusiones del estudio

Con el estudio desarrollado se obtuvieron configuraciones que garantizan la estabilidad global de la presa para todas las condiciones de carga analizadas.

En todos los escenarios modelados los factores de seguridad resultaron superiores a los valores mínimos recomendados por la bibliografía de referencia. (Novak et al., 2010). Esto permite concluir que el diseño propuesto cumple adecuadamente con los criterios de estabilidad sugeridos para este tipo de obras.

Se tiene en la Tabla 7.10 los principales resultados del estudio desarrollado.

Tabla 7.10: Resumen de las verificaciones geotécnicas realizadas para las presas proyectadas en el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce

Presa	Condición	FS obtenido	FS mínimo recomendado	Caudal de infiltración ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
Presa del Arroyo Conventos	Fin de construcción	3,51	1,25	–
	Régimen establecido	1,53	1,50	$2,32 \times 10^{-7}$
	Vaciado rápido	1,33	1,25	–
Presa del Arroyo del Sauce	Fin de construcción	3,64	1,25	–
	Régimen establecido	1,54	1,50	$2,29 \times 10^{-7}$
	Vaciado rápido	1,48	1,25	–

En cuanto al gradiente hidráulico, se tiene que en las presas del Arroyo Conventos y del Arroyo del Sauce se tiene gradientes hidráulicos lejanos al crítico tanto en la zona del espaldón aguas abajo como en la interfaz entre núcleo y espaldón, donde se podrían dar sifonamiento o tubificación respectivamente.

8. Síntesis del Tomo II

En el presente tomo se desarrolló el diseño de las presas proyectadas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce, tomando como punto de partida los estudios de base realizados en el Tomo I. A partir de la modelación hidrológica e hidrodinámica se evaluaron distintas configuraciones de las obras, considerando tanto las afectaciones aguas abajo como los impactos generados aguas arriba de los embalses, hasta definir las alternativas que mejor satisfacen los objetivos del proyecto.

Posteriormente, se realizó el diseño de las estructuras de vertido, verificando su funcionamiento para las avenidas de proyecto y extremas adoptadas de acuerdo con la categoría de las presas. Asimismo, se definieron los elementos necesarios para garantizar un adecuado comportamiento hidráulico de las obras, incluyendo el cuenco disipador, las protecciones contra la erosión y las restantes obras complementarias, así como también el descargador de fondo para las épocas de estiaje.

Finalmente, se desarrolló el diseño de las presas de materiales sueltos, definiendo la tipología seleccionada, la cota de coronamiento, la geometría de la sección, el núcleo impermeable, los espaldones, el dentellón, los sistemas de drenaje y filtración, así como las protecciones de los taludes. El diseño fue posteriormente verificado mediante análisis geotécnicos de estabilidad e infiltración, comprobando el adecuado comportamiento de la estructura bajo las distintas condiciones de operación consideradas.

El conjunto de resultados obtenidos permiten obtener una posible solución al problema de inundaciones en la ciudad de Melo, a partir del proyecto ejecutivo en alguno de sus tramos de la presa del Arroyo Conventos, así como un anteproyecto en la presa del Arroyo del Sauce. Los elementos desarrollados en este tomo sirven, a su vez, como base para el Tomo III, en el cual se abordan los aspectos constructivos, los lineamientos para el plan de acción de emergencia y la estimación de los costos de la obra.

Referencias

- INUMET. (s.f.). Consultado el 22 de noviembre de 2025, desde <https://www.inumet.gub.uy/clima/estadisticas-climatologicas/tablas-estadisticas>
- INUMET. (s.f.). Consultado el 22 de noviembre de 2025, desde <https://www.inumet.gub.uy/clima/estadisticas-climatologicas/caracteristicas-climaticas>
- Arreguín Cortés, F., & Alcocer Yamanaka, V. H. (2011). *Diseño hidráulico de vertedores*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Badillo, E. J., & Rodríguez, A. R. (1969). *Mecánica de Suelos. Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (2.^a ed.). Limusa.
- Ballester Muñoz, F., Castro Fresno, D., & Gil Oveja, M. (Setiembre 2000). Diseño de los geotextiles por función y campos de aplicación.
- Breña, E. A., & Gómez, R. P. (2005). *Diseño Hidráulico de Aliviaderos para Presas Pequeñas*.
- CIRIA, CUR & CETMEF. (2007). Rock Manual. The use of rockk in hydraulic engineering. Chapter 5: Physical processes and design tools (2da edición). Consultado el 6 de diciembre de 2025, desde <https://kennisbank-waterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual/BWchapter%205.pdf>
- CIRIA, C., & CETMEF. (2007). *The Rock Manual: The Use of Rock in Hydraulic Engineering*. CIRIA.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (1999). *Guías Técnicas de Seguridad de Presas* [Guía N° 6: Construcción de presas y control de calidad]. Gráficas Rito.
- Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas*. (2009). Ver. 1.0. MVOTMA - DINASA. <https://montevideo.gub.uy/sites/default/files/biblioteca/manualdinasa.pdf>
- Durañona, V. (2015). *Extreme Wind Climate of Uruguay. (Clima de vientos extremos en Uruguay)* [Tesis de Doctorado en Mecánica de los Fluidos Aplicada]. Universidad de la República, Facultad de Ingeniería [Director de tesis: Prof. Christopher J. Baker, University of Birmingham, United Kingdom].
- Durañona, V., Perera, G., Piccini, J., Molinari, M., & Denis, A. (2022). Identificación y caracterización de los vientos extremos que afectan a Uruguay. *REVISTA JORNAMET*, 1, 35-37. <https://www.inumet.gub.uy/sites/default/files/2024-05/REVISTA%20JORNAMET%20N1%202022.pdf>
- FHWA. (1989, rev. 1990). *Geotextile Design Construction Guidelines*.
- Flores Berrones, R., Vassilev, V. H., & Li Liu, X. (2001). *Geotecnia en ingeniería de presas*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Giroud, J. P., Luettich, S. M., & Bachus, R. C. (1992). Geotextile Filter Design Guide.
- Iñiguez, J. B. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *MASKANA*, 2(2), 1-19.

- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- Miller, D. S. (1990). *Internal Flow Systems*. BHRA.
- Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca. (2021, 26 de mayo). *Actualización de Cobertura y Uso del Suelo del Uruguay al año 2020/2021*. Dirección General de Recursos Naturales. Consultado el 10 de julio de 2026, desde <https://www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/comunicacion/noticias/actualizacion-cobertura-uso-del-suelo-del-uruguay-ano-20202021>
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2020). *Marco de Gestión Ambiental y Social (MGAS). Programa de Caminos Rurales Productivos* (inf. téc.). Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Montevideo, Uruguay. Consultado el 3 de junio de 2026, desde <https://www.gub.uy/ministerio-transporte-obras-publicas/sites/ministerio-transporte-obras-publicas/files/documentos/publicaciones/URL1201%20MGAS%20final.pdf>
- Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, 15(1), 79-93. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>
- Notas HHA, U., IMFIA. (2021). *Capítulo 3.2: Diseño de Alcantarillas: Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas* [Material de curso. Universidad de la República, Montevideo]. https://eva.fing.edu.uy/pluginfile.php/42130/mod_resource/content/6/Cap3.2HHA2018_v4MF.pdf
- Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C. S. R., & Narayanan, R. (2010). *Hydraulic Structures* (4th). Taylor & Francis.
- Rossman, L., Michelle Simon, O. o. R., & Development. (2022). *Addendum to the Storm Water Management Model Reference Manual: Volume II – Hydraulics*. <https://www.epa.gov/system/files/documents/2022-02/swmm5-reference-manual-ii-addendum-20220210mas2wr-1.pdf>
- SPANCOLD. (1996). *Guías Técnicas de Seguridad de Presas. Tomo 1: Seguridad de Presas*.
- SPANCOLD. (1999). *Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 6: Construcción de presas y control de calidad*.
- SPANCOLD. (2003). *Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 2: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas – Tomo I: Aspectos generales del proyecto y presas de fábrica*.
- SPANCOLD. (2013). *Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 2: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas – Tomo II: Presas de materiales sueltos*.
- SPANCOLD. (s.f.). *Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 5: Aliviaderos y Desagües*.
- SPANCOLD – Spanish Committee on Large Dams. (2012). *Guía Técnica de Seguridad de Presas*. Seguridad de Presas. Consultado el 3 de diciembre de 2025, desde <https://www.spancold.org/producto/guia-tecnica-de-seguridad-de-presas-no-1-seguridad-de-presas/>

- USBR. (1987). *Design of Small Dams* (3rd). U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.
- USBR. (Noviembre 2011). Design Standards No. 13: Embankment Dams: Chapter 5: Protective Filters. Consultado el 6 de diciembre de 2025, desde <https://damtoolbox.org/images/6/60/DS13-5.pdf>

Anexos

A. Series de niveles simuladas para puntos seleccionados

A continuación se presentan las series de niveles simuladas para un tiempo de retorno de 1000 años y el máximo correspondiente a un evento de precipitación de tiempo de retorno 100 años sin la presencia de presas.

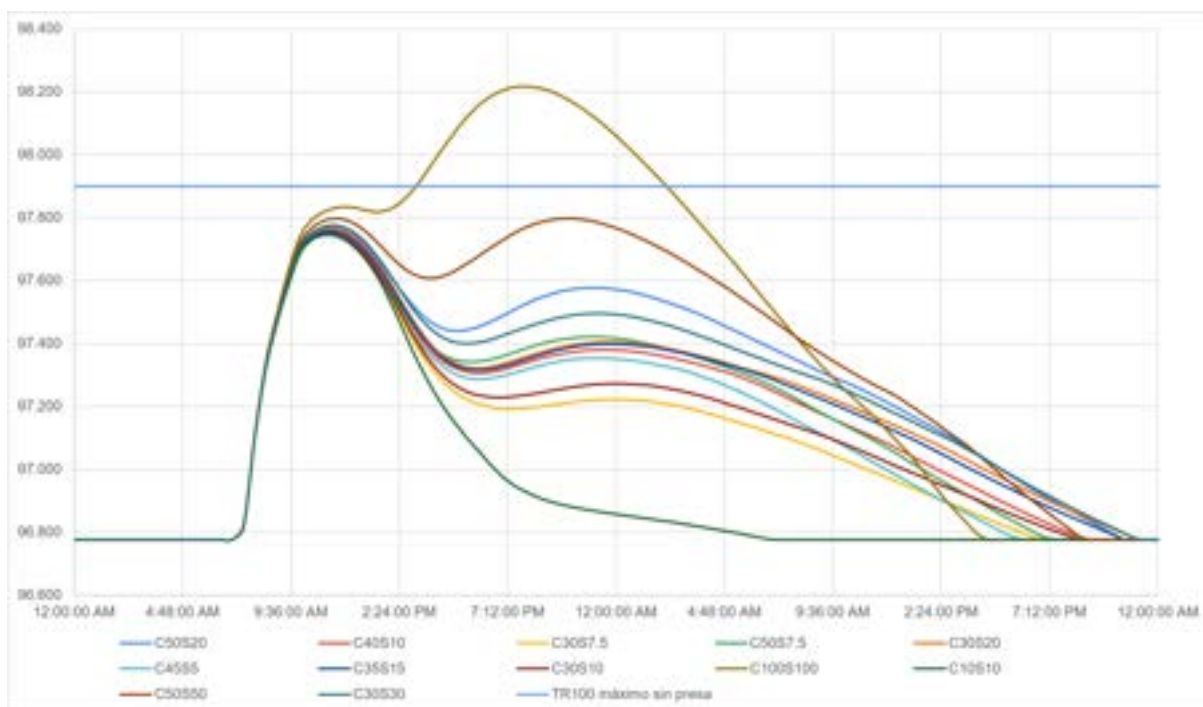


Figura A.1: Serie de niveles aguas abajo de puente en Ruta N° 26

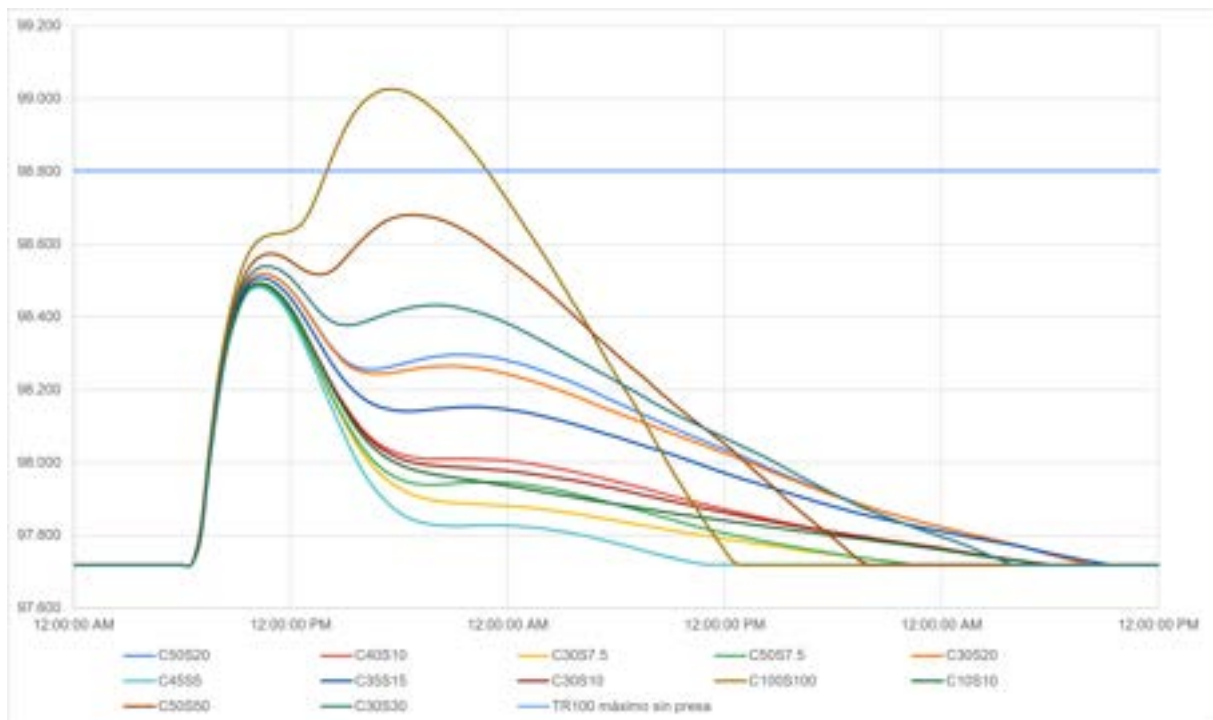


Figura A.2: Serie de niveles en barrio del Estadio

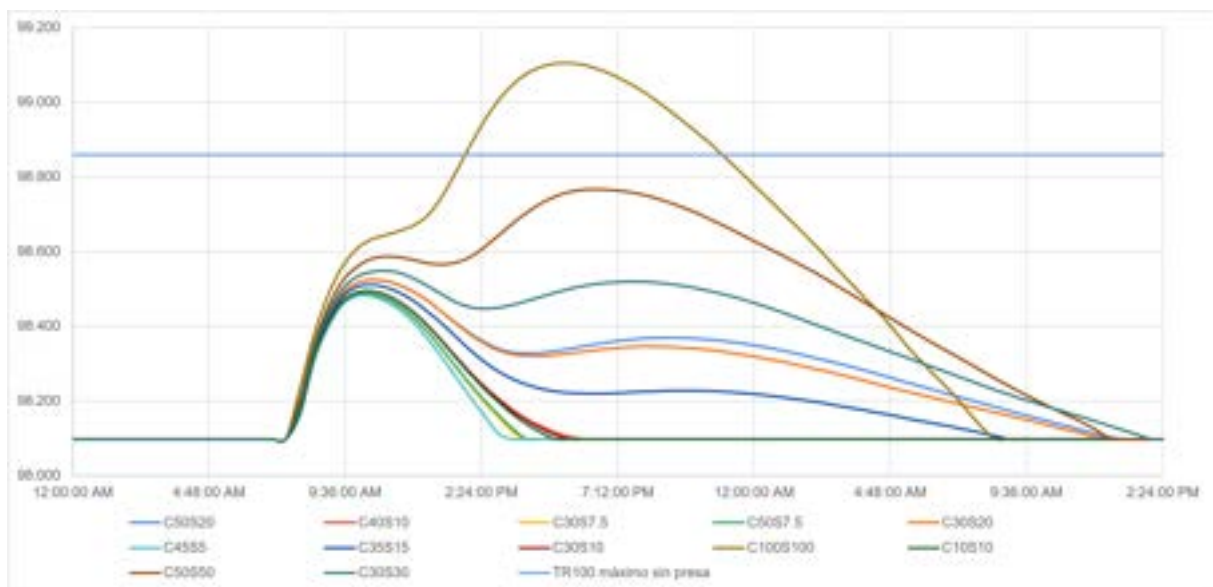


Figura A.3: Serie de niveles en barrio aguas arriba del Estadio

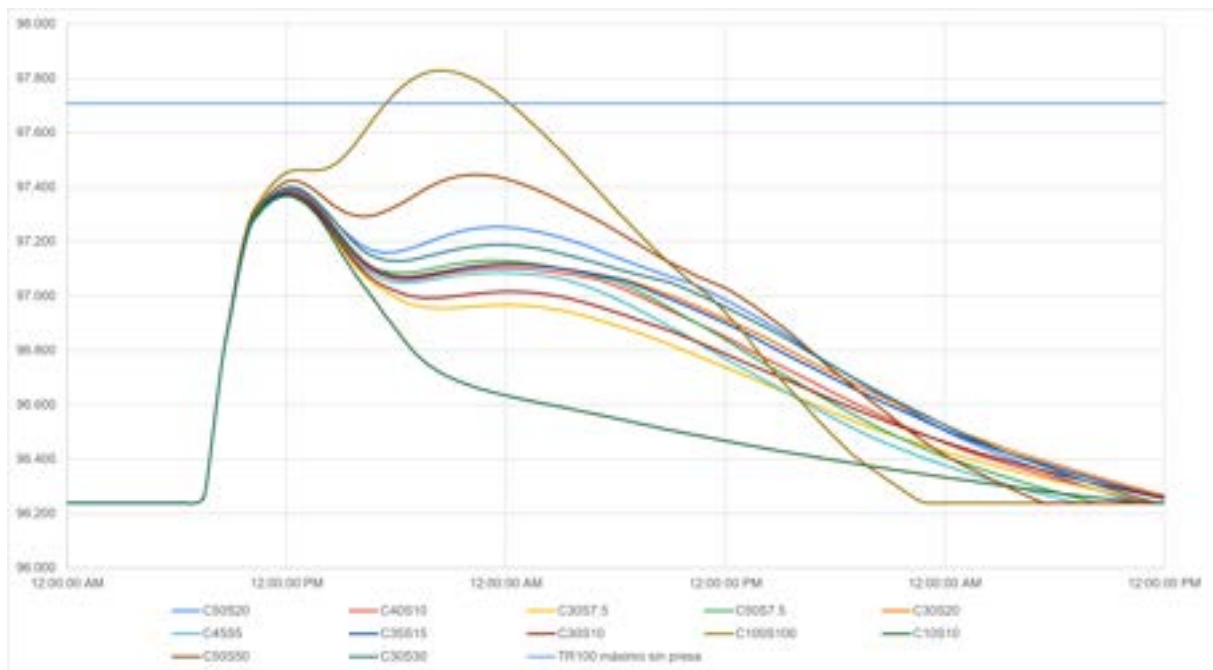


Figura A.4: Serie de niveles en zona del Teatro de Verano

Se muestran las series de niveles simuladas para un evento con periodo de retorno 1000 años en los puntos aguas arriba de la presa sobre el Arroyo del Sauce.

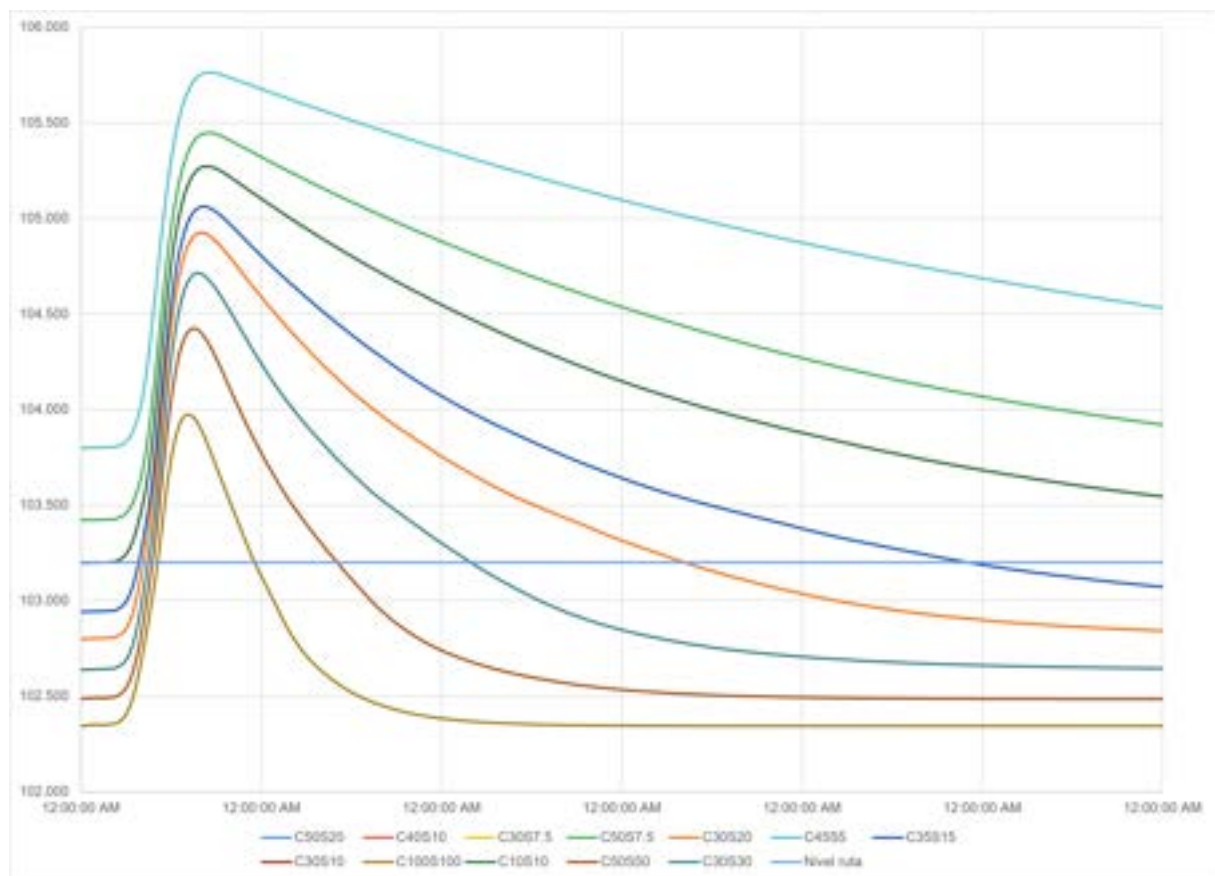


Figura A.5: Serie de niveles en punto sobre Ruta 8 cercano a la presa sobre Arroyo del Sauce

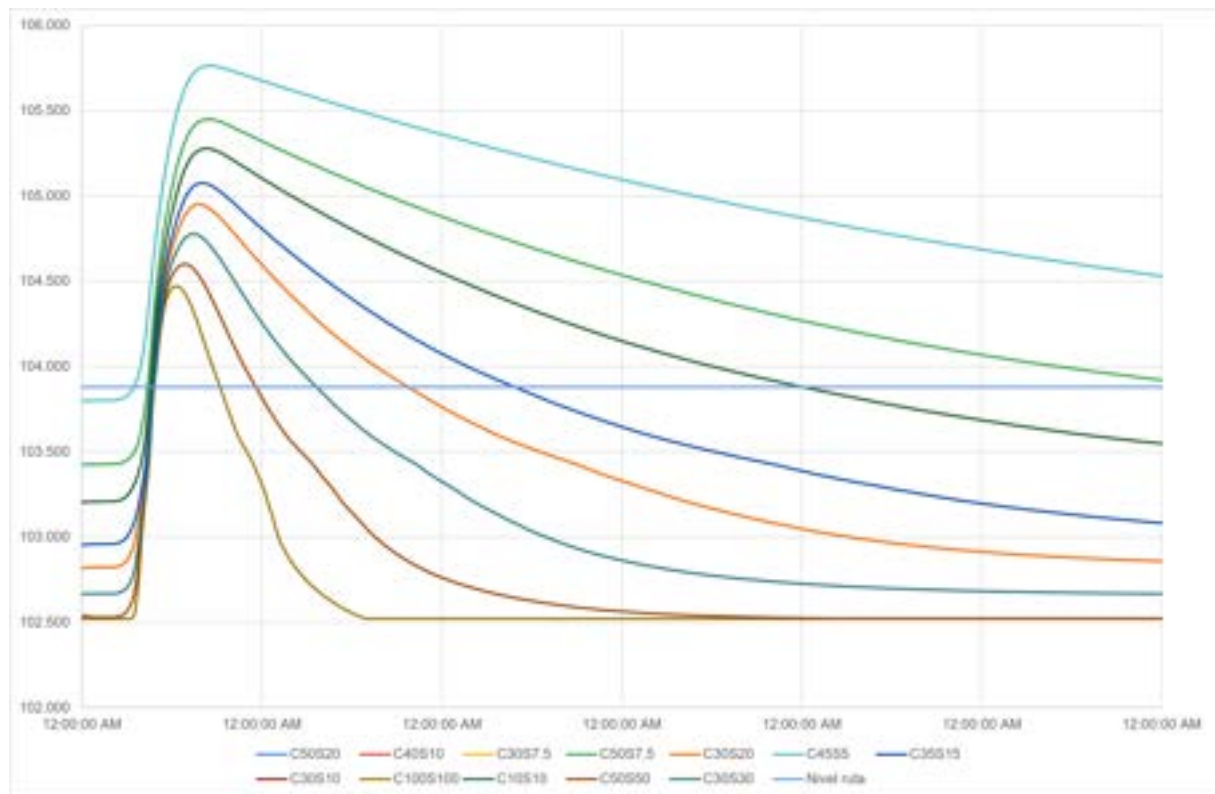


Figura A.6: Serie de niveles en punto sobre Ruta 8 alejado a la presa sobre Arroyo del Sauce

B. Datos obtenidos para los distintos puntos utilizados para la definición de configuración de vertido

Tabla B.1: Resultados obtenidos para los puntos de control ubicados en el estadio y en el barrio aguas arriba del estadio.

Configuración	C50S20	C40S10	C30S7,5	C45S5	C35S15	C50S7,5	C30S20	C30S10	C100S100	C10S10	C50S50	C30S30
Estadio												
Nivel TR10	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4	98,4
1º pico TR100	98,22	98,20	98,20	98,19	98,21	98,19	98,22	98,20	98,305	98,20	98,25	98,23
2º pico TR100	98,04	97,79	97,69	97,67	97,93	97,72	98,02	97,79	98,603	97,79	98,37	98,17
Tiempo (h)	0	0	0	0	0	0	0	0	10	0	0	0
Ruta (km)	0,752	0,973	1,044	1,121	0,84	1,044	0,752	0,973	0,469	0,973	0,5648	0,6146
Dif. picos	0,18	0,41	0,51	0,52	0,28	0,47	0,20	0,41	-0,298	0,41	-0,12	0,06
Barrio aguas arriba del estadio												
Nivel TR10	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40	98,40
1º pico TR100	98,23	98,20	98,20	98,20	98,23	98,20	98,22	98,20	98,34	98,20	98,27	98,24
2º pico TR100	98,16	98,15	98,15	98,15	98,16	98,15	98,15	98,15	98,70	98,15	98,47	98,26
Tiempo (h)	0	0	0	0	0	0	0	0	12	0	6,5	0
Dif. picos	-0,07	-0,05	-0,05	-0,05	-0,07	-0,04	-0,06	-0,05	0,35	-0,05	0,20	0,02

Tabla B.2: Resultados obtenidos para los puntos de control ubicados aguas abajo del puente y en el Teatro de Verano.

Configuración	C50S20	C40S10	C30S7,5	C45S5	C35S15	C50S7,5	C30S20	C30S10	C100S100	C10S10	C50S50	C30S30
Abajo del puente												
Nivel TR10	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37	97,37
1º pico TR100	97,43	97,41	97,41	97,41	97,42	97,41	97,43	97,41	97,49	97,41	97,45	97,43
2º pico TR100	97,186	96,967	96,85	96,927	96,998	97,016	97,011	96,85	97,693	96,85	97,399	97,117
Tiempo (h)	3	3	2	3	3	3	3	2	19,5	2	5	3
Dif. picos	-0,24	-0,44	-0,56	-0,48	-0,42	-0,39	-0,42	-0,56	0,21	-0,56	-0,05	-0,31
Teatro de Verano												
Nivel TR10	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18	97,18
1º pico TR100	97,13	97,101	97,10	97,10	97,13	97,10	97,13	97,10	97,16	97,10	97,14	97,13
2º pico TR100	96,92	96,71	96,55	96,67	96,74	96,75	96,75	96,60	97,34	96,32	97,11	96,85
Tiempo (h)	0	0	0	0	0	0	0	0	10,5	0	0	0
Dif. picos	-0,21	-0,40	-0,55	-0,43	-0,39	-0,35	-0,37	-0,50	0,18	-0,78	-0,03	-0,28

C. Descargador de fondo

C.1. Ábacos utilizados para el cálculo de la pérdida de carga localizada del descargador de fondo

En las siguientes figuras se presentan los ábacos utilizados para la determinación de las pérdidas de carga localizadas en el diseño del descargador de fondo. Todos fueron obtenidos de Miller (1990).

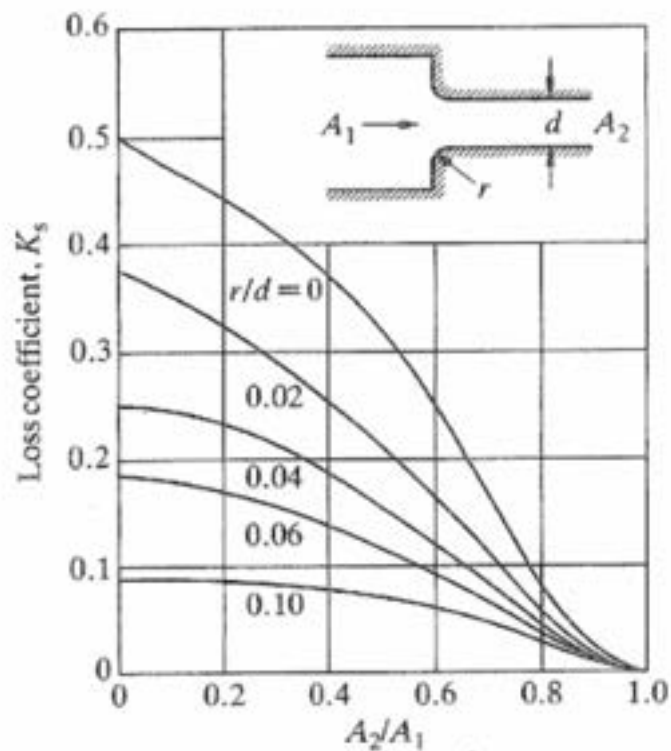


Figura C.1: Ábaco para la determinación de la pérdida de carga en una contracción.

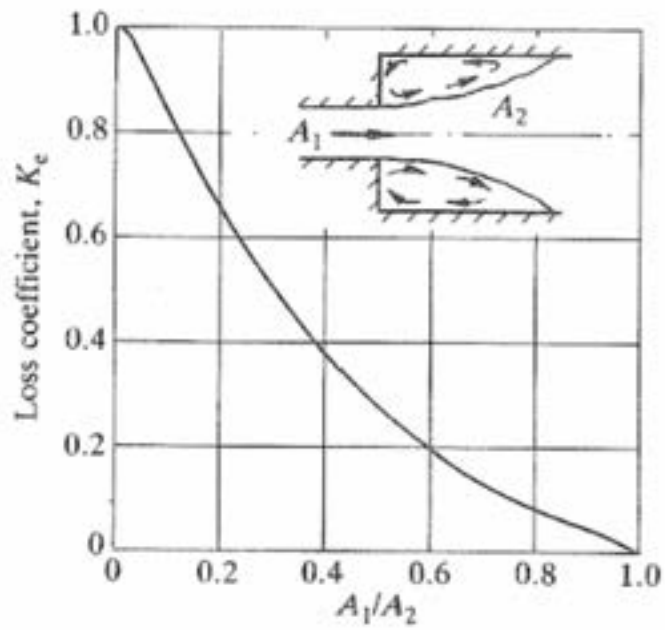


Figura C.2: Ábaco para la determinación de la pérdida de carga en una expansión.

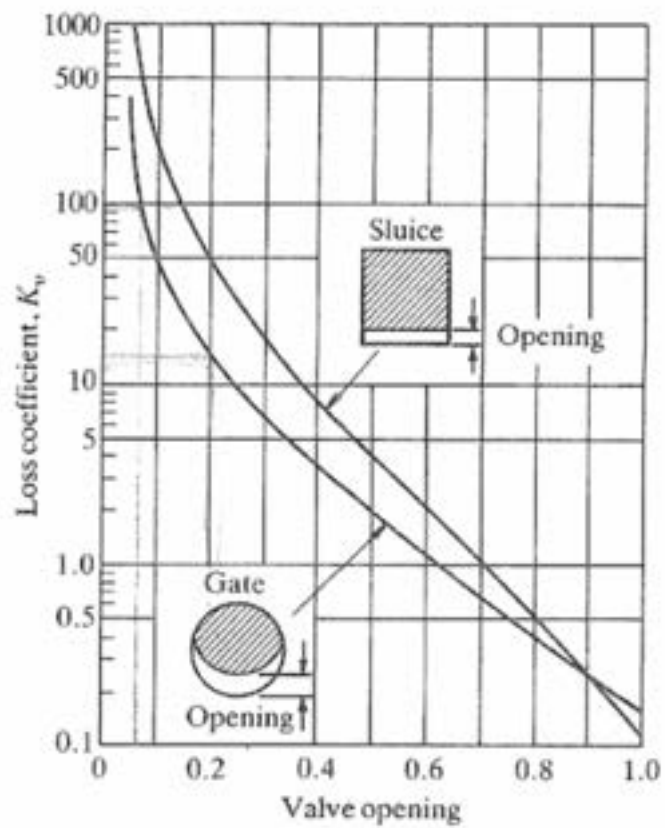


Figura C.3: Ábaco para la determinación de la pérdida de carga en una compuerta.

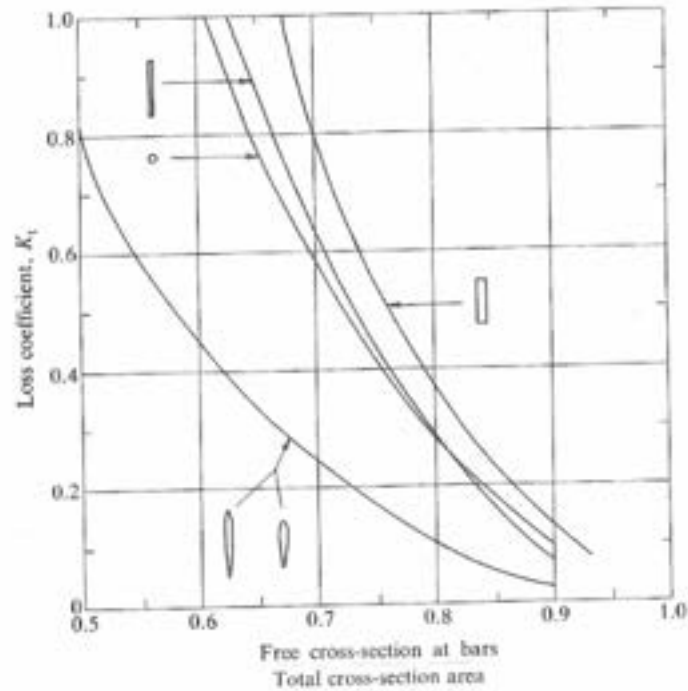


Figura C.4: Ábaco para la determinación de la pérdida de carga en una reja.

C.2. Tiempo de vaciado del embalse para distintas cotas de lago

A continuación, se evalúa el tiempo requerido para que los descargadores evacúen la totalidad del volumen almacenado en el embalse, a cotas NMN, NAP y NAE. La verificación se realiza considerando ambos descargadores completamente abiertos (100 % de apertura).

Se vuelve a presentar el caso de embalse a cota NMN para su comparación. Como se mencionó en la sección, la descarga del conducto es libre dado que la cota del embalse no genera descarga en el aliviadero. En cambio, para las cotas NAP y NAE, se fija el tirante dado aguas abajo a partir de los resultados del modelo hidrodinámico en *HEC-RAS*. En la Tabla C.1 se detallan los datos de entrada en estos escenarios.

Tabla C.1: Datos de entrada para verificación del descargador con cota de embalse en NMN, NAP y NAE.

	Nivel de agua inicial embalse	Tipo de descarga	Cota de la descarga fija
NMN	7 m	Libre	-
NAP	9,66 m	Fija	101,85 m
NAE	10,25 m	Fija	102,03

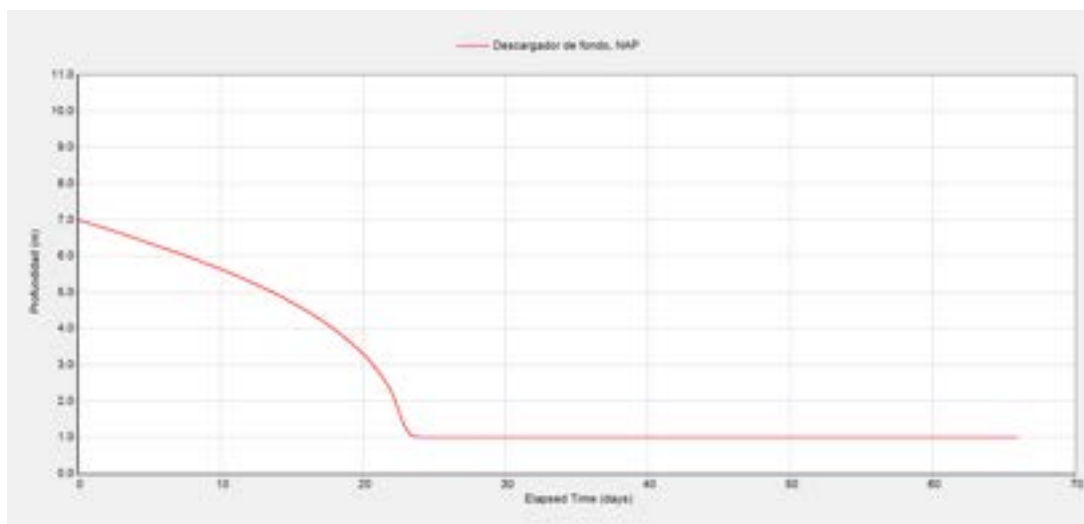


Figura C.5: Variación de la altura en el embalse con los dos descargadores abiertos al 100 %, comenzando en cota NMN.

En la Figura C.5 se evidencia que los descargadores vacían el embalse a cota NMN en 22 días aproximadamente, quedando éste con 1 m de profundidad, igual a la altura del volumen muerto. Asimismo, de la modelación se obtiene que el caudal de descarga máximo es de $10,8 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde a una velocidad de $5,5 \text{ m/s}$.

En la Figura C.6 y la Figura C.7 se exhibe el funcionamiento de los descargadores en los casos en que la cota del embalse sea igual al NAP y NAE respectivamente. Estos se presentan para ver la contribución del descargador en el descenso del embalse sin considerar el efecto de la descarga del cimacio. En estos casos, el vaciado se da en un tiempo cercano a 2 meses.

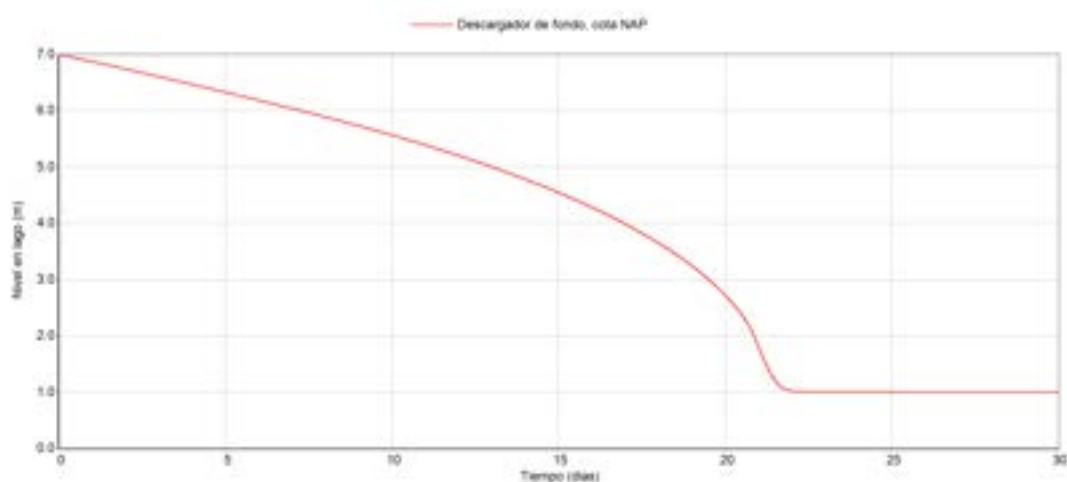


Figura C.6: Variación de la altura en el embalse con los dos descargadores abiertos al 100 %, comenzando en cota NAP.

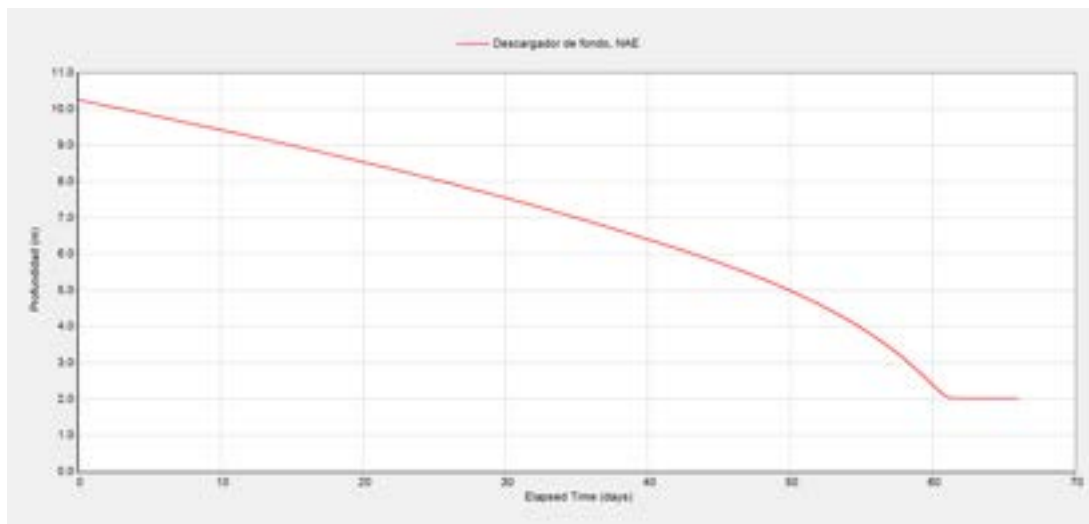


Figura C.7: Variación de la altura en el embalse con los dos descargadores abiertos al 100 %, comenzando en cota NAE.

D. Comparación de cota de coronamiento por dos métodos para diferentes anchos de vertido

Tabla D.1: Cotas de coronamiento obtenidas mediante los métodos de Novak y SBM para distintas configuraciones de vertido.

PRESA DEL ARROYO CONVENTOS								
Ancho de vertido (m)	Método Novak			Método SBM				
	NAP + VProyecto	NAE + VUsual	NMN + VExtremo	NAP + VProyecto	NAE + VUsual	NMN + VExtremo		
	Cota (m)	Run-up (m)	Cota (m)	Cota (m)	h/L	Cota (m)	h/L	Cota (m)
100	109,97	110,2	108,16	110,75	0,54	109,8	0,63	108,88
50	110,37	110,7	–	111,15	0,54	110,3	0,63	–
45	110,44	110,8	–	111,22	0,54	110,3	0,64	–
40	110,51	110,9	–	111,30	0,54	110,4	0,64	–
35	110,59	111,0	–	111,37	0,54	110,5	0,64	–
30	110,68	111,1	–	111,46	0,54	110,6	0,64	–
10	111,39	111,9	–	112,18	1,03	111,4	1,10	–
PRESA DEL ARROYO DEL SAUCE								
Ancho de vertido (m)	Método Novak			Método SBM				
	NAP + VProyecto	NAE + VUsual	NMN + VExtremo	NAP + VProyecto	NAE + VUsual	NMN + VExtremo		
	Cota (m)	Run-up (m)	Cota (m)	Cota (m)	h/L	Cota (m)	h/L	Cota (m)
100	104,9	105,1	102,71	105,6	0,52	104,7	0,59	102,78
50	105,3	105,7	–	106,1	1,01	105,2	1,06	–
30	105,6	106,0	–	106,4	1,51	105,6	1,54	–
20	105,9	106,2	–	106,6	0,53	105,8	0,61	–
15	106,1	106,4	–	106,6	0,53	105,8	0,61	–
10	106,3	106,7	–	107,10	0,53	106,2	0,61	–
7,5	106,5	106,8	–	107,10	0,53	106,2	0,61	–
5	106,8	107,1	–	107,7	0,53	106,7	0,62	–

E. Secciones asociadas a los factores de seguridad - Geotécnia presa de Ao. Sauce

En las figuras siguientes se presentan las superficies de falla obtenidas para los distintos casos de estudio considerados en el análisis de estabilidad de la presa del Arroyo del Sauce.

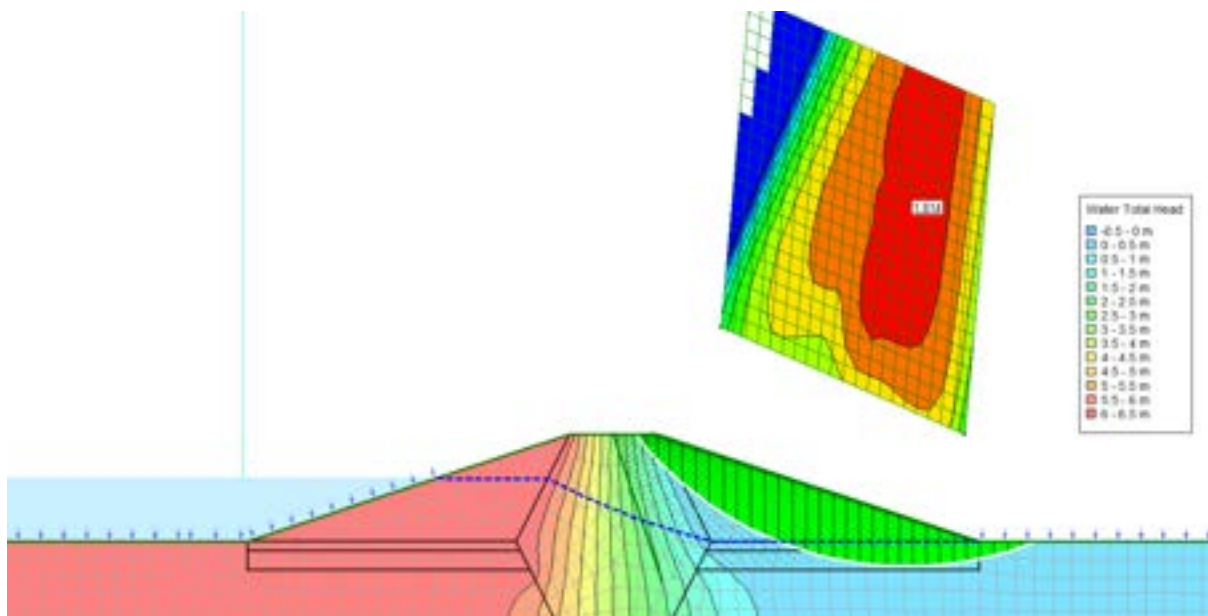


Figura E.1: Régimen establecido. Talud aa sobre suelo arenoso.

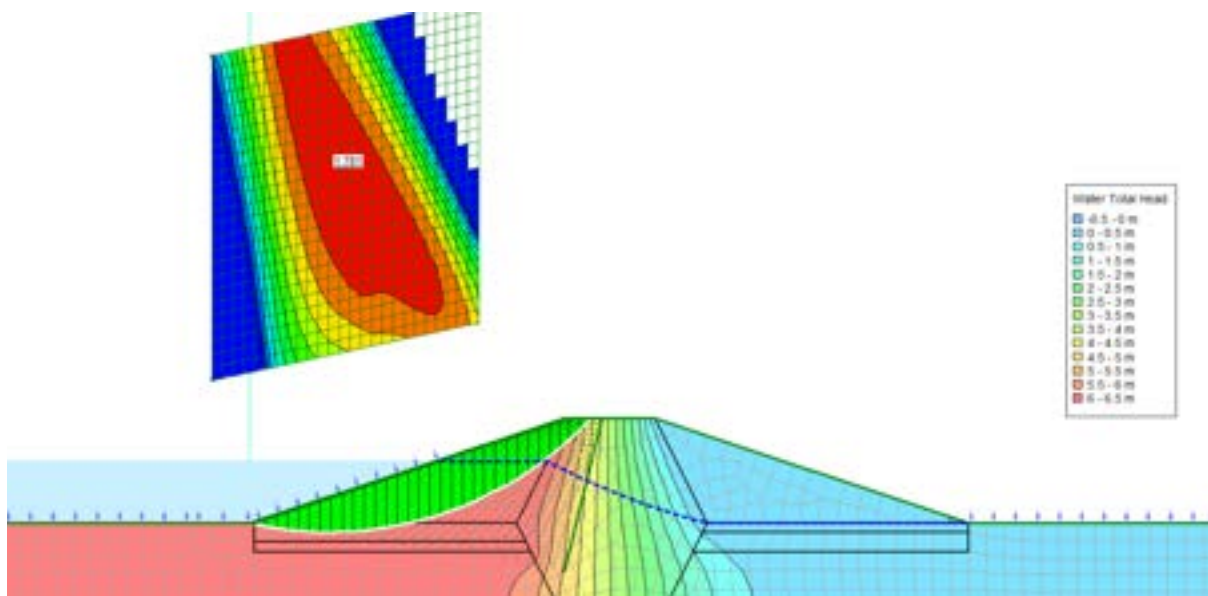


Figura E.2: Régimen establecido. Talud AA sobre suelo arenoso.

Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto
Ambiental de un proyecto de Regulación y Acondicionamiento
del Arroyo Conventos, Melo.
Tomo III: Seguridad y Procedimientos Constructivos

Mercedes Abad
Florencia Curi
Inti Rodríguez
Emiliano Zoccolini

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Tutores

Dr. Ing. Guillermo López
Msc. Ing. Santiago Narbondo

Tribunal

Dr. Ing. Alejandra De Vera
Dr. Ing. Christian Chreties
Dr. Ing. Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay
Agosto de 2026

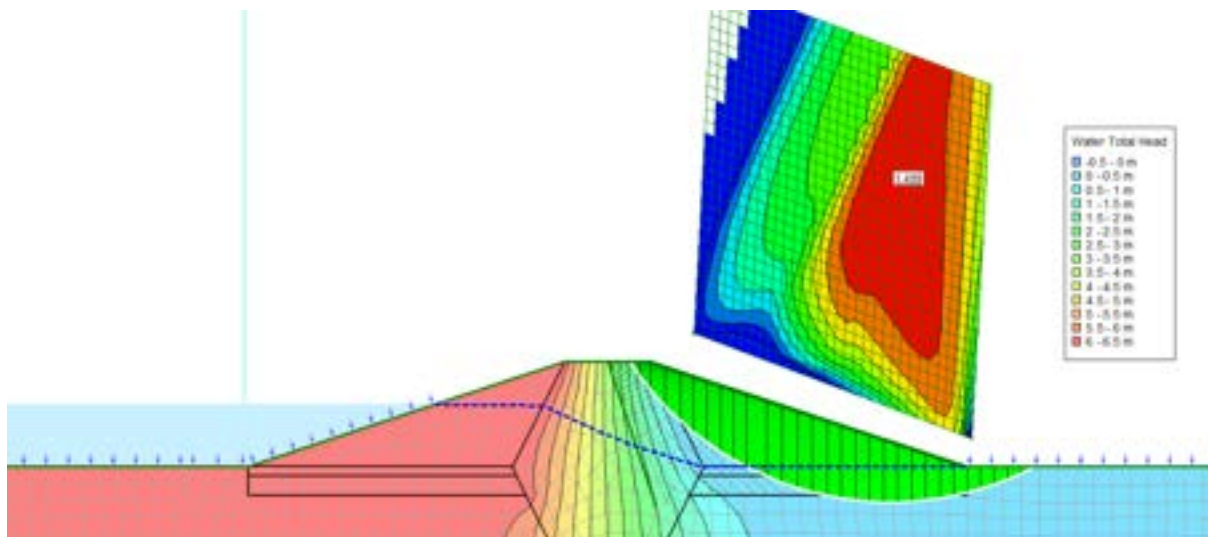


Figura E.3: Régimen establecido. Talud aa sobre suelo arcilloso sin reposición.

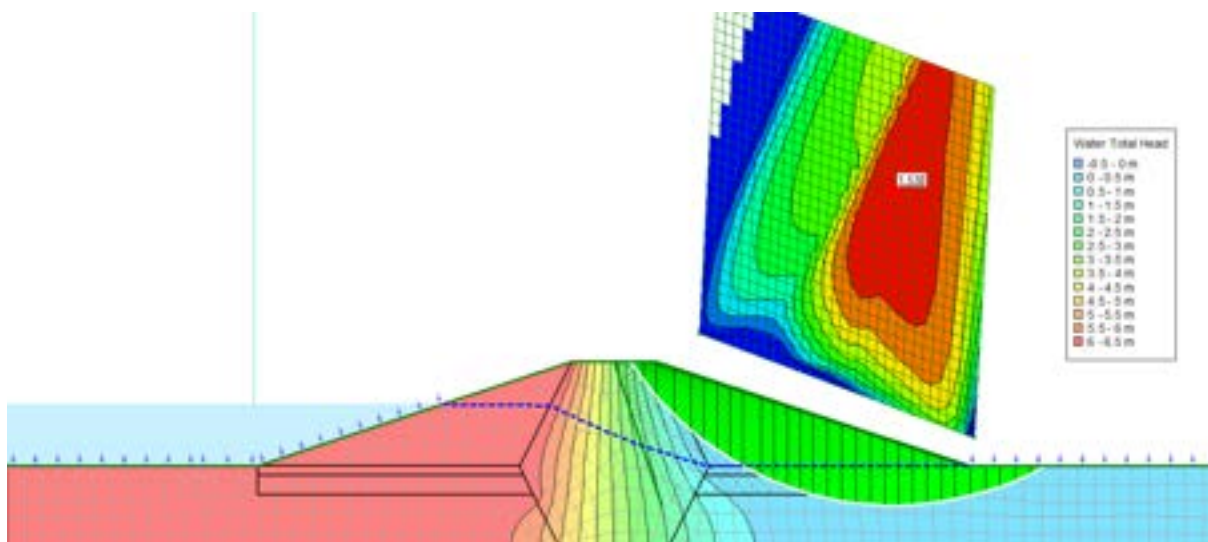


Figura E.4: Régimen establecido. Talud aa sobre suelo arcilloso con reposición.

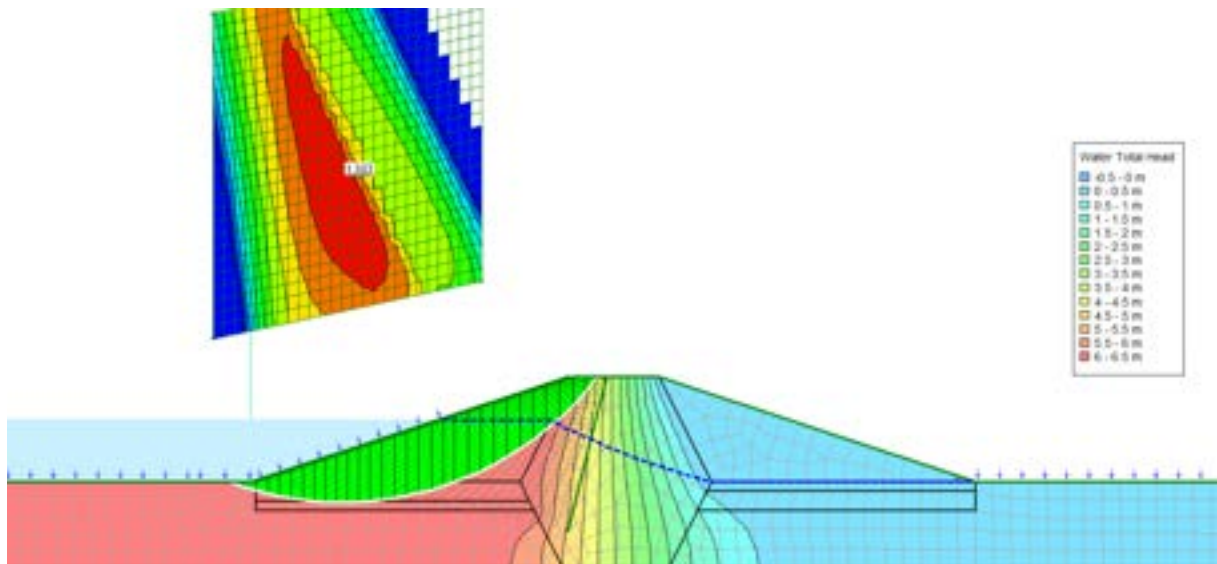


Figura E.5: Régimen establecido. Talud AA sobre suelo arcilloso sin reposición.

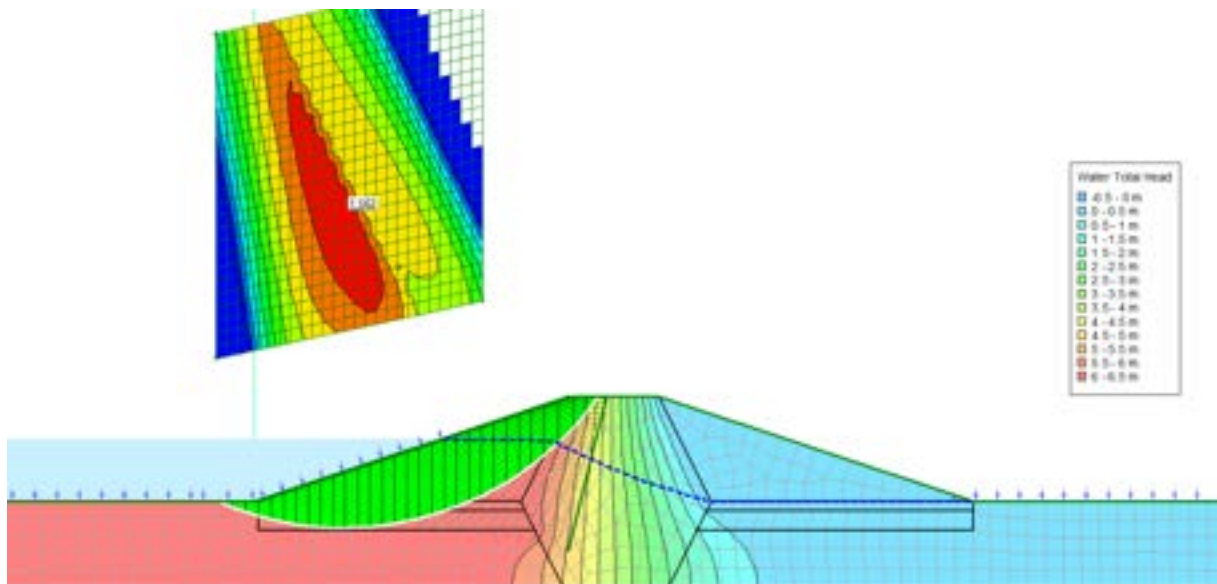


Figura E.6: Régimen establecido. Talud AA sobre suelo arcilloso con reposición.

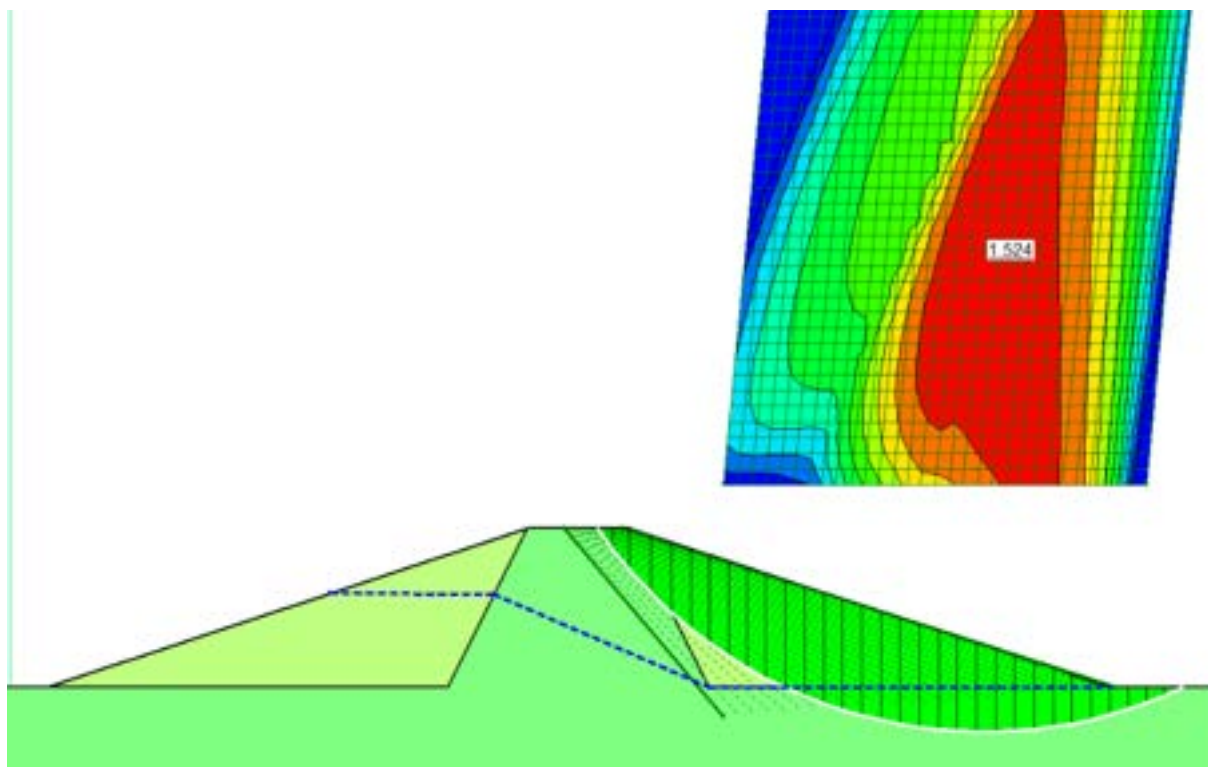


Figura E.7: Vaciado rápido. Talud aa sobre suelo arcilloso.

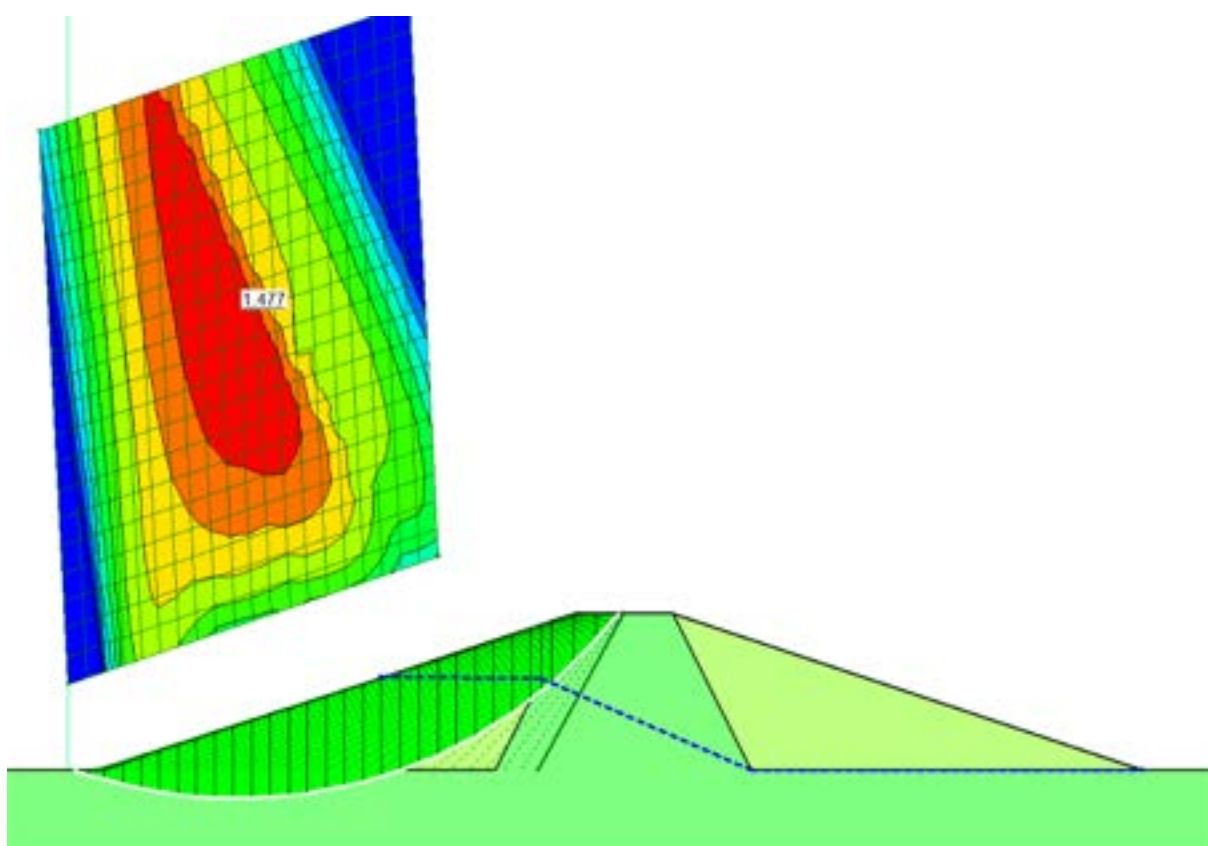


Figura E.8: Vaciado rápido. Talud AA sobre suelo arcilloso.

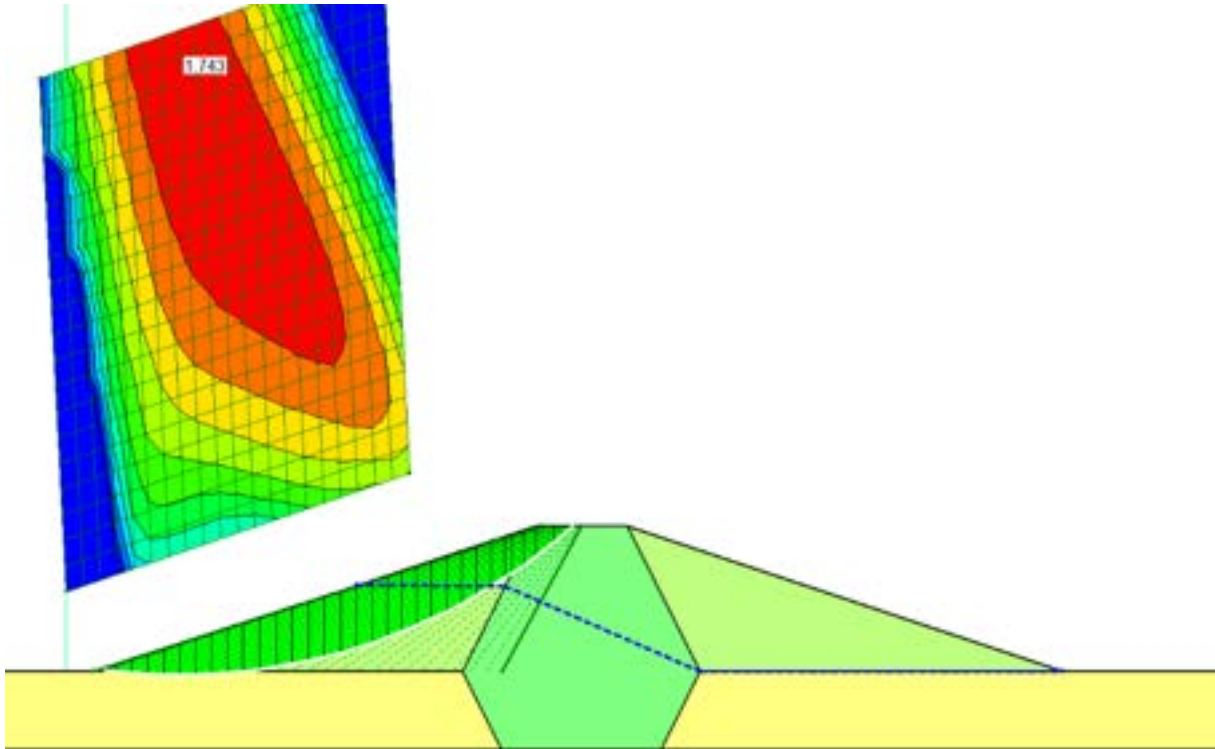


Figura E.9: Vaciado rápido. Talud AA sobre suelo arenoso.

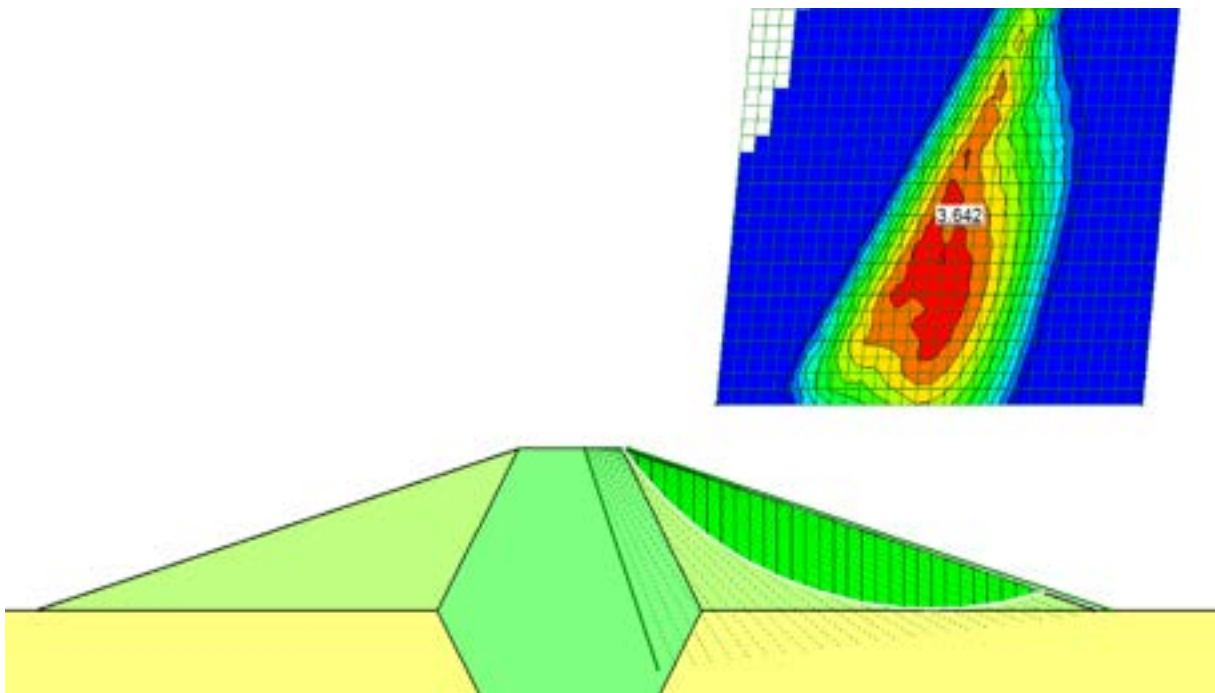


Figura E.10: Fin de construcción. Talud aa sobre suelo arenoso.

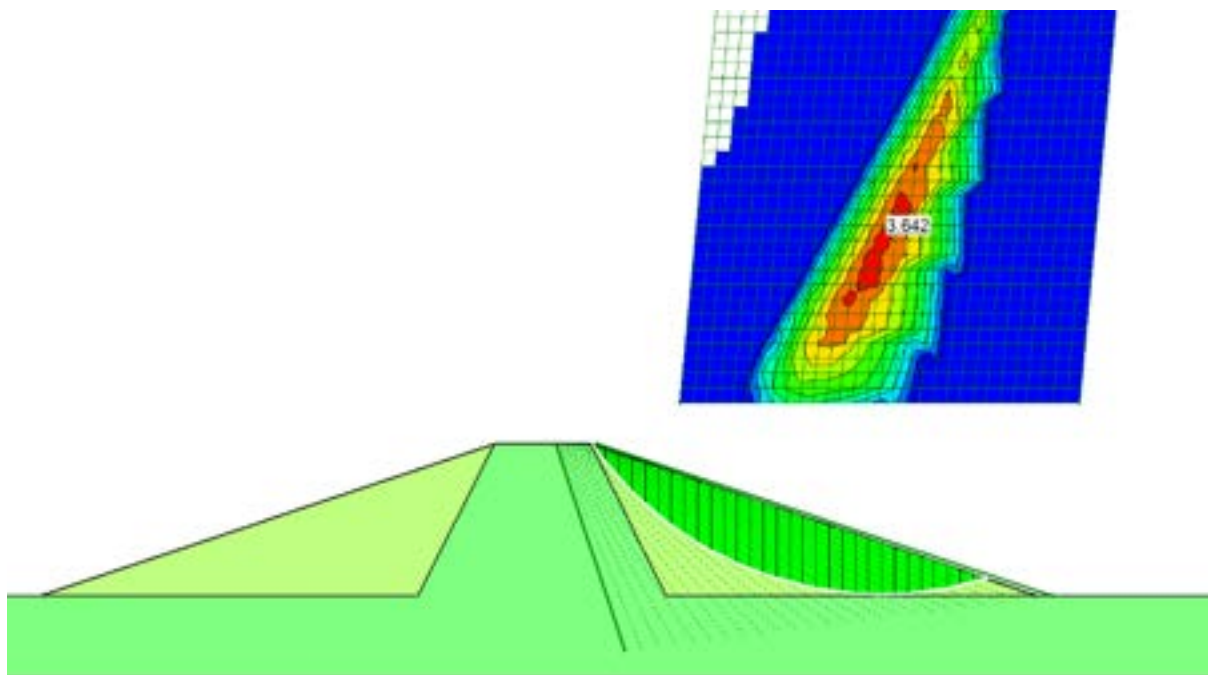


Figura E.11: Fin de construcción. Talud aa sobre suelo arcilloso.

Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto
Ambiental de un proyecto de Regulación y Acondicionamiento
del Arroyo Conventos, Melo.
Tomo III: Seguridad y Procedimientos Constructivos

Mercedes Abad
Florencia Curi
Inti Rodríguez
Emiliano Zoccolini

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniería Civil.

Tutores

Dr. Ing. Guillermo López
Msc. Ing. Santiago Narbondo

Tribunal

Dr. Ing. Alejandra De Vera
Dr. Ing. Christian Chreties
Dr. Ing. Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay
Agosto de 2026

Índice

1. Introducción	5
1.1. Estructura del documento	6
2. Consideraciones constructivas	7
2.1. Desvío del arroyo	7
2.2. Excavaciones	9
2.3. Mejoramiento de suelos	11
2.4. Hormigón	15
2.4.1. Agregados	15
2.4.2. Cemento	16
2.4.3. Colocación y curado del hormigón	16
2.5. Presa de materiales sueltos	17
2.5.1. Núcleo	17
2.5.2. Preparación de la cimentación del núcleo	17
2.5.3. Transporte, extendido y compactación en presa	17
2.5.4. Construcción de filtros y drenes	18
2.5.5. Construcción de espaldones	18
3. Auscultación e instrumentación	19
3.1. Mediciones en presa	19
3.2. Mediciones en galerías de inspección	22
3.2.1. Frecuencia de medición	23
3.3. Otras mediciones	25
3.3.1. Descargador de fondo	25
3.3.2. Restitución al cauce	25
3.4. Planillas de Auscultación de Presas	25
4. Lineamientos Para un Plan de Acción de Emergencia	28
4.1. Escenarios de emergencia	29
4.2. Actuación ante escenarios de emergencia	31
4.3. Resultados de rotura	35
4.3.1. Sensibilidad a los parámetros de la brecha	35
4.3.2. Afectación de rotura	45
5. Estudio de Costos	49
5.1. Costos de ambas presas	49
5.2. Costo de la presa del Arroyo Conventos	50
5.2.1. Implantación y replanteo	51

5.2.2. Movimientos de suelos	51
5.2.3. Desvío del cauce	52
5.2.4. Presa de material suelto	52
5.2.5. Vertedero	52
5.2.6. Elementos de auscultación	53
5.2.7. Estructuras accesorias	53
5.2.8. Descargador de fondo	53
5.2.9. Camino de acceso a presa	53
5.2.10. Acondicionamiento	53
5.2.11. Consideraciones	53
6. Síntesis del Tomo III	57
7. Comentarios finales del proyecto	57
Referencias	60
Anexos	61
A. Métodos para estimar la brecha	62

Acrónimos

CDE Comité Departamental de Emergencias. [33](#), [34](#)

CECOED Centro Coordinador de Emergencias Departamentales. [33](#), [34](#)

PADE Plan de Acción ante Emergencias. [5](#), [6](#), [28](#)

RQD Rock Quality Designation. [11](#), [12](#)

SINAE Sistema Nacional de Emergencias. [34](#)

USACE United States Army Corps of Engineers. [40](#)

1. Introducción

El presente documento, *Tomo III: Seguridad y Procedimientos*, constituye el tercer tomo del Proyecto Final de Grado correspondiente a la carrera de Ingeniería Civil, perfil Hidráulico–Ambiental, titulado “*Proyecto Ejecutivo y Bases para la Evaluación de Impacto Ambiental de un Proyecto de Regulación y Acondicionamiento del Arroyo Conventos, Melo*”. El proyecto tiene como objetivo desarrollar una solución para la mitigación de las inundaciones que afectan a la ciudad de Melo, departamento de Cerro Largo, mediante el diseño de dos presas sobre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

El trabajo se organiza en tres tomos complementarios, cada uno enfocado en una etapa específica del proyecto:

- **Tomo I – Estudios de Base y Situación Actual:** presenta la recopilación y el procesamiento de la información de base (planialtimétrica, meteorológica, hidrométrica, geológica, de suelos y geotécnica), el marco normativo aplicable y el desarrollo de los modelos hidrológico e hidrodinámico que caracterizan el comportamiento actual de la cuenca, constituyendo el insumo para el diseño de las obras.
- **Tomo II – Diseño de Presas:** desarrolla el diseño hidráulico y geotécnico de las presas de materiales sueltos y de sus obras complementarias. Se presenta el proyecto ejecutivo de la presa sobre el arroyo Conventos y el anteproyecto de la presa sobre el Arroyo del Sauce.
- **Tomo III – Seguridad y Procedimientos Constructivos:** aborda los aspectos constructivos, la seguridad de las presas, los lineamientos del plan de acción ante emergencias y la estimación de los costos de las obras.

Se tienen además 15 láminas que complementan a los tomos, donde se presenta tanto la zona de estudio como lo referido al diseño de las presas del Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

Los diseños elaborados en el Tomo II, tanto de las dos presas de materiales sueltos, como de sus obras hidráulicas complementarias, integraron aspectos hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y constructivos. A partir de esa información, en el presente tomo se continúa con el desarrollo de los elementos constructivos, y se abordan las componentes de operación y seguridad.

Como resultado, se evalúan las afectaciones hídricas asociadas a las presas para distintos períodos de retorno, tanto aguas arriba como aguas abajo. Asimismo, se desarrollan los principales aspectos vinculados a la construcción, la operación y la auscultación de las obras, y se presentan los lineamientos para un PADE y una estimación de los costos de la presa del Arroyo Conventos.

1.1. Estructura del documento

El documento se estructura en siete capítulos, un capítulo destinado a las referencias bibliográficas y un anexo complementario.

El Capítulo 1 corresponde a la presente introducción, en la cual se describe la estructura general del documento.

El Capítulo 2 reúne un conjunto de consideraciones constructivas para las distintas partes que componen las presas, abordando el desvío del arroyo, las excavaciones, el mejoramiento de suelos, la colocación del hormigón y la construcción de la presa de materiales sueltos (núcleo, filtros, drenes y espaldones).

El Capítulo 3 describe los criterios de auscultación e instrumentación previstos para las presas, incluyendo las mediciones a realizar en el cuerpo de la presa y en las galerías de inspección, la frecuencia de medición según la etapa del proyecto (construcción, primera puesta en carga y explotación) y las planillas propuestas para el registro de la información.

El Capítulo 4 presenta los lineamientos para un Plan de Acción de Emergencia **Plan de Acción ante Emergencias** de la presa del Arroyo Conventos. Se identifican los posibles escenarios de emergencia y las actuaciones correspondientes a cada uno, y se desarrolla en particular el escenario de rotura, incluyendo el análisis de sensibilidad de los parámetros de la brecha y la estimación de afectaciones (área inundada, padrones, viviendas y población) generada por los distintos mecanismos de falla considerados.

El Capítulo 5 presenta una estimación de costos de construcción para ambas presas, con un mayor nivel de detalle para la presa del Arroyo Conventos, discriminado por rubros (implantación y replanteo, movimientos de suelos, desvío del cauce, presa de materiales sueltos, vertedero, elementos de auscultación, estructuras accesorias, descargador de fondo, camino de acceso y acondicionamiento final).

El Capítulo 6 y 7 reúne una síntesis sobre el trabajo desarrollado en el presente tomo y los comentarios finales sobre la totalidad del trabajo respectivamente.

El Capítulo 7 contiene las referencias bibliográficas utilizadas en la elaboración del documento.

Finalmente, se incorpora el Anexo A, en el que se presenta un resumen comparativo de los principales métodos empleados para la estimación de la brecha de rotura de una presa.

2. Consideraciones constructivas

En el siguiente capítulo se menciona en términos generales consideraciones constructivas a tener en cuenta en la construcción de las presas, estas consideraciones fueron recopiladas de la Guía N°6 “Construcción de presas y control de calidad” de Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) (1999).

2.1. Desvío del arroyo

Es necesario para realizar los trabajos de construcción de la presa contar con zonas secas en el cauce, para lograr estas zonas es necesario realizar un desvío de la traza natural del cauce. Se debe definir un tiempo de retorno para el cual la magnitud de la obra de desvío no sea exagerada y genere costos elevados, pero debe ser suficiente para garantizar la seguridad aguas abajo de este.

De acuerdo a (Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), 1999) en las presas de materiales sueltos de categoría A la probabilidad de superación de los caudales sea inferior al 5 por ciento durante el periodo de construcción de la obra.

Se considera que el periodo de construcción para la presa sobre el arroyo Conventos será aproximadamente de 2 años, por lo que el tiempo de retorno a utilizar para el evento de precipitación de diseño para el desvío del cauce es 40 años.

En la Figura 1 se muestra la cuenca considerada para el cálculo del caudal de diseño para el desvío.

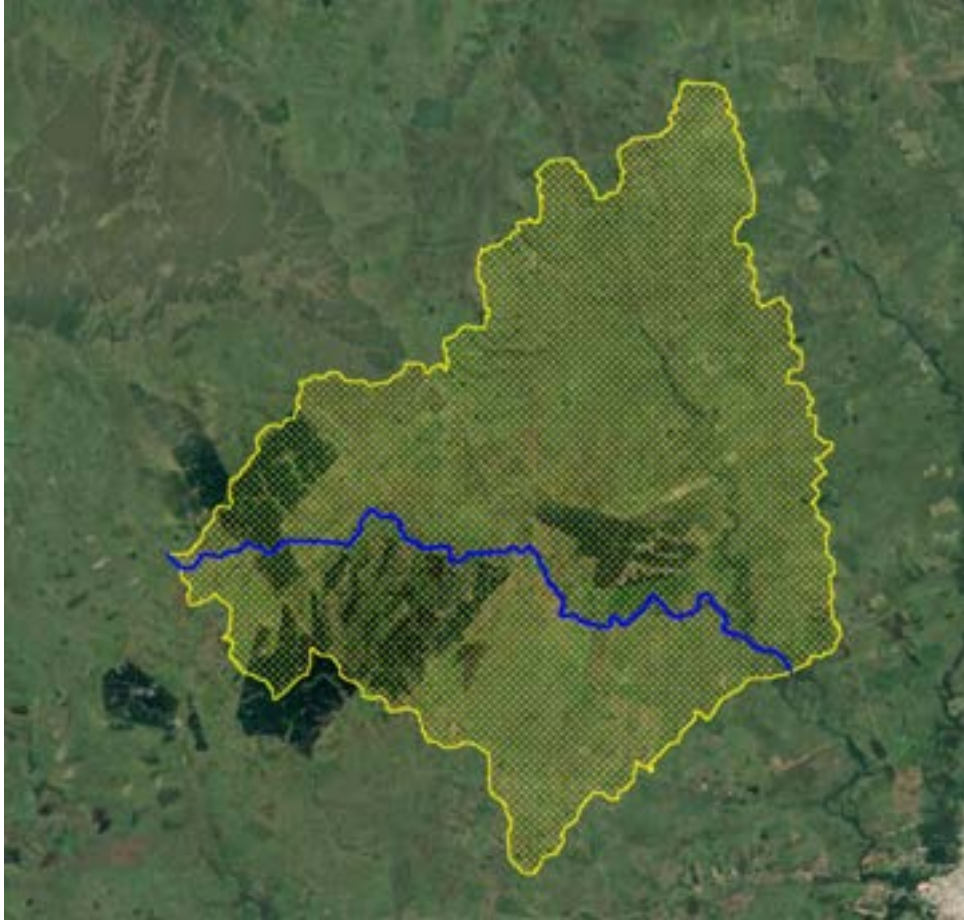


Figura 1: Cuenca de aporte a desvío del cauce

Se calculan los parámetros característicos de la cuenca y se utiliza el método NRCS para calcular el caudal de escorrentía correspondiente al tiempo de retorno de diseño.

Tabla 1: Parámetros de la cuenca de aporte a desvío del cauce

Area (km ²)	NC (II)	L_{cp} (km)	T_c (h)	Q_{40}
190.79	76.62	23.8	6.8	694

El cierre del cauce se prevé realizar con ataguías de materiales sueltos, utilizando el material correspondiente a los espaldones de la presa de materiales sueltos, y para el desvío del cauce se propone un canal trapezoidal de 30 m de ancho y taludes 1V:2H.

Con la sección elegida para el cauce, utilizando la pendiente del terreno y un número de Manning de 0.035, el tirante en el canal si se considera solo la sección trapezoidal es de 4.15 m, se propone realizar el canal con una profundidad de 2 m y construir las ataguías con una altura de 2 metros y taludes 1V:2H.

Se muestra a continuación en la siguiente figura un esquema de las ataguías a construir y del desvío correspondiente por etapas de construcción, donde se puede ver que en todo

momento la sección del desvío cuenta con la capacidad suficiente para transportar caudales mayores a los producidos por el tiempo de retorno considerado.

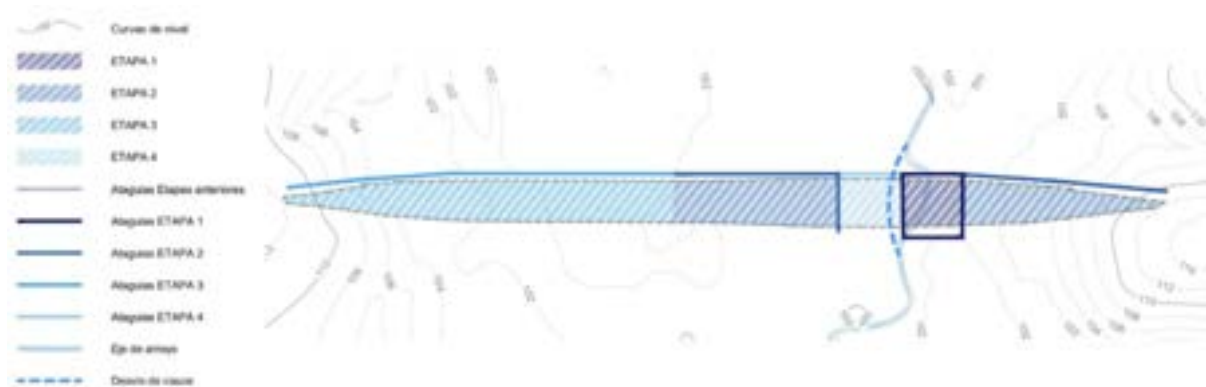


Figura 2: Etapas constructivas propuestas

En la construcción de la ultima etapa se utilizaran los descargadores de fondo para evacuar el agua embalsada por el cierre total del cauce.

2.2. Excavaciones

Las excavaciones son una etapa fundamental de la construcción de la presa ya que permiten conformar la superficie de cimentación con las características tanto geométricas como resistentes que se requieren por el proyecto. Además de remover material permiten conocer mejor la condición geológica del sitio y también identificar posibles tratamientos de la fundación. Deben ser planificadas con cuidado y coordinadas con otras actividades como desvío del rio, tratamiento de cimentación y construcción del cuerpo de la presa.

Como trabajo preliminar a las excavaciones se deberá realizar el replanteo de las mismas y posteriormente efectuar los controles necesarios para optimizar su encaje. En primer lugar se deberá proceder a la **limpieza del terreno**; posteriormente se ejecutarán los caminos de acceso, la remoción del recubrimiento superficial y el levantamiento topográfico detallado de la zona.

Asimismo, deberán completarse todos los estudios geológicos correspondientes. En caso de que los resultados obtenidos mediante ensayos, tales como o ensayos Lugeon de filtración, no resulten favorables, se deberá mejorar el terreno de cimentación de la presa mediante inyecciones de cemento.

Además, deberán encontrarse definidas y acondicionadas las zonas de acopio de materiales.

Un aspecto fundamental durante la ejecución de las excavaciones es evitar la interferencia del agua en los trabajos. Para ello podrán emplearse ataguías, captaciones o sistemas de

drenaje. Asimismo, podrá preverse la utilización de bombas sumergibles dentro de las excavaciones.

Se prevén excavaciones a cielo abierto. Se destaca que la calidad de la roca de cimentación requerida para presas de materiales sueltos es menor que la exigida para otros tipos de presas.

Las condiciones de excavación difieren según se trate de excavaciones para el núcleo o para los espaldones.

Si la superficie de contacto entre el núcleo y la roca forma un ángulo con la horizontal mayor que $\pi/4 + \phi/2$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento del material del núcleo, podrán producirse pequeños deslizamientos, precedidos por asentamientos. Por lo tanto, deberán adoptarse medidas para evitar la fisuración del núcleo, tales como suavizar la superficie de cimentación procurando que sea lo más plana posible o aumentar la humedad de colocación con el fin de otorgar mayor plasticidad al material.

En el caso de los espaldones, no será necesario profundizar las excavaciones, requiriéndose únicamente la remoción de la capa vegetal.

Para el núcleo no se requiere una elevada resistencia de cimentación, pero sí una adecuada impermeabilidad. Por este motivo, será necesario alcanzar la roca sana cuando esta no se encuentre a gran profundidad, situación que corresponde al caso de esta presa. La excavación podrá realizarse en forma de trinchera hasta alcanzar la roca, procediendo posteriormente al mejoramiento y consolidación del terreno. Si fuera necesario incrementar la impermeabilidad, podrán ejecutarse inyecciones para consolidar la zona. En caso de detectarse fisuras abiertas, estas deberán ser tratadas para evitar pérdidas de material del núcleo.

Para la programación de las excavaciones deberán considerarse los siguientes aspectos:

- Priorizar las excavaciones en el cuenco y en las partes bajas de las laderas, así como las correspondientes a la pantalla impermeable y a la zanja de la galería perimetral ubicada en el fondo del valle.
- Coordinar las excavaciones con las obras de desvío del río, siendo estas últimas prioritarias.

En cuanto a la maquinaria, en terrenos de tierra o roca ripable el uso de explosivos suele ser reducido. Se podrán emplear cargadores, palas de empuje, retroexcavadoras, tractores de mediana y gran capacidad, camiones y dumpers.

De forma simultánea podrán ejecutarse trabajos localizados de limpieza destinados a mejorar la investigación geológica, así como la colocación de dispositivos de drenaje e

incluso la instalación de equipos de auscultación.

Se destaca que la aparición de accidentes geológicos localizados o fallas durante las excavaciones puede requerir modificaciones sobre la marcha, incrementando los tiempos de ejecución previstos.

Finalmente, el control y la vigilancia de las excavaciones deben mantenerse durante todo el proceso constructivo. Esto se debe a que cualquier error que provoque un debilitamiento del macizo rocoso puede resultar irreversible, por lo que es fundamental detectar y corregir posibles problemas antes de que ocurran.

Una vez definida la geometría de excavación, se deberá realizar el replanteo correspondiente y materializarlo en campo mediante marcas de pintura o cal. Posteriormente, se recomienda llevar a cabo los siguientes controles:

- Control topográfico del replanteo.
- Control de ejecución de las excavaciones.
- Control de producción, comparando los volúmenes removidos con los previstos.
- Control de estabilidad y adopción de medidas correctoras, incluyendo sostenimientos, tratamientos o correcciones cuando sean necesarios.
- Control final de recepción, mediante el levantamiento de perfiles, realización de planos topográficos definitivos y recopilación de la información geológica obtenida durante la excavación.

2.3. Mejoramiento de suelos

Los cimientos rocosos son generalmente considerados como el tipo de fundación más adecuado, debido a que presentan mejores condiciones de resistencia y comportamiento que las cimentaciones en suelo. Asimismo, las superficies de contacto entre la roca y el relleno deben ser tratadas adecuadamente para evitar problemas de filtración asociados a fracturas, fallas, fisuras o zonas irregulares. En aquellos casos donde exista riesgo de erosión interna o pérdidas excesivas de agua a través de discontinuidades del macizo rocoso, puede ser necesario realizar tratamientos mediante inyecciones, con el objetivo de sellar juntas, grietas y planos de fractura presentes en la fundación (USBR, 1987).

En la zona de fundación del cimacio se cuenta con una caracterización de la roca a partir del índice **RQD** y de ensayos de infiltración tipo Lugeon. En cuanto al coeficiente **RQD**, se identifican dos zonas diferenciadas: una primera zona hasta los 6m con **RQD** igual a 0, la cual se prevé extraer para fundar el cimacio directamente sobre roca más sana. Sin

embargo, dicha roca, correspondiente a la segunda zona de roca presenta un **RQD** de 22 lo que corresponde a una roca muy pobre.

Además, si se analiza el ensayo de infiltración realizado durante la campaña de cateos del Proyecto Itacuruzú, se obtiene para la zona del cimacio (Pozo 6) las siguientes características: el ensayo fue realizado a una profundidad de 8,5 m, con una longitud del tramo ensayado de 1,5 m, un diámetro de perforación de 5,9 cm y un diámetro de tubería de inyección de 1,9 cm. El análisis presentado fue realizado a partir de la información correspondiente a una presión de 8 kg/cm^2 , equivalente a una altura de columna de agua de 80,55 m.

El valor de absorción obtenido en unidades Lugeon fue de 4,2, mientras que el coeficiente de permeabilidad equivalente resultó:

$$K_{eq} = 6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

A partir de la información del Anexo B del Tomo I y los valores obtenidos en el Proyecto Itacuruzú, se puede concluir que la roca es permeable.

El macizo presenta un **RQD** de 22 y cataloga como permeabilidad según el ensayo Lugeon, por lo que sería recomendable realizar un mejoramiento del terreno de fundación, proponiendo la ejecución de inyecciones de cemento.

En particular, se sugiere utilizar el método GIN (*Grouting Intensity Number*) propuesto por Lombardi (1993), el cual se basa en la utilización de una única mezcla de lechada estable durante todo el proceso de inyección, generalmente con relaciones agua/cemento entre 0,67:1 y 0,8:1, incorporando aditivos superplastificantes para mejorar la penetrabilidad dentro del macizo rocoso.

La inyección para este método se realiza mediante bombeo continuo a baja velocidad, produciéndose un incremento progresivo de la presión a medida que la lechada penetra en las discontinuidades de la roca. El método utiliza el concepto de energía específica de inyección, definida como el producto entre la presión final de inyección y el volumen inyectado por metro de perforación: $GIN = p \times V$

Al mantener un valor de GIN constante, se limita automáticamente el volumen absorbido en fisuras amplias y al mismo tiempo, se habilitan mayores presiones en fisuras más finas. De esta forma se reducen riesgos de hidrofracturamiento y sobreinyección.

Para este método se requiere monitorear en tiempo real la presión, caudal y volumen inyectado para controlar la evolución del proceso y detectar posibles fenómenos de hidrofracturamiento. Además, para el diseño de las inyecciones es necesario definir ciertos

parámetros como: mezcla de inyección, espaciamiento y profundidad de las perforaciones y el valor de GIN adoptado.

Las mezclas utilizadas deben presentar menor cohesión, mayor capacidad de penetración y mejores resistencias una vez fraguadas. Lombardi (1993) recomienda intervalos de cohesión relativa, peso específico, resistencia a la compresión a los 28 días para la mezcla de inyección.

Como valor inicial orientativo puede adoptarse un GIN del orden de 1500 bar·l/m, ajustándose posteriormente según las condiciones geológicas, entre otros factores.

Para el arreglo de perforaciones se desarrolla mediante una reducción progresiva de espaciamientos:

- perforaciones primarias: 10–12 m: funcionan como exploratorias y permiten ajustar el diseño según los resultados obtenidos y los ensayos Lugeon realizados para evaluar la permeabilidad del macizo luego de las inyecciones.;
- secundarias: 5–6 m;
- terciarias: 2,5–3 m;
- Si es necesario: cuaternarias: 1,25–1,5 m (no se considerarán inicialmente, podrían llegar a considerarse por dirección de obra).

La profundidad de las perforaciones se recomienda entre 3 y 10 m, siendo las perforaciones primarias las de mayor profundidad. A medida que avanza el proceso de inyección, la profundidad de las perforaciones secundarias, terciarias y sucesivas se reduce progresivamente (Alcoser, 2011). Para esto, se propone las primarias con una profundidad de 6 m, las secundarias con una profundidad de 4 m y las terciarias con una profundidad de 3 m.

Preliminarmente se propone la siguiente disposición para las inyecciones de cemento para mejoramiento de roca en las Figura 3, Figura 4 y Figura 5. Se destaca que las inyecciones no se deberán realizar únicamente debajo del cimacio, trampolín sumergido y muro de contención, sino que deberá extenderse para mejorar la zona adyacente a los mismos. En particular sobresaldrá 9 m para el lado de los muros de contención y 6.2 m hacia aguas arriba del cimacio y aguas abajo del trampolín sumergido.

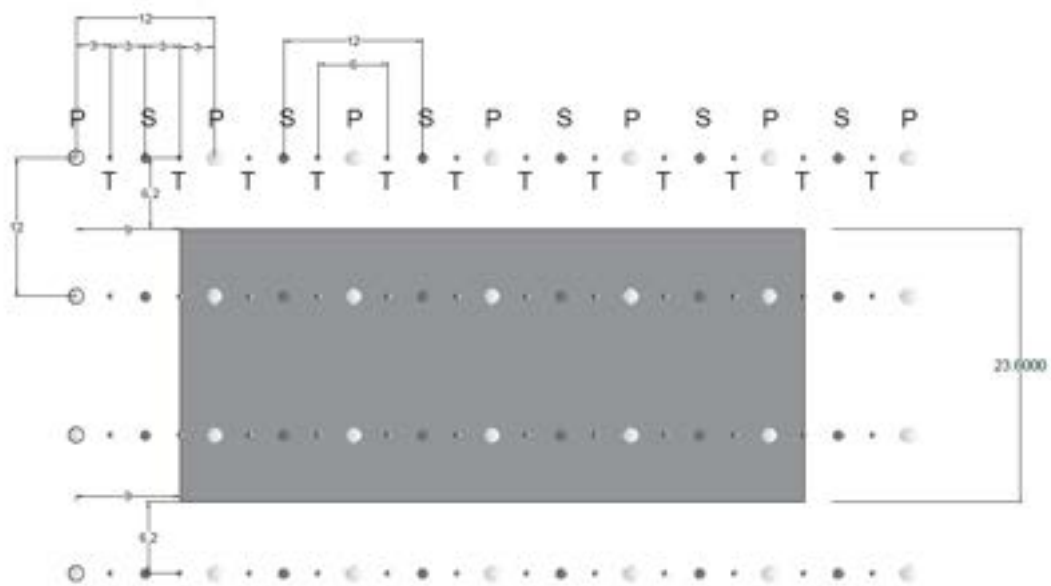


Figura 3: Planta de inyecciones para mejoramiento de roca en fundación de cimacio visto en el cimacio

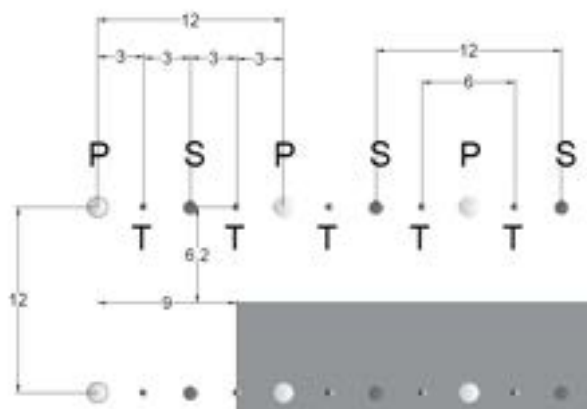


Figura 4: Detalles planta de inyecciones para mejoramiento de roca en fundación de cimacio visto en el cimacio

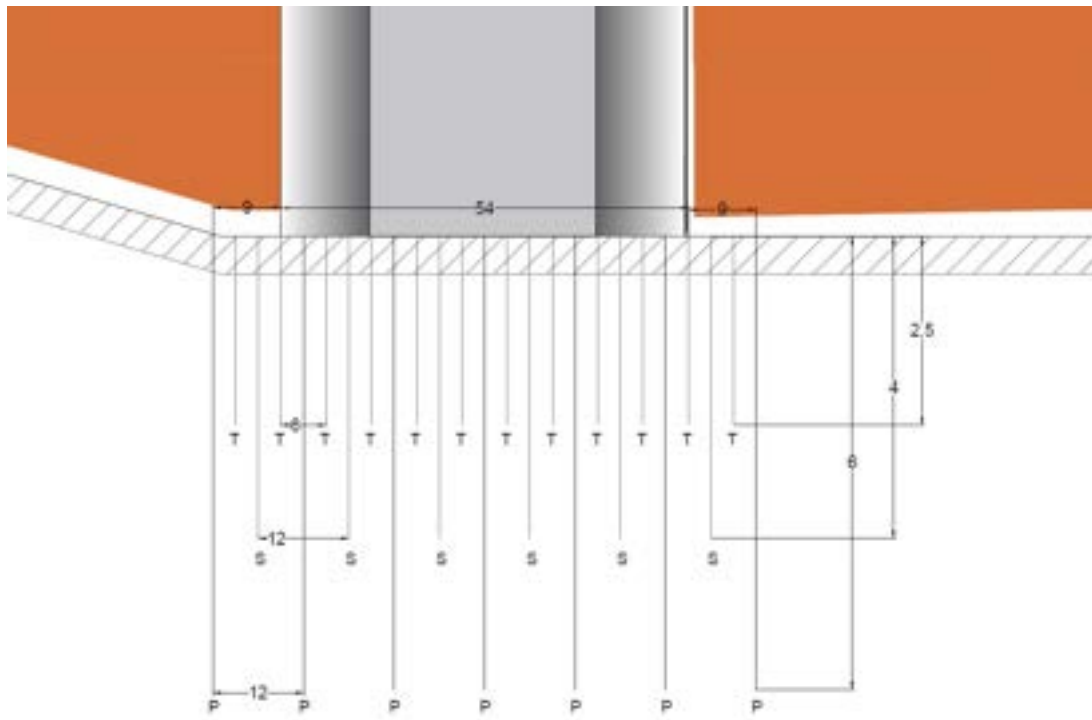


Figura 5: Profundidades preliminares de las inyecciones para mejoramiento de roca en fundación del cimacio visto desde aguas arriba

2.4. Hormigón

Para el hormigonado del cimacio en la presa de materiales sueltos se presentan a continuación consideraciones generales a tener en cuenta en la etapa constructiva, quedando a cargo de la empresa constructora la definición de las técnicas y materiales a utilizar.

2.4.1. Agregados

Se debe realizar un estudio de las canteras existentes en las zonas cercanas a la construcción de las presas, estas canteras deben poder proveer todos los tamaños y volúmenes de áridos necesarios para la elaboración del hormigón, en caso de no existir canteras que cumplan con los requerimientos necesarios o el costo de transporte se demasiado alto se deberá disponer de una instalación que produzca los mismos. Esta instalación se definirá en función de las canteras y depósitos mas cercanos, las variables mas importantes a tener en cuenta según (Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), 1999) son:

- Granulometría
- Tamaño máximo del árido
- Forma de las partículas
- Estado de limpieza del material in situ sustancias contaminantes

- Resistencia mecánica, dureza, tenacidad y abrasividad.

Una vez asegurado el suministro de agregados necesario se debe definir el lugar y la modalidad de los acopios si será en montones en el terreno o si se almacenaran en silos cerrados.

2.4.2. Cemento

Por lo general se suministra a granel y se almacena en contenedores metálicos. Se presentan a continuación las características principales que debe tener el cemento utilizado según (Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), 1999):

- Gran estabilidad
- No contener cal libre
- Presentar resistencia mecánica suficiente a largo plazo
- No reaccionar con los componentes de los agregados
- Desarrollar cantidad de calor de hidratación relativamente baja

Con respecto al ultimo punto, la adición de puzolanas naturales o de cenizas volantes es una exigencia en la elaboración del hormigón.

2.4.3. Colocación y curado del hormigón

Se mencionan a continuación los procedimientos constructivos mencionados en Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) (1999) para la colocación y el curado de hormigón en presas.

El hormigonado del cimacio se realiza por bloques delimitados por juntas transversales verticales, en caso de bloques de excesivo tamaño se pueden incluir juntas de contracción longitudinales. Los bloques se llenan en tongadas horizontales de altura recomendada de entre 1.5 y 3m, la altura de las tongadas está dada por la disipación del calor de hidratación y la economía de construcción y manipulación de los encofrados.

Se recomienda reducir el espesor a aproximadamente 1 metro en las tongadas que están en contacto directo con el cimiento rocoso para facilitar la disipación del calor y evitar fisuraciones por la restricción del terreno. Se destaca este último aspecto ya que la galería de inspección se diseña a un metro sobre la fundación porque se recomienda acoplar el piso de la misma con la tongada.

En tiempo no caluroso la frecuencia de hormigonado de tongadas sucesivas suele ser de 72 horas, no siendo conveniente dejar pasar mas de dos semanas entre el hormigonado

de dos tongadas sucesivas. Para conseguir un buen curado, la superficie del hormigón debe mantenerse permanentemente húmeda hasta alcanzar una edad de 14 a 28 días como mínimo, esto se consigue generalmente utilizando un riego por aspersión. El curado es importante para evitar la fisuración superficial que conlleva a la larga problemas de durabilidad de la pieza.

2.5. Presa de materiales sueltos

2.5.1. Núcleo

Se mencionan a continuación las etapas constructivas relacionadas a la ejecución del núcleo impermeable en la presa de materiales sueltos, tal cual figuran en (Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), 1999):

2.5.2. Preparación de la cimentación del núcleo

Consiste en la preparación y los tratamientos superficiales a realizar una vez terminada la excavación y antes de colocar el relleno:

- Suavizar todas las irregularidades de la superficie excavada
- Eliminar con aire y agua a presión todo el material suelto
- Humedecer la superficie antes de rellenar para mantener el contenido de agua en la arcilla
- En el caso de fundaciones en roca antes de rellenar con arcilla es recomendable realizar una lechada espesa y compactar esta capa mientras el mortero está húmedo

2.5.3. Transporte, extendido y compactación en presa

Se prevé que el transporte de los materiales desde la zona de prestamos hasta la zona de relleno se realice en camiones, es necesario realizar un estudio del recorrido y la cantidad de camiones disponibles para poder establecer el ritmo de avance de la obra. En el cuerpo de la presa los camiones vierte el material para el núcleo en la superficie de la tongada en ejecución, luego este material es extendido en tongadas de espesor especificado con niveladora, las tongadas pueden ser de hasta 60 cm en algunas ocasiones. Es importante que en el extendido se consiga una superficie lo mas regular posible, ya que esto facilita y aumenta la eficacia de la compactación. En la etapa de compactación es importante la elección de los equipos de compactación, (Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD), 1999) menciona la importancia de realizar terraplenes de prueba para determinar la humedad optima de compactación, el tipo de maquina y el numero de pasadas, la densidad exigida en los núcleos es en general muy próxima al 100 por ciento

de el ensayo de Próctor Normal. Los equipos mas utilizados para la compactación de los núcleos impermeables son, los rodillos pata de cabra, rodillo neumático y rodillo vibratorio liso, cada uno con sus características y ventajas de acuerdo al tipo de material a utilizar. Por ultimo destacar la importancia de controlar durante la construcción el valor y la distribución de presión de poros, puede ser necesario reducir el ritmo de construcción de la obra si la velocidad de disipación de la presión de poros es muy baja.

2.5.4. Construcción de filtros y drenes

En la construcción de los filtros y drenes se debe prestar especial cuidado a:

- Segregación de los materiales, el material de los filtros y drenes no puede sufrir segregación durante la construcción
- Compactación de los filtros, debe ser la necesaria para garantizar el correcto funcionamiento de los mismos, no puede ser excesiva ya que pueden romper las partículas y generar un aumento de finos y un cambio en la granulometría
- Contaminación de los filtros, se da por lo general en el cruce de filtros y drenes, por lo que por lo general se coloca un geotextil.

Por ultimo los ensayos sobre los filtros deben realizarse sobre el material ya compactados

2.5.5. Construcción de espaldones

Cómo en la construcción del núcleo, se prevé que el material de los espaldones se transportara mediante camiones desde la zona de préstamo hasta la zona de construcción, por lo que las rutas a utilizar serán las mismas que para la construcción del núcleo. El volumen de material colocado al día y el costo dependen de la optimización de las rutas de transporte y del transito en el construcción. Los camiones vierten el material sobre la superficie de la capa de espaldón correspondiente, el tendido del material se realiza frecuentemente con tractores con hoja frontal con el suficiente cuidado para garantizar que la superficie horizontal es lo mas regular posible para facilitar el transito del equipo de compactación. Una vez que el material está tendido se procede a su compactación. Los procedimientos constructivos son similares a los descritos para la construcción de núcleos.

3. Auscultación e instrumentación

Según Comité Nacional Español de Grandes Presas y Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2004) auscultación comprende el conjunto de actividades destinadas a controlar y evaluar el comportamiento de una presa a lo largo de su vida útil mediante la utilización de sensores e instrumentos específicos, cuyos registros son posteriormente analizados e interpretados.

Su finalidad principal es contribuir a la seguridad de la estructura, permitiendo detectar de forma temprana posibles anomalías, controlar los parámetros que afectan su estabilidad y verificar que el comportamiento observado sea consistente con las hipótesis adoptadas durante el diseño.

Para ello, es necesario definir adecuadamente la cantidad, ubicación y características de los instrumentos a instalar tanto en el cuerpo de la presa como en su cimentación. La información obtenida permite conocer el comportamiento real de la estructura y su evolución en el tiempo.

La seguridad de una presa no depende únicamente de un correcto diseño y construcción, sino también de las tareas de vigilancia y seguimiento realizadas durante toda su vida útil. Generalmente, la auscultación se desarrolla durante las etapas de proyecto, construcción, primera puesta en carga, explotación y cierre de la presa. En el presente proyecto se abordarán únicamente las etapas de construcción, primera puesta en carga y explotación.

Uno de los principios básicos de la auscultación es considerar a la presa y su cimentación como un único sistema estructural e hidráulico. Asimismo, la instrumentación instalada debe responder a objetivos específicos de control, siendo indispensable complementar las mediciones con el procesamiento y la interpretación de los resultados para evaluar adecuadamente el estado y comportamiento de la obra.

Los criterios adoptados para las mediciones en la presa y en la galería de inspección se detallan en la Subsección 3.1 y Subsección 3.2 respectivamente donde se toma como referencia la Guía N°7 "Auscultación de las presas y sus cimientos" Comité Nacional Español de Grandes Presas y Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, (2004). Finalmente en la Subsección 3.4 se propone una posible planilla de auscultación.

3.1. Mediciones en presa

Dentro de las variables externas se medirán parámetros meteorológicos y ambientales mediante una estación meteorológica completa, en la cual se registrarán las siguientes variables:

- Temperatura del aire.

- **Temperatura del agua.**
- **Precipitaciones**, medidas mediante pluviógrafo o radar meteorológico.
- **Velocidad y dirección del viento.**
- **Evaporación.**
- **Humedad.**
- **Radiación solar.**

La estación meteorológica estará ubicada en las proximidades del aliviadero, donde se dispondrá una oficina de presa destinada a centralizar la información proveniente de los distintos sensores instalados y desde la cual se realizará la operación de la presa. Asimismo, desde este sector se tendrá acceso a la galería de inspección y se contará con un espacio de trabajo para los operarios cuando sea necesario.

Entre las variables hidráulicas a medir se encuentra el **nivel del embalse**. Para ello podrán emplearse limnímetros, limnógrafos o detectores ultrasónicos. Se dispondrá de un limnómetro, que permite medir directamente la altura de la lámina de agua respecto a un punto fijo de referencia, y de un detector ultrasónico para registrar automáticamente las variaciones del nivel mediante ultrasonidos. Ambos dispositivos serán instalados en el canal de acceso a la estructura de control. La utilización de dos sistemas de medición responde a la necesidad de contar con un sistema automático de registro continuo y, simultáneamente, con un método de respaldo confiable ante una eventual falla del sensor ultrasónico. Ambos instrumentos serán fijados al muro de contención; el limnómetro se ubicará al nivel del agua y el detector ultrasónico en la parte superior de la estructura, a la cota de coronamiento. Adicionalmente, se medirá la temperatura del agua.

En la auscultación de la cimentación y del cuerpo de la presa, las variables a controlar se diferencian según el tipo de auscultación realizada.

Dentro de la **auscultación hidráulica** se consideran los siguientes parámetros e instrumentos de medición:

- **Niveles piezométricos**, mediante piezómetros abiertos instalados en el espaldón aguas abajo a distintas alturas. Estas mediciones permiten determinar la línea de saturación dentro del espaldón. Se dispondrán piezómetros inmediatamente por encima del geotextil que recubre los drenes y aproximadamente a media altura de la presa. Asimismo, se instalarán tres secciones de medición: una próxima a la cota de coronamiento, otra aproximadamente a mitad del espaldón y una tercera próxima al pie de presa. Los piezómetros abiertos pueden ser de tubo abierto o convencionales y estos permiten medir la presión del agua en un sondeo o la distancia hasta la

superficie libre. Las lecturas podrán realizarse mediante limnímetros o manómetros tipo Bourdon.

- **Presiones intersticiales**, mediante piezómetros cerrados. Se medirán las presiones intersticiales en la interfaz núcleo–cimentación y en la interfaz núcleo–geotextil, ubicando sensores a distintas alturas: uno próximo a la cimentación, otro aproximadamente a mitad de la altura del dren y un tercero en la parte final del dren, donde únicamente permanece el geotextil. Además, se podrán instalar piezómetros cerrados donde se localiza presencia de agua en la fundación de la presa de materiales sueltos mediante ensayo de permeabilidad de Lugeon. Los piezómetros cerrado miden directamente la presión intersticial a partir de la variación de una magnitud física proporcional a los cambios de presión. Estos sistemas pueden ser eléctricos, de cuerda vibrante, de resistencia óhmica, neumáticos o hidráulicos.
- **Filtraciones**, mediante aforos o caudalímetros instalados en el pie de presa aguas abajo.

La auscultación hidráulica de la cimentación resulta fundamental para el control de la estabilidad de la presa y para la evaluación del comportamiento hidráulico de la cimentación y del cuerpo de la estructura.

Dentro de la **auscultación deformacional** se consideran los siguientes parámetros:

- **Desplazamientos absolutos**: los desplazamientos horizontales se medirán mediante triangulación geodésica, mientras que los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelación geodésica. Estas mediciones se realizarán en la cota de coronamiento.
- **Desplazamientos absolutos y diferenciales del núcleo y los espaldones**: los desplazamientos verticales se medirán mediante células hidráulicas de asiento.

Adicionalmente, resulta conveniente realizar **inspecciones visuales** sobre los distintos elementos de la presa, evaluando el estado de los taludes, el coronamiento y los diferentes componentes que integran la estructura. En particular se recomienda observar los siguientes aspectos:

- Inspección del terreno aguas abajo de la presa, verificando la presencia de zonas húmedas, filtraciones, humedales, movimientos del terreno o desprendimientos que puedan estar asociados a procesos de filtración.
- Inspección de la zona de descarga del aliviadero, prestando especial atención a posibles procesos erosivos. Se recomienda complementar estas observaciones con registros fotográficos periódicos para facilitar la comparación temporal.

- Identificación de deslizamientos, socavaciones, hundimientos, asentamientos o cualquier otra deformación observable en los taludes y en el coronamiento de la presa.
- Posibles variaciones en los caudales, el color del agua y la presencia de material en suspensión.
- Verificación del estado de conservación y funcionamiento de los dispositivos de auscultación, así como de los distintos elementos e instalaciones de la presa, incluyendo compuertas, barandas, escaleras y demás equipamientos asociados.

Dentro de la **auscultación tensional** se encuentran los esfuerzos transmitidos al cimiento, los cuales pueden medirse mediante **células de presión total**.

Estos controles deberán realizarse por perfiles transversales y por cotas, con el objetivo de facilitar tanto la instalación de los instrumentos como la interpretación de las mediciones obtenidas.

3.2. Mediciones en galerías de inspección

Las galerías de inspección constituyen uno de los principales puntos de control para la auscultación de la presa, ya que permiten acceder a la cimentación y a sectores internos de la estructura para realizar mediciones, inspecciones visuales y tareas de mantenimiento. A través de ellas es posible controlar el comportamiento deformacional e hidráulico del aliviadero, así como detectar de forma temprana anomalías que puedan comprometer su seguridad.

En las galerías de inspección se medirán los siguientes parámetros:

- **Desplazamientos horizontales:** Los desplazamientos horizontales absolutos se medirán mediante un péndulo invertido ubicado sobre el cimacio, cuyo hilo se extenderá hasta la base de la estructura. Este sistema permitirá evaluar posibles movimientos horizontales de la presa respecto a la cimentación.
- **Giros respecto al eje horizontal:** Los giros se medirán mediante clinómetros y sistemas de nivelación instalados en el interior de las galerías, permitiendo detectar rotaciones de la estructura y evaluar su evolución en el tiempo.
- **Filtraciones:** Las filtraciones se controlarán mediante canaletas de drenaje destinadas a recoger el agua filtrada y conducirla hacia puntos de aforo ubicados dentro de la galería. Una vez cuantificado el caudal, el agua será bombeada hacia el exterior de la estructura. El diseño detallado de este sistema deberá desarrollarse en otra etapa del proyecto.
- **Subpresiones:** Para el control de subpresiones y niveles piezométricos, la medición

de estos parámetros podrá realizarse mediante piezómetros de tubo abierto, con manómetro o cerrado (eléctricos, neumáticos e hidráulicos). Para la galería de inspección se utilizarán piezómetros cerrados eléctricos de cuerda vibrante, debido a su mayor precisión, estabilidad en el tiempo y considerando que la permeabilidad del medio será baja. Para realizar este control se medirán subpresiones en 3 puntos de la galería.

Adicionalmente, se realizarán inspecciones visuales periódicas con el objetivo de complementar la información obtenida mediante la instrumentación. Durante estas inspecciones se verificarán los siguientes aspectos:

- Presencia de humedades, manchas de filtración o fisuras en los paramentos de la galería y, cuando sea posible, en los paramentos de aguas arriba y aguas abajo de la presa.
- Presencia y evolución de fisuras, grietas o cualquier otra manifestación de deterioro estructural.
- Estado de conservación y funcionamiento de los dispositivos de auscultación instalados, de compuertas, barandas, escaleras y demás equipamientos presentes en la presa.
- Estado general de conservación de la estructura, observando alteración, degradación o deterioro de hormigón.

3.2.1. Frecuencia de medición

La frecuencia de observación y medición de cada parámetro varía según la etapa en la que se esté trabajando. Así se puede diferenciar la etapa de construcción, la primera puesta en carga y la explotación normal.

En la etapa de construcción deberán observarse los siguientes parámetros:

- Precipitación: diaria.
- Sismicidad natural e inducida: control permanente.
- Aceleraciones en cimentación: control permanente.
- Presiones intersticiales: en núcleo con frecuencia semanal a quincenal, y en filtros y cimentación o contacto con frecuencia quincenal.
- Deformaciones diferenciales absolutas verticales y horizontales: frecuencia semanal a quincenal.
- Inspección visual de taludes, coronamiento y otros elementos: diaria

En la etapa de puesta en carga se observarán los siguientes parámetros:

- Nivel del embalse: cada 12 horas.
- Precipitación: diaria.
- Evaporación: diaria.
- Presiones intersticiales en núcleo, filtros y cimentación o contacto: frecuencia diaria a semanal.
- Deformaciones diferenciales absolutas verticales y horizontales: frecuencia diaria a semanal.
- Niveles pizométricos: diaria a semanal
- Deformaciones absolutas por topografía en cuerpo de presa y cimentación: frecuencia diaria.
- Filtraciones en cuerpo de presa y cimentación: diaria.
- Giros: Semanal o quincenal
- Inspección visual de taludes, coronamiento y otros elementos: diaria

Una vez realizada la puesta en carga y conocidos los problemas de la presa, deberán registrarse las variables más significativas, entre ellas las filtraciones, las subpresiones y las presiones intersticiales.

En la etapa de explotación normal se observarán los siguientes parámetros:

- Nivel del embalse: diario.
- Precipitación: diaria.
- Evaporación: diaria.
- Presiones intersticiales en núcleo, filtros y cimentación o contacto: frecuencia quincenal a mensual.
- Niveles piezométricos: Frecuencia semanal
- Deformaciones diferenciales absolutas verticales y horizontales: frecuencia quincenal a mensual.
- Deformaciones absolutas por topografía en cuerpo de presa y cimentación: frecuencia diaria.
- Filtraciones en cuerpo de presa y cimentación: diaria a semanal.

- Giros: Mensual
- Inspección visual de taludes, coronamiento y otros elementos: semanal

3.3. Otras mediciones

3.3.1. Descargador de fondo

Los elementos de descarga deben ser revisados y mantenidos con periodicidad, preservándolos limpios, lubricados, y protegidos. Se deben inspeccionar las superficies de los conductos y la irregularidades en el conducto. Estas últimas pueden producir la cavitación del fluido, generando mayores daños en el descargador. Todo lo que sea necesario reparar, como las juntas de estanqueidad, deben ser realizado en tiempo y forma.

Cuando los elementos tienen un tiempo de uso prolongado, también se deben inspeccionar los espesores, la posible corrosión, y las soldaduras.

Los equipos electromecánicos como compuertas, válvulas, controles y bombas entre otros, deben ser revisados. Los equipos mecánicos deben ser lubricados y mantenidos conforme a lo estipulado por el fabricante. Los grupos electrógenos deben mantenerse siempre listos para su funcionamiento.

3.3.2. Restitución al cauce

Como fue explicado en el Tomo II se deben realizar inspecciones visuales periódicas del enrocado de restitución al cauce. En caso de encontrar anomalías o falta de material se deberá reponer o realizar las tareas de mantenimiento correspondiente

3.4. Planillas de Auscultación de Presas

Datos generales

Campo	Información
Nombre de la presa	
Ubicación	
Fecha y hora de inspección	
Responsable	
Escenario (Normal / 0 / 1 / 2 / 3)	

Variables externas

Variable	Valor	Observación
Temperatura del aire		
Temperatura del agua		
Precipitaciones		
Velocidad del viento		
Dirección del viento		
Evaporación		
Humedad		
Radiación solar		

Auscultación hidráulica

Variable	Valor	Observación
Nivel del embalse		
Caudal de descarga del aliviadero		
Caudal de descarga del descargador		
Abertura de la compuerta		

Inspección visual

Variable	Valor	Observación
Estado de los taludes		
Estado del coronamiento		
Estado de las compuertas		
Estado de las rejas		

Control de deformaciones

Variable	Valor	Observación
Desplazamiento absoluto horizontal		
Desplazamiento absoluto vertical		

Galería de inspección

Variable	Ubicación	Valor	Obs.
Presiones intersticiales			
Deformaciones horizontales			
Giros			
Filtraciones (caudal de drenes)			
Presencia de humedad			
Estado de juntas			
Presencia de material arrastrado			
Presencia de eflorescencias			
Estado general de la galería: accesos, iluminación e instrumentos			

Instrumentación

Se deberá ajustar el número de instrumentos según los totales que haya en la presa.

Variable	Nº de instrumento	Ubicación	Valor	Obs.
Filtraciones				
Presiones intersticiales núcleo-filtro	1			
	2			
Presiones intersticiales filtro-manto drenante	1			
	2			
Niveles piezométricos	1			
	2			

4. Lineamientos Para un Plan de Acción de Emergencia

En el presente capítulo se presentan los lineamientos para la elaboración de un **PADE** asociado a la presa proyectada en el Arroyo Conventos. En primer lugar, se introduce el concepto de **PADE** y su finalidad dentro de la gestión de la seguridad de presas. Posteriormente, se identifican las posibles situaciones y escenarios de emergencia que pueden presentarse durante la operación de las obras.

Para cada uno de los escenarios considerados se proponen las actuaciones correspondientes con el objetivo de minimizar los posibles impactos generados. En particular, se desarrolla el escenario de rotura de presa, para el cual se determinan las afectaciones potenciales mediante modelación hidrodinámica. Previamente, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros que definen la brecha de rotura, con el fin de seleccionar las condiciones de modelación más representativas del problema.

Un **Plan de Acción ante Emergencias (PADE)** constituye un documento escrito donde se identifican los procedimientos y acciones que se deben tomar por parte del operador de la presa durante un estado de emergencia hídrica. El **PADE** debe mostrar mapas de inundación, donde se muestran los escenarios que se puedan prever de las situaciones más críticas (Ministerio de Ambiente, 2025).

Lo primero que se debe realizar es identificar, según Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (2023), los posibles escenarios de falla, tanto individuales como conjuntos, así como los indicadores asociados a dichas situaciones y los umbrales necesarios para evaluar la emergencia y declarar los distintos escenarios correspondientes.

Se distinguen dos grandes grupos de circunstancias que pueden conducir a una falla de la presa: los desastres naturales y las situaciones derivadas de actividades humanas. Asimismo, las actividades humanas pueden incrementar el peligro aguas abajo en caso de falla de la presa.

Las situaciones de emergencia pueden clasificarse en:

- **Situaciones externas a la presa:** corresponden a fenómenos naturales o externos que pueden ocurrir en el entorno de la represa.
 - **Crecidas o eventos hidrológicos extremos:** constituyen una de las principales causas de incidentes en presas.
 - **Precipitaciones extremas o situaciones climáticas extraordinarias:** no representan necesariamente un riesgo directo sobre la estructura, pero pueden aumentar el nivel del embalse, generar vertidos, provocar deslizamientos de taludes o producir saturación en el cuerpo de la presa.

- Existen otros como sismos, roturas o averías graves en presas aguas arriba y deslizamientos de ladera o avalanchas de roca, nieve o hielo, que no serán considerados en el contexto del proyecto.
- **Situaciones propias de la presa y asociadas a actividades humanas:** corresponden al comportamiento de la presa, su cimentación, estribos, equipos e instalaciones. Incluyen fallas estructurales vinculadas al deterioro de materiales, errores de diseño, problemas constructivos o errores de operación.
 - Asociadas al cuerpo de presa.
 - Asociadas a la cimentación.
 - Asociadas al aliviadero.
 - Asociadas a los desagües de fondo y sus compuertas.
 - Filtraciones en la presa.
 - Asociadas a instalaciones, infraestructuras de comunicación y accesos.
- **Actividades bélicas, incendios, sabotajes y vandalismo**

4.1. Escenarios de emergencia

Una vez identificadas las situaciones que pueden afectar la seguridad de la presa, se deben definir indicadores representativos —principalmente asociados a eventos hidrológicos y al comportamiento estructural— que permitan realizar una identificación confiable de la emergencia. Asimismo, es necesario establecer umbrales que definan el límite entre una situación de funcionamiento normal y una situación con probabilidad de falla o rotura.

La guía española (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, [2023](#)) recomienda distintos escenarios de emergencia junto con sus correspondientes umbrales de activación. Para el contexto del presente proyecto, se consideran especialmente relevantes los siguientes:

■ **Escenario 0 - Vigilancia: Escenario de control de la seguridad**

Se intensifica la vigilancia y control de la presa por situaciones que podrían generar alguna alerta, pero no se debe intervenir para reducir el riesgo.

Se consideran los siguientes umbrales para los cuales se activa el presente escenario:

1. Con el embalse en Nivel Máximo Normal (NMN) y ante una avenida extrema que (tiempo de retorno cercano a TR 10 00, referente a NAE, sin alcanzarlo), junto con su evolución prevista y las medidas de explotación, se estima que el

nivel del embalse alcanzará valores próximos al límite de seguridad, aunque sin superarlo.

2. Ocurrencia de precipitaciones extremas que equivalen a las máximas históricas registradas en la zona.
3. Aparición filtraciones, humedades, síntomas de movimientos o variaciones significativas de presiones.

■ **Escenario 1 - Alerta: Escenario de aplicación de medidas correctoras**

En este escenario se consideran acontecimientos que, si no se aplican medidas correctivas conocidas se podría ocasionar algún tipo de rotura. La situación debe poder controlarse con las medidas correctivas y además con los medios que se tienen disponibles.

Dentro de este escenario se consideran, entre otros, los siguientes casos:

1. Se preve que el embalse alcance niveles iguales o mayores a NAE, lo que podría suponer superar el nivel admisible de seguridad, pero sin agotar los resguardos disponibles.
2. Los umbrales del punto 3 del escenario 0 pero con mayor intensidad, esto es, detección de subpresiones elevadas o anormales en el cuerpo de presa o en la cimentación, crecimiento rápido de caudal de filtración, erosión interna evidente.
3. Aparición de grietas apreciables o deformaciones de magnitud considerable.

■ **Escenario 2 - Preemergencia: Escenario excepcional**

En el escenario 2 existe riesgo de rotura y no se tiene certeza de que las medidas a aplicar o los medios que se disponen puedan minimizar dicho riesgo.

Dentro de este escenario se consideran, entre otros, los siguientes casos:

1. Con el nivel del embalse actual no puede asegurarse que los resguardos existentes sean suficientes para evitar el rebosamiento y eventual rotura de la presa.
2. Existencia de síntomas claros de rotura, tales como deformaciones muy importantes o propagación acelerada de grietas.

■ **Escenario 3 - Emergencia: Escenario límite**

Resulta inevitable la rotura, ya sea por que su probabilidad de ocurrencia es elevada o porque ya ha comenzado.

- **Rotura 1:** El nivel de la presa ya llegó a cota de coronamiento y la rotura por sobrepasamiento ya está ocurriendo
- **Rotura 2:** Desarrollo de filtraciones grandes y concentradas con formación de tubificación en el cuerpo de materiales sueltos, comprometiendo directamente la estabilidad de la presa.

4.2. Actuación ante escenarios de emergencia

Para cada uno de los escenarios se prevén medidas de actuación que pueden incluir actividades de vigilancia e inspección, medidas correctivas, intensificación de las instancias de medición, comunicación e incluso evacuación.

Escenario 0

Una vez declarado el Escenario 0, se deberá intensificar la vigilancia e inspección de la presa. Para ello, se realizarán las mismas inspecciones previstas durante la explotación normal, pero con un análisis más detallado de los resultados obtenidos, con el objetivo de identificar las causas de la situación anómala observada y determinar si esta podría estar asociada a la aparición de alguna anomalía.

Si la activación del Escenario 0 se debe a un evento extremo que pudiera conducir a que el nivel del embalse se aproxime al límite de seguridad, deberá intensificarse el control de la precipitación y del nivel del embalse, aumentando la frecuencia de monitoreo desde una vez por día a una vez cada 12 horas hasta la finalización de la emergencia.

De igual forma, en caso de registrarse precipitaciones extremas equivalentes a los máximos históricos observados en la zona, deberá realizarse un seguimiento de la evolución del nivel del embalse con una frecuencia de 12 horas.

Cuando la emergencia se origine por la aparición de grietas, filtraciones, hundimientos, humedades, síntomas de movimiento, variaciones significativas de presión o incrementos en los caudales de filtración, se deberá analizar el origen de dichos fenómenos. En particular, deberá determinarse si la situación responde a una condición normal de operación o si constituye una condición de emergencia que requiera la adopción de medidas específicas.

La finalización de este escenario se producirá cuando se retorne a las condiciones normales de explotación. Esto implica que el nivel del embalse descienda a valores alejados del límite de seguridad o que la interpretación de los parámetros monitoreados permita concluir que la situación observada se encuentra dentro de las condiciones normales de operación, sin afectar la estabilidad de la presa. Por el contrario, si el nivel del embalse continúa aumentando hasta aproximarse al límite de seguridad, se activará el Escenario 1 de

emergencia. Asimismo, si los parámetros observados indican una posible afectación de la seguridad de la presa, también deberá declararse el Escenario 1.

Según el Protocolo Nacional de Emergencias durante la Respuesta a Emergencias y Desastres Súbitos de SINAIE (2015), el principio de subsidiariedad de la respuesta es el presentado en la Figura 6.



Figura 6: Principio de Subsidiariedad de la Respuesta. Obtenido de SINAIE (2015).

Para este escenario deberá darse aviso a las autoridades competentes, incluyendo al responsable de la explotación de la presa, a la dirección o administración responsable de la infraestructura, al responsable de la seguridad de la presa y al personal encargado de la operación y auscultación.

Escenario 1

Si el Escenario 1 se activa debido a que se prevé que el nivel del embalse alcance valores iguales o superiores al NAE, deberán adoptarse medidas correctivas orientadas a reducir las solicitaciones que soporta la presa, principalmente mediante el descenso del nivel del embalse. Para ello, podrán abrirse los dos descargadores presentes en la presa con el fin de aumentar la capacidad de evacuación.

Cabe destacar que, durante la explotación normal, los descargadores permanecerán cerrados cuando el aliviadero se encuentre funcionando, es decir, cuando el nivel del embalse supere el NMN. En este escenario, los descargadores se operarán a su máxima capacidad. A partir de la modelación realizada con los descargadores abiertos, se observa que la diferencia entre el nivel máximo alcanzado con y sin descargadores es de aproximadamente 15 cm.

En caso de que la capacidad de desagüe disponible no resulte suficiente, podrán considerarse

medidas adicionales tales como:

- desvío de aportaciones;
- gestión de embalses aguas arriba;
- utilización de aliviaderos fusibles;
- bombeos temporales;
- sifones.

Si la activación del escenario se produce debido a la detección de parámetros anómalos que, durante el Escenario 0, hayan sido identificados como ajenos a las condiciones normales de explotación y potencialmente capaces de comprometer la seguridad de la presa, deberán adoptarse las medidas necesarias para minimizar el riesgo asociado. Estas medidas podrán incluir la reparación de sectores específicos de la estructura, especialmente en presencia de deformaciones significativas o grietas.

Asimismo, podrá considerarse un recrecimiento provisional de la coronación y la protección del talud aguas abajo mediante materiales resistentes a la erosión.

En relación con las filtraciones y subpresiones, podrán implementarse medidas tales como:

- impermeabilización de las zonas de entrada de filtraciones;
- sellado e inyección de juntas y grietas;
- colocación de filtros en puntos de emergencia de filtraciones para evitar la pérdida de material;
- ejecución de pozos o zanjas drenantes aguas abajo.

Este escenario podrá darse por finalizado tanto por la reparación de la presa como por el descenso del nivel del embalse. Si cualquiera de estas situaciones evoluciona desfavorablemente, deberá declararse el Escenario 2.

Según SINAE (2015), la respuesta en este escenario será de carácter departamental, por lo que será necesario dar aviso al a la Intendencia de Cerro Largo, al Comité Departamental de Emergencias (CDE)- Centro Coordinador de Emergencias Departamentales (CECOED). Los CDE tienen la responsabilidad de definir las políticas y estrategias para la gestión del riesgo en el ámbito departamental. En este marco, el CECOED actúa bajo su coordinación como el espacio de articulación operativa encargado de coordinar y ejecutar las acciones asociadas a la Gestión Integral del Riesgo (Sistema Nacional de Emergencias (SINAE), 2020).

En este contexto, la capacidad de respuesta comienza a requerir una coordinación interinstitucional.

Escenario 2 En el Escenario 2 deberá intensificarse la medición y el control de los parámetros de la presa, siendo indispensable el seguimiento continuo de la situación. Asimismo, deberán aplicarse todas las medidas previstas para los escenarios anteriores, procurando reducir el nivel del embalse, proteger los taludes aguas abajo y, en caso de ser necesario, ejecutar un recremento provisional de la coronación. Adicionalmente, podrá considerarse la apertura de brechas intencionales.

Deberá procederse a la evacuación de viviendas, instituciones, comercios y cualquier otra actividad ubicada dentro de la zona potencialmente afectada por una eventual rotura.

De acuerdo con SINAIE (2015), la respuesta en este escenario será de carácter nacional, por lo que deberá darse aviso al CECOED-CDE, a la Dirección Nacional del Sistema Nacional de Emergencias (SINAIE), a Bomberos, a la Policía, al Ministerio de Salud Pública (MSP), al Ministerio de Desarrollo Social (MIDES) y a los organismos responsables de la evacuación.

Escenario 3 En este escenario la rotura ya se encuentra en desarrollo. En consecuencia, deberá alertarse de forma inmediata a toda la población ubicada dentro de la zona inundable correspondiente a la primera media hora de propagación de la onda de rotura, utilizando para ello los medios de comunicación disponibles.

Simultáneamente, deberá llevarse a cabo la evacuación completa de la zona inundable. Asimismo, se deberá interrumpir la circulación en los puentes que resulten afectados por la inundación y suspender cualquier actividad deportiva o recreativa que se desarrolle en el cauce.

En la siguiente sección se presenta la zona potencialmente inundable asociada a los distintos mecanismos de rotura considerados (sobrepasamiento y tubificación), así como la estimación de personas, viviendas y padrones afectados. Además, se incluye una comparación entre la situación sin presa y la correspondiente a una avenida de tiempo de retorno TR10,000 con la presa construida. Previamente, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros de la brecha empleados en HEC-RAS.

En este escenario deberá activarse de forma completa el Plan de Emergencia. Se deberá alertar inmediatamente a la población, especialmente a las personas ubicadas dentro de la zona inundable correspondiente a la primera media hora de propagación de la onda de rotura. Asimismo, deberán interrumpirse las rutas, puentes e infraestructuras críticas potencialmente afectadas. La gestión de la emergencia requerirá una coordinación permanente entre el SINAIE, el CECOED, la Policía, Bomberos, las autoridades departamentales,

el MIDES y ASSE.

4.3. Resultados de rotura

Para comenzar con el análisis de rotura se debe estudiar la sensibilidad a los diferentes parámetros de la brecha.

4.3.1. Sensibilidad a los parámetros de la brecha

Para el análisis de sensibilidad de los parámetros se utiliza el manual de HEC RAS Hydrologic Engineering Center (HEC) (2025), donde se presentan los parámetros a utilizar así como las formas de cálculo de los mismos. Para caracterizar la brecha asociada a una rotura de presa se deben definir tres parámetros principales:

- **Altura de brecha (h_b):** corresponde a la distancia vertical entre la coronación de la presa y la cota promedio del fondo de la brecha.
- **Ancho de brecha:** en las ecuaciones empíricas generalmente se emplea el ancho promedio de brecha (B_{ave}), mientras que en HEC-RAS se ingresa el ancho de fondo de brecha (W_b).
- **Taludes laterales (H:V):** representan la relación horizontal por unidad vertical de los laterales de la brecha.

Asimismo, se utiliza la altura de agua sobre la brecha (h_w), medida desde el nivel máximo del embalse hasta el fondo de la brecha, así como el tiempo de formación de la falla. Existen distintas metodologías para estimar estos parámetros, entre ellas ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de análisis de fallas históricas de presas. Además, diversas agencias y organismos internacionales proponen recomendaciones y rangos orientativos para su definición. En particular, organismos como el COE, FERC y NWS proponen valores típicos para presas de tierra y enrocado, utilizados como referencia preliminar en estudios de rotura de presas.

Tabla 2: Rangos orientativos de parámetros de brecha para presas de tierra/enrocado. Obtenido de Hydrologic Engineering Center (HEC) (2025)

Tipo de presa	Ancho promedio de brecha B	Talud lateral H:V	Tiempo de falla t_f (horas)	Agencia
Relleno de tierra/roca	$(0,5 \text{ a } 3,0) \times HD$	0 a 1,0	0,5 a 4,0	COE 1980
Relleno de tierra/roca	$(1,0 \text{ a } 5,0) \times HD$	0 a 1,0	0,1 a 1,0	FERC
Relleno de tierra/roca	$(2,0 \text{ a } 5,0) \times HD$	0 a 1,0	0,1 a 1,0	NWS
Relleno de tierra/roca	$(0,5 \text{ a } 5,0) \times HD$	0 a 1,0	0,1 a 4,0*	COE 2007

Los coeficientes de flujo utilizados para la modelación de la brecha son:

- $C = 2,6$ correspondiente a un vertedero de cresta ancha, utilizado cuando el volumen almacenado es grande, la brecha se encuentra completamente desarrollada y el caudal pico ocurre una vez que la presa ya ha experimentado una erosión significativa.
- $C = 3,2$ correspondiente a un vertedero de cresta afilada, empleado cuando el volumen almacenado es relativamente bajo, el caudal pico ocurre mientras la brecha aún se está formando y el proceso de erosión presenta un corte más abrupto, como puede ocurrir en presas con núcleo de arcilla.

Las recomendaciones de las distintas guías deben interpretarse como rangos orientativos mínimos y máximos, y no como valores únicos. Asimismo, las presas con grandes volúmenes almacenados y crestas extensas tienden a desarrollar brechas más anchas y tiempos de formación mayores.

Por otra parte, distintos autores han desarrollado ecuaciones de regresión para estimar parámetros de la brecha a partir de información proveniente de fallas reales de presas. Estas ecuaciones permiten estimar variables como:

- ancho de brecha,
- taludes laterales,
- volumen erosionado,
- tiempo de falla.

Las ecuaciones se basan principalmente en bases de datos históricas de fallas de presas de tierra. Sin embargo, presentan limitaciones importantes, ya que la mayoría de los casos analizados corresponden a presas relativamente pequeñas, generalmente menores a 30 m de altura. Por este motivo, debe tenerse precaución al extrapolar los resultados a presas de gran porte o a condiciones fuera del rango original de datos utilizados en su calibración.

En consecuencia, se recomienda emplear varias ecuaciones de manera conjunta y realizar análisis de sensibilidad, seleccionando aquellas que mejor representen las características de la presa en estudio.

Las ecuaciones de regresión más utilizadas en estudios de rotura de presas son:

- Froehlich (2008) (Actualización de Froehlich (1995a) con mayor número de casos de estudio),
- MacDonald & Langridge-Monopolis (1984),
- Von Thun & Gillette (1990),

- Xu & Zhang (2009).

Estas metodologías han mostrado resultados razonables para presas de tierra y con núcleo impermeable y se realiza un cuadro comparativo entre los distintos métodos de estimación de parámetros de brecha en la [Tabla A.1](#) y las consideraciones utilizadas para cada uno de ellos en la [Tabla A.2](#). En el contexto de esta última tabla se descarta el método de Xu Zhang (2009), ya que distintas recomendaciones indican que no es el más adecuado para su aplicación en HEC-RAS.

Por otro lado, el método de MacDonald & Langridge-Monopolis (1984) también se descarta debido a que se trata de un método iterativo en el cual no se conocen todos los parámetros necesarios. Además, el porcentaje de presas analizadas con alturas mayores a 30 m es menor en comparación con otros métodos, representando únicamente un 24 % de los casos estudiados.

Por lo tanto, los métodos que podrían ser considerados para el análisis son los de Von Thun & Gillette (1990) y Froehlich (2008).

Se procede a realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros de la brecha con el objetivo de evaluar cuáles tienen mayor influencia sobre los resultados finales. Para esto, se utilizan en principio los parámetros calculados por el método de Froehlich (2008) ([Tabla 3](#)). Se adopta Froehlich (2008) como configuración base ya que corresponde a una formulación conocida y utilizada en estudios de rotura de presas, actual y basada en una base de datos amplia.

Tabla 3: Parámetros de brecha obtenidos mediante Froehlich (2008) para la presa del Arroyo Conventos

Parámetro	Valor
Método utilizado	Froehlich (2008)
Presa	Conventos
Altura NAE (m)	110.25
Volumen de agua almacenado al momento de la rotura para TR10 000 (hm^3)	50.0087
Altura de la brecha h_b (m)	11.5
Tiempo de formación de la brecha t_f (h)	3.5
Ancho medio de brecha B_{ave} para sobrevertido (m)	86.6
Ancho de fondo de brecha para sobrevertido (m)	76.8
Ancho medio de brecha B_{ave} para otro tipo de falla (m)	112.6
Talud para falla por desbordamiento	1.4H:1V
Talud para otro tipo de falla	0.9H:1V

Los parámetros requeridos por el software HEC-RAS para la modelación de la brecha son los siguientes:

- **Center Station**
- **Final Bottom Width**
- **Final Bottom Elevation**
- **Left Side Slope**
- **Right Side Slope**
- **Breach Weir Coefficient**
- **Breach Formation Time:** corresponde al tiempo transcurrido entre el inicio de la erosión significativa y el momento en que la brecha se encuentra completamente formada, sin considerar el vaciado total del embalse.
- **Failure Mode:** puede corresponder a desbordamiento, donde la erosión inicia en la cresta y progresa hacia abajo, o a erosión interna, la cual puede comenzar en cualquier punto de la presa. Más allá del mecanismo de falla, los parámetros más relevantes son el tamaño final de la brecha y el tiempo de formación.

- **Starting Water Surface:** corresponde al mecanismo o condición de activación de la rotura.

En el caso de fallas por desbordamiento en presas de tierra, el proceso típico incluye:

- inicio de erosión en el talud aguas abajo,
- formación de una cárcava que progresa y se ensancha,
- erosión de la cresta, reduciendo su longitud,
- progresión hacia aguas arriba,
- ensanchamiento y profundización de la brecha hasta alcanzar el lecho natural.

Durante este proceso, el comportamiento hidráulico evoluciona desde un vertedero de cresta ancha hacia uno de cresta afilada y posteriormente nuevamente hacia condiciones de cresta ancha.

A partir de estos parámetros, se definieron como variables de análisis:

- ancho final de la brecha,
- pendientes laterales,
- coeficiente de flujo,
- tiempo de formación de la brecha.

El estudio se realizó manteniendo fija la estación central de la brecha, considerando que la elevación final de la brecha coincide con la altura de la presa y que el inicio de la rotura ocurre cuando el nivel del embalse alcanza el NAE.

Para cada configuración analizada se evaluaron los siguientes resultados:

- niveles de agua en puntos seleccionados,
- área urbana afectada,
- cantidad de padrones afectados.

Como condición base del análisis se utilizaron los parámetros obtenidos mediante el método de Froehlich (2008):

- ancho medio de brecha: 86.6 m,
- tiempo de formación: 3.5 h,
- taludes laterales: 1.4H:1V,

- coeficiente de flujo: 3.2.

En primera instancia se analizó la sensibilidad asociada al coeficiente de flujo, iterando entre los valores mínimos y máximos recomendados por la bibliografía (Tabla 2). Se evaluaron valores de 2.6, 2.9 y 3.2.

Posteriormente, utilizando un valor medio del coeficiente de flujo (2.9), se estudió la variación asociada al ancho final de brecha. Para ello se consideró el ancho calculado mediante Froehlich, un aumento del 10 %, una disminución del 10 % y el ancho máximo recomendado por las guías consultadas.

Una vez evaluada la sensibilidad respecto al ancho de brecha, se analizó el efecto del tiempo de formación de la brecha, considerando los valores mínimo y máximo recomendados por la bibliografía (0.5 h y 4 h).

Finalmente, se estudió la influencia de los taludes laterales, comparando el valor inicialmente adoptado de 1.4H:1V con un talud de 1H:1V recomendado por la guía USACE.

Los valores obtenidos para las diferentes iteraciones se presentan en la Tabla 4. A continuación, se expone el análisis referido a padrones y área afectada para cada uno de los parámetros estudiados, así como un análisis final de los niveles obtenidos.

Tabla 4: Valores obtenidos para las diferentes simulaciones de rotura para presa del Arroyo Conventos

Configuración	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Center Station	720	720	720	720	720	720	720	720	720
Final Bottom Width	76.8	76.8	76.8	84.5	57.5	50.2	76.8	76.8	76.8
Final Bottom Elevation	101.5	101.5	101.5	101.5	101.5	101.5	101.5	101.5	101.5
Left Side Slope	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.0
Right Side Slope	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.0
Breach Weir Coef.	3.2	2.6	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
Breach Formation Time (h)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0.5	4.0	3.5
Failure Mode	Overtopping								
Starting WS	110								
Niveles máximos alcanzados (m)									
Estadio derecha	100.2	100.2	100.2	100.2	100.1	100.0	100.3	100.2	100.2
Barrio aguas arriba de estadio	100.2	100.2	100.2	100.2	100.1	100.0	100.3	100.2	100.2
Barrio López Benítez	102.5	102.4	102.5	102.5	102.2	102.1	102.5	102.4	102.4
Teatro de verano derecha	99.2	99.1	99.1	99.3	99.2	99.2	99.2	99.2	99.2
Abajo puente derecha	99.8	99.7	99.8	99.8	99.7	99.6	99.8	99.8	99.8
Afectación									
Área urbana afectada (m²)	2678406	2653608	2677761	2677761	2668595	2587232.7	2682933.4	2663845.36	2665901.82
Padrones afectados	1715	1686	1714	1714	1702	1593	1717	1702	1702

Tabla 5: Sensibilidad asociada al coeficiente de flujo para rotura de presa del Arroyo Conventos

Breach Weir Coef.	Área urbana afectada (ha)	Padrones afectados
2.6	265.4	1686
2.9	267.8	1714
3.2	267.8	1715

Coeficiente de flujo En el análisis del coeficiente de flujo se observó que, al aumentar dicho coeficiente, también aumenta el área urbana y la cantidad de padrones afectados. Sin embargo, la variación obtenida no resulta significativa. Entre los valores 2.6 y 2.9 la diferencia fue de 28 padrones afectados, mientras que entre 2.9 y 3.2 únicamente se obtuvo una diferencia de un padrón. Además, entre el valor mínimo y máximo analizado existe una diferencia aproximada de 2.4 ha de afectación.

Por este motivo se decidió continuar el análisis utilizando el valor medio de 2.9, el cual además representa un escenario conservador en términos de afectación.

Tabla 6: Sensibilidad asociada al ancho final de brecha para rotura de presa del Arroyo Conventos

Final Bottom Width (m)	Área urbana afectada (ha)	Padrones afectados
76.8	267.8	1714
84.5	267.8	1714
57.5	266.9	1702
50.2	258.7	1593

Ancho final de brecha Respecto al ancho final de la brecha, los resultados muestran que un aumento del ancho por encima del valor calculado mediante Froehlich no genera variaciones significativas en la cantidad de padrones afectados. Sin embargo, al disminuir el ancho de brecha sí se observa una reducción considerable de la afectación.

En particular, una disminución del 10 % del ancho (57.5 m) implica una reducción de 12 padrones afectados, mientras que al considerar el ancho mínimo evaluado recomendado por la bibliografía (50.2 m) se obtiene una disminución de 121 padrones afectados respecto al caso base.

En cuanto al área afectada, entre los casos de ancho final de brecha más grande y el ancho final de 57.5 m existe aproximadamente una hectárea menos de afectación, mientras que para el ancho mínimo considerado la disminución alcanza aproximadamente 9 ha.

Tabla 7: Sensibilidad asociada al tiempo de formación de brecha para rotura de presa del Arroyo Conventos

Breach Formation Time (h)	Área urbana afectada (m ²)	Padrones afectados
3.5	2677761	1714
0.5	2682933.4	1717
4.0	2663845.36	1702

Tiempo de formación de brecha En cuanto al tiempo de formación de la brecha, se observó que el escenario más desfavorable corresponde al menor tiempo de formación considerado (0.5 h), obteniéndose el mayor número de padrones afectados.

Al aumentar el tiempo de formación a 3.5 h la diferencia es de únicamente tres padrones menos afectados, mientras que para un tiempo de formación de 4 h la afectación disminuye en 15 padrones respecto al caso donde la brecha se desarrolla en el menor tiempo considerado.

Tabla 8: Sensibilidad asociada a los taludes laterales para rotura de presa del Arroyo Conventos

Left Side Slope	Right Side Slope	Área urbana afectada (m ²)	Padrones afectados
1.4	1.4	2677761	1714
1.0	1.0	2665901.82	1702

Taludes laterales Finalmente, el análisis de sensibilidad asociado a los taludes laterales muestra que, al disminuir la pendiente lateral de la brecha, también disminuye la afectación generada. En el caso analizado, la modificación de taludes de 1.4H:1V a 1H:1V produjo una reducción de 12 padrones afectados.

En cuanto al tiempo de llegada de la onda, el tiempo en el que se alcanza el máximo de la onda y la velocidad máxima, los resultados obtenidos son similares para todas las configuraciones analizadas. La principal diferencia se observa en la configuración correspondiente al menor tiempo de formación de brecha (0.5 h), donde la onda de crecida llega aproximadamente una hora antes en comparación con el resto de los escenarios, alcanzándose también el pico máximo de forma más temprana.

Respecto a los niveles máximos alcanzados en los distintos puntos de control, se observan las siguientes tendencias:

- **Punto del estadio y aguas arriba del estadio:** la mayor elevación del agua se obtiene para la configuración con menor tiempo de formación de brecha, alcanzando

una cota aproximada de 100.3 m. La mayoría de las restantes configuraciones presentan niveles cercanos a 100.2 m, mientras que el menor nivel corresponde a la configuración con menor ancho final de brecha, alcanzando una cota de 100 m.

- **Barrio López Benítez:** los mayores niveles se presentan en las configuraciones asociadas a coeficientes de flujo elevados, anchos finales de brecha grandes y tiempos de formación reducidos, alcanzándose niveles cercanos a 102.5 m. El resto de las configuraciones presentan cotas comprendidas entre 102.1 m y 102.4 m.
- **Aguas abajo de la unión:** en los puntos correspondientes al Teatro de Verano y al puente, las diferencias entre configuraciones son reducidas, observándose variaciones máximas del orden de 0.1 m entre escenarios.

En relación con las velocidades máximas, las distintas configuraciones presentan resultados muy similares, con variaciones máximas del orden de 0.03 m/s entre escenarios analizados.

Una vez realizado el análisis de sensibilidad y evaluada la influencia de cada parámetro, se puede resumir que el tiempo de formación de la brecha no presenta una influencia tan significativa sobre la afectación a padrones. Entre los valores mínimo y máximo recomendados por la bibliografía, la diferencia obtenida es de únicamente 15 padrones afectados. Sin embargo, para la llegada de la onda y el tiempo al máximo, el escenario con menor tiempo de formación adelanta aproximadamente una hora respecto a las demás configuraciones.

En cuanto al ancho final de la brecha, se observa que se trata de uno de los parámetros más influyentes, ya que la cantidad de padrones afectados varía de forma considerable dependiendo de su magnitud. El aumento del ancho por encima del valor base no genera variaciones significativas, mientras que su disminución sí produce reducciones importantes en la afectación. De todas formas, los parámetros calculados mediante el método de Froehlich corresponden a escenarios de elevada afectación, por lo que permiten trabajar del lado de la seguridad.

Por otro lado, el coeficiente de flujo también genera variaciones en la afectación, observándose diferencias cercanas a 30 padrones entre los valores mínimo y máximo analizados. Sin embargo, se adopta 2.9 por representar un valor intermedio dentro del rango recomendado y por generar resultados cercanos al escenario más desfavorable.

Con respecto a los taludes laterales, se observa un comportamiento similar. Si bien existen diferencias en la cantidad de padrones afectados al modificar las pendientes laterales, se adopta la configuración que genera la mayor afectación, correspondiente a taludes 1.4H:1V en ambos lados de la brecha.

Además, cabe destacar que también se calcularon los parámetros utilizando el método

de Von Thun & Gillette. Los valores obtenidos para el ancho final de la brecha y el tiempo de formación se encuentran dentro de los rangos considerados en el análisis de sensibilidad. La única excepción corresponde al tiempo de formación calculado en función de la altura de agua sobre la brecha para presas erosionables, cuyo valor resulta fuera del rango recomendado por las guías consultadas. Por este motivo, no se le asigna un peso significativo dentro del análisis.

Tabla 9: Parámetros para rotura de presa del Arroyo Conventos obtenidos mediante Von Thun & Gillette (1990)

Parámetro	Valor
Altura de agua sobre la brecha (h_w)	10.25
Coefficiente dependiente del tamaño del embalse (C)	54.9
Ancho promedio de la brecha (B_{ave})	80.525
Ancho de fondo de brecha	70.7
Tiempo de formación para presas resistentes (función de h_w)	0.5 h
Tiempo de formación para presas erosionables (función de h_w)	0.2 h
Tiempo de formación para presas resistentes (función de h_w y B_{ave})	2.0 h
Tiempo de formación para presas erosionables (función de h_w y B_{ave})	0.8 h

Finalmente, aunque algunos parámetros generan variaciones en el área y la cantidad de padrones afectados entre las distintas configuraciones analizadas, las diferencias en los niveles alcanzados y en la afectación global entre escenarios resultan relativamente pequeñas.

4.3.2. Afectación de rotura

Se realiza el análisis de rotura de las presas considerando el Escenario 3 (escenario límite). Para este escenario se analiza la afectación producida por la rotura, la extensión de la mancha de inundación (con la afectación a personas, viviendas y padrones), los niveles alcanzados, así como el tiempo de arribo de la onda de crecida.

Se realiza un análisis de rotura para cada una de las presas, considerando tanto una falla con el embalse alcanzando la cota de coronamiento (Rotura 1), como una falla por

filtraciones internas (Rotura 2).

En las [Figura 7](#), [Figura 8a](#), [Figura 8b](#), [Figura 9a](#) y [Figura 9b](#) se tiene las manchas de inundación por la Rotura 1 para las márgenes del Arroyo del Sauce, Arroyo Conventos aguas arriba de la unión y Arroyo Conventos aguas abajo de la unión respectivamente.

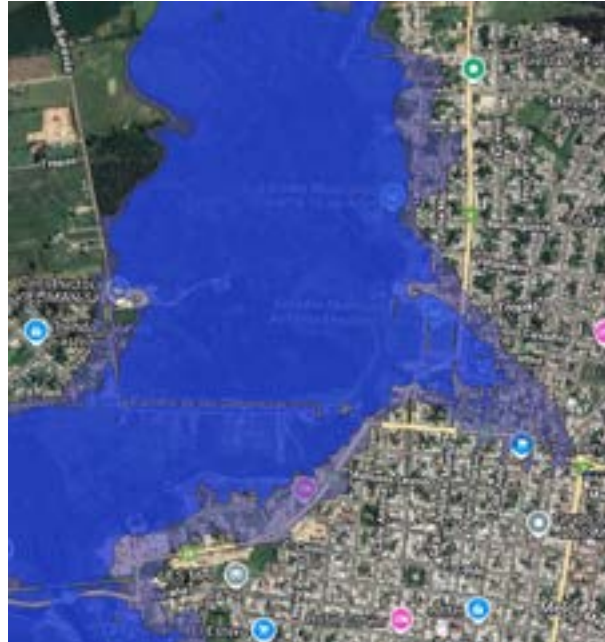


Figura 7: Comparación entre la inundación en las márgenes del Arroyo del Sauce asociada a una crecida de tiempo de retorno 100 años sin presa y la inundación generada por la rotura de la presa en el Arroyo Conventos



(a) Aeropuerto de Melo.

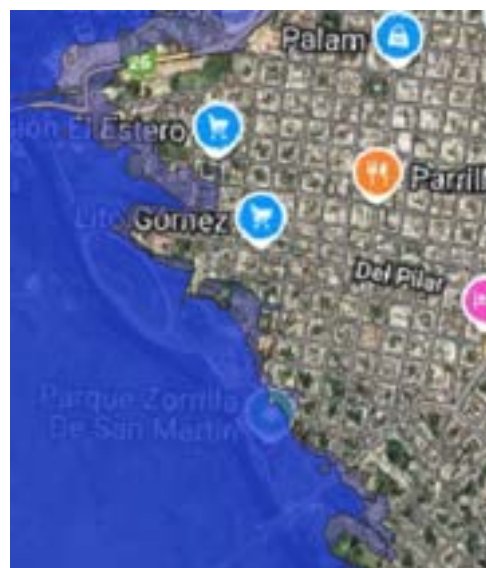


(b) Barrio López Benítez.

Figura 8: Comparación entre la inundación asociada a una crecida de tiempo de retorno 100 años sin presa y la inundación generada por la rotura de la presa Arroyo Conventos



(a) Barrio Hipódromo.



(b) Margen derecha aguas abajo del Arroyo Conventos.

Figura 9: Comparación entre la inundación asociada a una crecida de tiempo de retorno 100 años sin presa y la inundación generada por la rotura de la presa del Arroyo Conventos (aguas abajo de la unión)

En cuanto al escenario de rotura de la presa Conventos por sobrepasamiento, la simulación indica la inundación de 1.843 padrones, abarcando una superficie total de 2.762,34 ha. Asimismo, se verían afectados aproximadamente 4,13 km de la Ruta Nacional N.º 26, además de registrarse impactos relevantes sobre la población y las viviendas ubicadas en las áreas inundables.

La población potencialmente afectada asciende a 3.939 habitantes, distribuidos en un total de 1.734 viviendas. En la Tabla 10 se resume la afectación estimada para este escenario.

Tabla 10: Afectación estimada para el escenario de rotura de la presa del Arroyo Conventos

Variable	Valor
Cantidad total de padrones afectados	1.843
Área total afectada (ha)	2.762,34
Longitud afectada de Ruta N.º 26 (km)	4,13
Viviendas afectadas	1.734
Población afectada	3.939

Entre las principales afectaciones identificadas se destaca la inundación parcial del Aeropuerto Internacional de Melo, así como de la Escuela Rural N.º 44 San Diego, ubicada en la planicie de inundación del Arroyo Conventos.

A nivel urbano, los barrios Hipódromo y López Benítez resultarían prácticamente completamente inundados. En cuanto a la infraestructura vial, se verían afectados aproximadamente 4,13 km de la Ruta Nacional N.º 26, incluyendo los tramos localizados en las proximidades del Arroyo del Sauce, el sector del barrio López Benítez, las inmediaciones del barrio Hipódromo y la zona de confluencia entre el Arroyo Conventos y Arroyo del Sauce.

Adicionalmente, en el sector del Arroyo del Sauce se inundarían aproximadamente 550 m de la Ruta Nacional N.º 8, correspondientes al tramo ubicado en las inmediaciones del Estadio Municipal.

En cuanto a la Rotura 2 se observa una afectación ligeramente mayor en términos de cantidad de padrones, superficie inundada, viviendas y población expuesta. Los resultados estimados se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11: Afectación estimada para el escenario de rotura de la presa del Arroyo Conventos por tubificación (Rotura 2)

Variable	Valor
Cantidad total de padrones afectados	1.850
Área total de padrones afectados (ha)	277,35
Viviendas afectadas	1.841
Población afectada	4.143

La extensión y configuración de la mancha de inundación resultan casi coincidentes con las obtenidas para la Rotura 1. Debido a esta similitud, no se presenta nuevamente la mancha asociada.

Finalmente, los resultados obtenidos para ambos escenarios de rotura evidencian una afectación significativamente mayor que la asociada a una crecida con tiempo de retorno de 100 años en ausencia de las presas. Si bien las diferencias entre ambas roturas son relativamente reducidas, en todos los casos se observa un incremento de la población, las viviendas y los padrones afectados respecto al escenario TR100 sin presas. La comparación de la población y las viviendas potencialmente afectadas para cada escenario se presenta en la Tabla 12.

Tabla 12: Resumen de población y viviendas afectadas para un evento de 100 años de tiempo de retorno sin presas y los escenarios de rotura de la presa del Arroyo Conventos

	TR100 sin presas	Rotura sobrepasamiento	Rotura tubificación
Población afectada	891	3.939	4.143
Viviendas afectadas	391	1.734	1.841

5. Estudio de Costos

En esta sección se presenta una estimación de los costos asociados a la construcción de las represas proyectadas. En primer lugar, se consideran los rubros generales comunes a ambas obras, identificando los principales componentes que intervienen en su ejecución. Posteriormente, se desarrolla un análisis más detallado para la represa del Arroyo Conventos.

5.1. Costos de ambas presas

Como primera aproximación a los costos de las presas, se decide estimar para ambas obras los costos asociados a los movimientos de suelo y a las principales estructuras que las componen. En particular, se consideran los movimientos de suelo necesarios para la construcción, los elementos de la presa de materiales sueltos y el aliviadero central. Estos rubros representan la mayor parte del costo de construcción y permiten obtener una estimación preliminar de la inversión requerida. Esto se presenta en la [Tabla 13](#) y [Tabla 14](#)

Tabla 13: Estimación de costos para la presa del Arroyo Conventos.

Rubro	Unidad	Metraje	Precio unitario (USD)	Total por rubro (USD)
Movimientos de suelos				
Remoción de capa vegetal con retiro ($e = 0,4$ m)	m ²	37.315	5	186.575,96
Terraplenado del núcleo con material de préstamo (material arcilloso extraído del vaso de la presa)	m ³	180.900	14	2.532.600,00
Terraplenado de espaldones con material de préstamo (material arenoso extraído del vaso de la presa)	m ³	253.100	14	3.543.400,00
Remoción y reposición de suelo por material de espaldón	m ³	43.400	14	607.600,00
Protección de taludes				
Suministro y colocación de enrocado vertido (DN50 = 0,71, $e = 1,42$ m)	m ²	11.368	200	2.273.615,64
Revestimiento de suelo vegetal	m ²	14.926	10,5	156.723,81
Elementos de presa de material suelto				
Drenes verticales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	28.080,27	50	1.404.013,67
Drenes horizontales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	11.194,56	55	615.700,68
Suministros y tendido de material geotextil	m ²	24.300,00	7	170.100,00
Vertedero y descargador de fondo				
Hormigón en masa	m ³	4.440	875	3.885.000,00
Muros de contención	m ³	4.968	875	4.347.000,00
Total (Sin LLSS ni IVA)				19.722.329,75

Tabla 14: Estimación de costos para la presa del Arroyo del Sauce

Rubro	Unidad	Metraje	Precio unitario (USD)	Total por rubro (USD)
Medidas compensatorias				
Construcción del paquete estructural para Ruta N° 8 elevada, con pintura y señalización	km	0,62	700000	430500
Movimientos de suelos				
Remoción de capa vegetal con retiro ($e = 0,4$ m)	m ²	30527,62	5	152638,083
Terraplenado del núcleo con material de préstamo (material arcilloso extraído del vaso de la presa)	m ³	152040,00	14	2128560
Terraplenado de espaldones con material de préstamo (material arenoso extraído del vaso de la presa)	m ³	198880,00	14	2784320
Remoción y reposición de suelo por material de espaldón	m ³	39900,00	14	558600
Protección de taludes				
Suministro y colocación de enrocado vertido (DN50 = 0,71, $e = 1,42$ m)	m ²	17800,00	200	3560000
Revestimiento de suelo vegetal	m ²	12211	10,5	128215,9897
Elementos de presa de material suelto				
Drenes verticales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	22915,1	50	1145752,511
Drenes horizontales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	9158	55	503705,6739
Suministros y tendido de material geotextil	m ²	24000	7	168000
Vertedero y descargador de fondo				
Hormigón en masa	m ³	4440,00	875	3885000
Muros de contención	m ³	4968,00	875	4347000
Total (Sin LLSS ni IVA)				19.792.292,26

Debe tenerse en cuenta que el costo asociado a la medida compensatoria correspondiente a la construcción del paquete estructural de la Ruta N.º 8 no contempla los movimientos de suelo necesarios para la conformación de los terraplenes de contención del embalse ni para la reconformación de la ruta.

5.2. Costo de la presa del Arroyo Conventos

Se detalla en esta sección el rubrado para la presa del Arroyo Conventos.

A la hora de estudiar este precio se tomó la decisión de dividir los costos en los siguientes rubros:

- Implantación y replanteo
- Movimientos de suelos
- Desvío del cauce

- Presa de material suelto
- Vertedero
- Elementos de auscultación
- Estructuras accesorias
- Descargador de fondo
- Camino de acceso a presa
- Acondicionamiento

Se decide excluir de este estudio los costos asociados a estudios previos, tramitación de permisos, expropiaciones, puesta en marcha y mantenimiento de los elementos de la presa. En el caso de los estudios y permisos, se asume que su desarrollo será gestionado por la autoridad competente o por organismos externos al alcance del presente trabajo.

Por otra parte, las expropiaciones pueden representar una fracción significativa de la inversión total requerida para la ejecución de una presa. Sin embargo, debido a la complejidad de su valoración y a que dependen de factores específicos de cada predio, no se incluyen en la presente estimación. En consecuencia, el análisis económico realizado se centra exclusivamente en los costos asociados a la construcción de las obras proyectadas.

A continuación, se presenta una breve descripción de los conceptos incluidos en cada uno de los rubros considerados.

5.2.1. Implantación y replanteo

Este rubro comprende las actividades preliminares necesarias para el inicio de la obra. Incluye la instalación de infraestructura temporal para el funcionamiento del obrador y el replanteo de los elementos proyectados en el terreno.

Se encuentran incluidos en este rubro los caminos de acceso a la presa y caminos internos necesarios para su construcción y mantenimiento.

5.2.2. Movimientos de suelos

Los movimientos de suelos constituyen una de las actividades principales en la construcción de presas de materiales sueltos. Este rubro incluye las excavaciones, remociones, conformación de terraplenes y demás tareas necesarias para alcanzar la geometría de proyecto y las condiciones de fundación requeridas.

En particular, las actividades de terraplenado comprenden las etapas de arranque o extracción del material en la zona de préstamo, carga, transporte, tendido en capas y

compactación, hasta alcanzar las densidades y características especificadas para cada uno de los sectores de la presa.

5.2.3. Desvío del cauce

Durante la construcción de la presa resulta necesario controlar el escurrimiento natural del curso de agua. Este rubro contempla las obras temporales requeridas para desviar el cauce y mantener en condiciones secas las zonas donde se ejecutarán las fundaciones y estructuras hidráulicas principales, como lo son la presa de materiales sueltos y el vertedero.

5.2.4. Presa de material suelto

Este rubro comprende los elementos que conforman el cuerpo principal de la presa, incluyendo los sistemas de drenaje, las protecciones superficiales y demás componentes necesarios para asegurar la estabilidad estructural y el adecuado comportamiento hidráulico de la obra.

Para la protección del talud aguas abajo se prevé la utilización de revestimiento vegetal. Se considera que el material necesario para este fin proviene de la capa vegetal removida durante las tareas de preparación y construcción de la propia presa.

En cuanto a los materiales destinados a la construcción de los drenes y de las protecciones con enrocado, dado que deben cumplir requisitos granulométricos específicos, se asume su adquisición a proveedores externos. En consecuencia, los precios adoptados para estos rubros contemplan los costos asociados a su suministro y transporte hasta la obra.

5.2.5. Vertedero

Las estructuras destinadas a la evacuación de caudales constituyen componentes esenciales para la seguridad de la presa. En este rubro se contemplan los costos asociados a la construcción del vertedero, los muros de contención, las obras de restitución al cauce natural y los equipos de recirculación requeridos para la operación del sistema.

Es importante destacar que la seguridad y el correcto funcionamiento del vertedero dependen en gran medida de la precisión con que se ejecute su geometría final, la cual debe ajustarse estrictamente a las dimensiones y cotas definidas en el diseño. Por este motivo, el costo unitario adoptado para el hormigón en masa incluye no solo el suministro y colocación del material, sino también las tareas de terminación, conformación y control necesarias para garantizar el cumplimiento de las especificaciones de proyecto.

5.2.6. Elementos de auscultación

La auscultación permite monitorear el comportamiento de la presa durante su operación. Este rubro contempla la provisión e instalación de instrumentos destinados al control de variables hidráulicas, meteorológicas, geotécnicas y estructurales relevantes para la seguridad de la obra.

5.2.7. Estructuras accesorias

Este rubro incluye las estructuras y obras complementarias necesarias para la operación y mantenimiento de la presa. Se consideran los costos asociados a la construcción de los edificios de servicio, la instalación del pórtico de maniobra para la operación de las compuertas y la ejecución del tendido eléctrico necesario para dotar de energía a la zona de emplazamiento de la obra.

El edificio de servicio se concibe como una instalación de uso múltiple, destinada a satisfacer las necesidades operativas de la presa. En él se prevén áreas para servicios sanitarios, depósito de materiales y herramientas, talleres para la realización de reparaciones menores y el acceso a la galería de inspección.

5.2.8. Descargador de fondo

Este rubro considera específicamente los elementos mecánicos e hidráulicos asociados al descargador de fondo, incluyendo compuertas, rejas, mecanismos de accionamiento y demás componentes necesarios para regular la descarga controlada del embalse.

5.2.9. Camino de acceso a presa

Para garantizar el acceso durante la construcción y la etapa de operación, se proyectan caminos y obras complementarias que permitan la circulación de vehículos y equipos. Este rubro contempla las tareas necesarias para su construcción y acondicionamiento.

5.2.10. Acondicionamiento

Una vez finalizadas las obras principales, se realizan tareas de terminación y recuperación de las áreas intervenidas. Este rubro incluye actividades de limpieza, retiro de instalaciones temporales y acondicionamiento final del sitio de emplazamiento.

5.2.11. Consideraciones

Para la estimación de costos se considera un 15 % en concepto de imprevistos. Sobre el total resultante (costo más imprevistos) se aplica el IVA, correspondiente a un 22 %. Finalmente, sobre este nuevo total se incorporan las leyes sociales, estimadas en un 18 %.

Este último porcentaje constituye un valor de referencia, adoptado en base a lo utilizado en otros proyectos de características similares.

Tabla 15: Estimación detallada de costos para la presa del Arroyo Conventos.

Rubro	Unidad	Metraje	Precio unitario (USD)	Total por rubro (USD)
Implantación y replanteo				
Obrador y obras provisionarias (SSHH, vestuarios, comedor, oficinas, etc.)	G	1	76 300	76 300
Replanteo general de la obra	G	1	38 100	38 100
Cartel de obra	u	1	1 700	1 700
Movimientos de suelos				
Remoción de capa vegetal con retiro ($e = 0,4$ m)	m ²	75 000	5	375 000
Terraplenado del núcleo con material de préstamo (material arcilloso extraído del vaso de la presa)	m ³	180 900	14	2 532 600
Terraplenado de espaldones con material de préstamo (material arenoso extraído del vaso de la presa)	m ³	253 100	14	3 543 400
Remoción y reposición de material por material de espaldones	m ³	43 400	14	607 600
Desvío del cauce				
Excavación para redireccionamiento del cauce	m ³	13 600	9	122 400
Atagüa para el cauce	m ³	19 000	14	266 000
Protección de taludes				
Suministro y colocación de enrocado vertido (DN50 = 0,71; $e = 1,42$ m)	m ³	17 600	200	3 520 000
Revestimiento de suelo vegetal	m ³	14 926,08	10,5	156 724
Elementos de la presa de material suelto				
Drenes verticales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	28 080,27	50	1 404 014
Drenes horizontales (Material arenoso entre 0,45 mm y 1,86 mm)	m ³	11 194,56	55	615 701
Suministros y tendido de material geotextil	m ²	24 300	7	170 100
Vertedero y cuenco dissipador				
Hormigón en masa	m ³	4 440	875	3 885 000
Muros de contención	m ³	4 968	875	4 347 000
Inyecciones de mejoramiento de suelos	m	384	17	6 528
Enrocado de restitución	m ³	281,25	260	73 125
Equipos de bombeo	u	2	48 000	96 000
Elementos de auscultación				
Instrumentación	G	1	160 000	160 000
Estructuras accesorias				
Edificio con SSHH, oficina, taller de reparaciones menores y depósito de insumos	G	1	146 000	146 000
Pórtico para elevación de compuertas exterior	u	1	8 200	8 200
Descargador de fondo				
Suministro y colocación de compuertas	u	4	53 500	214 000
Suministro y colocación de rejas gruesas	kg	41,43	1 451	60 117
Estructura del descargador	m ³	373,60	1 730	646 328
Estructura de salida	m ³	53,75	1 730	92 988
Camino de acceso a la presa				
Construcción y elevación de camino con tosca compactada y taludes	m ²	4 400	25	110 000
Construcción de camino de tosca compactada sobre la presa	m ²	4 400	10	44 000
Acondicionamiento				
Limpieza y retiro de obra	G	1	900 000	900 000
Total (Sin LLSS ni IVA)				24 218 924
Imprevistos (15 %)				3 632 839
Total con imprevistos				27 851 762
Total + IVA				33 979 150
Total + Leyes Sociales				40 095 397

Finalmente, el costo total de la presa del Arroyo Conventos con IVA y leyes sociales incluidas es de **USD 40.095.397**

6. Síntesis del Tomo III

El Tomo III presenta una serie de recomendaciones para la fase constructiva de las presas. Asimismo, se desarrollan los lineamientos para un plan de acción de emergencia, tomando como caso de estudio la afectación derivada de la rotura de la presa del Arroyo Conventos. Por otra parte, se establecen los criterios para la auscultación de las presas. Finalmente, se presenta una estimación de costos para ambas presas, con mayor nivel de detalle para la presa del Arroyo Conventos, concluyendo en un costo total aproximado de 40 millones de dólares.

7. Comentarios finales del proyecto

El objetivo general del proyecto consistió en desarrollar una solución integral al problema de las inundaciones fluviales que afectan a la ciudad de Melo, mediante el diseño de dos presas: una a nivel de anteproyecto y la otra a nivel de proyecto ejecutivo en alguno de sus tramos. A lo largo del trabajo se dio cumplimiento a este objetivo mediante el desarrollo de los cinco objetivos específicos, cuyos resultados se resumen a continuación.

1. Analizar las afectaciones actuales de inundación en la ciudad de Melo.
2. Discutir y definir la ubicación óptima de las presas sobre Arroyo del Sauce y Arroyo Conventos.
3. Diseñar las presas, los elementos que la componen y sus obras complementarias. El diseño de una de las presas se desarrollará a nivel de Proyecto Ejecutivo en alguno de sus tramos, mientras que la otra presa se diseñará a nivel de Anteproyecto.
4. Evaluar la situación futura considerando la implementación de las presas.
5. Garantizar un caudal mínimo de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ en el Arroyo Conventos para mejorar la calidad del agua en períodos de estiaje.

En cuanto al primer objetivo, se logró realizar un diagnóstico de la situación actual utilizando la información de base recopilada para la zona de estudio, desarrollando un modelo que representa de buena forma el comportamiento actual de los arroyos ante eventos de crecida. Esto permitió cuantificar las afectaciones existentes y contar con una base de comparación para evaluar la reducción de las mismas mediante las obras proyectadas.

Respecto al segundo objetivo, se definieron las ubicaciones más convenientes para las presas sobre ambos arroyos, considerando la topografía de la zona y el volumen de embalse necesario para garantizar el caudal mínimo requerido en la ciudad de Melo. Este análisis se encuentra estrechamente vinculado al objetivo 5, referido a garantizar un caudal mínimo

durante los períodos de estiaje, y fue desarrollado mediante un balance hídrico del embalse y la aplicación de criterios de caudal ambiental.

En relación con el tercer objetivo, correspondiente al diseño de las presas, en primer lugar se definió la configuración de vertido de ambas, buscando minimizar las afectaciones tanto aguas arriba como aguas abajo de las presas. Posteriormente, se desarrollaron en detalle todos los aspectos vinculados a la presa del Arroyo Conventos, incluyendo el diseño de la obra de vertedero y sus elementos complementarios, así como la presa de materiales sueltos con sus respectivos componentes. Para la presa del Arroyo del Sauce se definió la altura de vertido y los elementos asociados a la presa de materiales sueltos. En ambos casos se verificó la estabilidad de las estructuras, evitando fenómenos de tubificación, sifonamiento y deslizamiento, y se definieron las cotas de coronamiento correspondientes, garantizando que no se produzca sobrepasamiento, uno de los tipos de falla más riesgosos en este tipo de presas.

Como resultado del cuarto objetivo, se desarrolló un análisis de las afectaciones generadas por la implementación de las presas, comparando la situación proyectada con la situación actual.

Para el cumplimiento del conjunto de estos objetivos, el trabajo se organizó en tres tomos, cada uno correspondiente a una fase del proyecto: en primer lugar se caracterizó la situación actual, luego se desarrolló el diseño de las presas y, finalmente, se realizó el análisis de seguridad y las consideraciones constructivas asociadas.

En el Tomo I se lograron desarrollar y calibrar los modelos hidrológicos e hidrodinámicos necesarios para representar la situación actual de la cuenca y modelar los escenarios con presas. Asimismo, fue posible incorporar las estructuras proyectadas a los modelos y comprender en profundidad su funcionamiento, así como interpretar los resultados obtenidos. Se realizó además un estudio detallado de la zona de emplazamiento de las presas, a partir del cual se seleccionaron los cierres correspondientes, considerando diferentes criterios técnicos.

En el Tomo II se alcanzó una posible solución al problema de las inundaciones mediante el diseño detallado de las estructuras proyectadas. En particular, se desarrolló el diseño de una presa de materiales sueltos y de la configuración de vertido asociada, verificando el cumplimiento de los requerimientos hidráulicos y evaluando las afectaciones generadas. Se avanzó en detalle en el diseño de la presa de materiales sueltos sobre el Arroyo Conventos, incluyendo los movimientos de suelo requeridos, los volúmenes de materiales necesarios y los distintos elementos de drenaje y protección asociados a la estructura. Se destaca que ambas presas fueron diseñadas como estructuras de categoría A, lo que implica la adopción de un tiempo de retorno de diseño de 1.000 años (TR1000). Esta condición

aporta un elevado nivel de seguridad, aspecto especialmente relevante debido a que las presas se ubican aguas arriba de una ciudad importante del interior del país. Se concluye que resulta importante la construcción de ambas presas, dado que cada una contribuye de manera diferente al cumplimiento de los objetivos del proyecto: mientras una de ellas presenta un mayor aporte en relación con los caudales mínimos, la otra genera mayores beneficios en términos de reducción de inundaciones. En este marco, se realizó un análisis de afectaciones y se desarrolló una propuesta de etapabilidad para la implementación de las obras.

Finalmente, en el Tomo III se estudió la posible rotura de una de las presas, evaluando las consecuencias asociadas a dicho escenario, así como también se presentaron las consideraciones constructivas y los criterios de auscultación correspondientes. Además, se realizó un análisis de costos considerando los rubros generales para la construcción de ambas presas, con mayor nivel de detalle para la presa del Arroyo Conventos, concluyendo que su costo sería de aproximadamente USD 40 millones, incluyendo IVA y leyes sociales.

Como complemento a los tres tomos, se presentaron 15 láminas con información referida a la zona de estudio y al diseño de las presas de materiales sueltos y sus respectivos aliviaderos.

Referencias

- Alcoser, R. E. G. (2011). *Análisis del uso del método GIN (Grouting Intensity Number) en el Proyecto Hidroeléctrico Mazar* [Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Geólogo]. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas & Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. (2004). *Auscultación de las Presas y sus Cimientos* (Vol. P-7). Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD). (1999). *Guía Técnica de Seguridad de Presas No. 6: Construcción de Presas y Control de Calidad*. Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- Hydrologic Engineering Center (HEC). (2025). *Estimating Breach Parameters*. U.S. Army Corps of Engineers. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/ras1dtechref/6.5/performing-a-dam-break-study-with-hec-ras/estimating-dam-breach-parameters/estimating-breach-parameters>
- Lombardi, G. (1993). Diseño y control del inyectado empleando el principio GIN [Consultado en Scribd].
- Ministerio de Ambiente. (2025). Plan de acción frente a emergencia.
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. (2023). *Guía Técnica para la elaboración de Planes de Emergencia de Presas*. Dirección General del Agua.
- SINAE. (2015). *Protocolo de Coordinación General del Sistema Nacional de Emergencias durante la respuesta a emergencias y desastres súbitos* [Guía 2 del Sistema Nacional de Emergencias].
- Sistema Nacional de Emergencias (SINAE). (2020). *Guía familiar para la reducción de riesgos (versión accesible online): 5. Información indispensable*. Presidencia de la República Oriental del Uruguay. Consultado el 10 de junio de 2026, desde <https://www.gub.uy/sistema-nacional-emergencias/comunicacion/publicaciones/guia-familiar-para-reduccion-riesgos-version-accesible-online/guia-2>
- USBR. (1987). *Design of Small Dams* (3rd). U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.

Anexos

A. Métodos para estimar la brecha

Tabla A.1: Comparación entre métodos empíricos para estimación de parámetros de brecha

Formulación	Casos de estudio	Qué estima	Alturas típicas (m)	% de alturas en el estudio	Volumen de agua cuando rompe	% de volumen en el estudio
Froehlich (1995a)	63 casos históricos de presas de tierra, tierra zonificada, tierra con muro central de arcilla y relleno de roca	Ancho medio de brecha, pendientes laterales y tiempo de falla	3.66 – 92.96	90 % menores a 30 m y 76 % menores a 15 m	0.0130 – 660 hm ³	87 % menores a 25 hm ³ y 76 % menores a 15 hm ³
Froehlich (2008)	74 casos de fallas reales de presas de tierra, tierra zonificada, con núcleo impermeable y enrocado	Ancho medio de brecha, pendientes laterales y tiempo de falla	3.05 – 92.96	93 % menores a 30 m y 81 % menores a 15 m	0.0139 – 660 hm ³	86 % menores a 25 hm ³ y 82 % menores a 15 hm ³
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	42 casos de fallas, principalmente en presas de tierra y enrocado	Volumen erosionado, ancho de fondo y tiempo de falla	4.27 – 92.96	76 % menores a 30 m y 57 % menores a 15 m	0.0037 – 660 hm ³	79 % menores a 25 hm ³ y 69 % menores a 15 hm ³
Von Thun & Gillette (1990)	57 casos históricos tomados de Froehlich y MacDonald	Ancho promedio de brecha y tiempo de formación	3.66 – 92.96	89 % menores a 30 m y 75 % menores a 15 m	0.027 – 660 hm ³	89 % menores a 25 hm ³ y 84 % menores a 15 hm ³
Xu & Zhang (2009)	182 presas de EE.UU. y China, aunque las ecuaciones finales utilizan subconjuntos más reducidos	Ancho promedio, ancho superior, taludes laterales y tiempo de formación	3.2 – 92.96	78 % menores a 30 m y 58 % menores a 15 m	0.105 – 660 hm ³	80 % menores a 25 hm ³ y 67 % menores a 15 hm ³

Tabla A.2: Consideraciones de los principales métodos empíricos de estimación de brecha

Formulación	Consideraciones
Froehlich (2008)	La altura de brecha se define desde la coronación de la presa hasta la elevación natural del terreno en el lugar de la brecha. Pendientes laterales promedio: ■ 1.4H:1V para fallas por desbordamiento. ■ 0.9H:1V para otros casos (tubificación).
MacDonald & Langridge-Monopolis (1984)	Introduce el concepto de “Factor de Formación de Brecha”, definido como el producto entre el volumen descargado por la brecha (V_{out}) y la altura de agua sobre la brecha (h_w). El método es iterativo, ya que inicialmente V_{out} se estima y luego se recalcula ajustando los parámetros de la brecha. La geometría considerada es trapezoidal, con taludes laterales fijos de 0.5H:1V. La erosión progresa verticalmente hasta el fondo y luego lateralmente hasta alcanzar el volumen erosionado o los estribos. Limitación: el método tiende a sobreestimar el tiempo de formación de la brecha en comparación con otros métodos
Von Thun & Gillette (1990)	Taludes generales de 1H:1V y, para suelos cohesivos, entre 0.5H:1V y 0.33H:1V. El tiempo de formación de la brecha puede calcularse: en función de la altura del agua sobre la brecha o considerando además el ancho promedio de la brecha. Define dos extremos de comportamiento: presas resistentes a la erosión y presas fácilmente erosionables. Las primeras presentan mayores tiempos de formación de brecha y las segundas menores tiempos, utilizándose como cotas superior e inferior del problema.
Xu & Zhang (2009)	El ancho de la brecha incluye coeficientes asociados a propiedades físicas de la presa, como tipo de presa, modo de falla y grado de erosionabilidad. No se recomienda su utilización directa en HEC-RAS, ya que considera fases iniciales y finales de erosión y produce tiempos de falla mayores que el tiempo crítico utilizado por el modelo.