

EFFECTOS DEL FUTURO APROVECHAMIENTO MULTIPROPÓSITO PORTEZUELO DEL VIENTO SOBRE LA OPERACIÓN DEL EMBALSE CASA DE PIEDRA



Autores: Marín, Valentín
Mugni, Santiago Javier

Tutora: Inga. Del Blanco, Mercedes

Coordinador: Ing. Iborra, Nicolás

Colaboradores: Ing. Cipponeri, Marcos
Ing. Angulo, Mauricio
Mg. Ing. Angheben, Enrique
Ing. Sal Llargués, Eduardo

Índice

1. Introducción	5
1.1 Objetivos	5
2. Estudio de la cuenca.....	6
2.1 Hidrología de la cuenca del río Colorado	6
2.1.1 Cuenca del río Grande.....	7
2.1.2 Cuenca del río Barrancas.....	8
2.2 Caracterización de los períodos secos	8
2.3 Pérdidas por evaporación en Casa de Piedra.....	10
2.4 Usos consuntivos.....	11
2.5 Comité de Cuenca Río Colorado (COIRCO).....	14
3. Series de caudales empleadas para la modelación.....	15
3.1 Estaciones “La Gotera” y “Puesto Gendarmería”	16
3.2 Estación “Buta Ranquil”	17
3.3 Estación “Barrancas”	18
3.4 Series finales de caudales empleadas para la modelación	19
4. Modelo de embalse: Portezuelo del viento	22
4.1 Características principales del aprovechamiento	22
4.1.1 Presa	22
4.1.2 Central hidroeléctrica.....	22
4.1.3 Vertedero	23
4.1.4 Descargadores de fondo y de mínimas	23
4.2 Información básica empleada en la modelación	24
4.2.1 Serie de caudales.....	24
4.2.2 Relación Área-Nivel y Volumen-Nivel	25
4.2.3 Pérdidas de carga	27
4.2.4 Balance hídrico	27
4.2.5 Clasificación hidrológica estacional.....	28
4.3 Normas de operación.....	29
4.3.1 Demandas y prioridades.....	29
4.3.2 Regulación de caudales (variación máxima horaria y diaria de caudales)	36
4.3.3 Niveles de operación	37
4.4 Explicación conceptual del Modelo de Embalse	40
4.4.1 Caso en el que $N_{FINAL} > NME$	40

4.4.2	Caso de $N_{FINAL} < NmE$	42
4.4.3	Contabilización de la falla en volumen.....	43
4.5	Alcance del modelo	44
4.6	Explicación del Modelo de Embalse desarrollado.....	45
5.	Modelo de embalse: Casa de Piedra	50
5.1	Características principales de la presa	50
5.1.1	Presa	50
5.1.2	Central hidroeléctrica.....	50
5.1.3	Vertedero	51
5.1.4	Toma para riego	52
5.2	Información básica empleada para la modelación	54
5.2.1	Serie de caudales.....	54
5.2.2	Relación Área-Nivel y Volumen-Nivel	66
5.2.3	Pérdidas de carga	68
5.2.4	Balance hídrico	69
5.2.5	Clasificación hidrológica estacional.....	70
5.3	Normas de operación.....	71
5.3.1	Demandas y prioridades.....	71
5.3.2	Regulación de caudales (variación máxima horaria y diaria de caudales)	74
5.3.3	Niveles de operación	75
5.4	Explicación conceptual del Modelo de Embalse	77
5.5	Explicación del Modelo de Embalse desarrollado.....	77
6.	Escenarios.....	78
6.1	Escenario 0: validación del modelo.....	80
6.2	Escenarios 1 a 5: modelación en serie de PdV y CdP	80
7.	Resultados	81
7.1.1	Escenario 0	81
7.1.2	Escenario 1	86
7.1.3	Escenario 2	90
7.1.4	Escenario 3	94
7.1.5	Escenario 4	98
7.1.6	Escenario 5	102
7.2	Resumen de resultados y conclusiones (escenarios 1 a 5)	106
7.3	Otros análisis respecto de la serie hidrológica utilizada	108

7.3.1	Escenario 2 omitiendo últimos años del período de sequía	108
7.3.2	Comparación Portezuelo del Viento: series 1990-2017 y 1971-2017.....	112
8.	Alternativa seleccionada	116
8.1	Conclusiones generales del funcionamiento en conjunto de ambos aprovechamientos 116	
8.1.1	Comportamiento en años hidrológicos ricos	120
8.1.2	Comportamiento en años hidrológicos pobres.....	122
8.1.3	Comparación de excesos/déficits anuales	124
8.2	Fundamentación para la incorporación de una turbina al aprovechamiento Casa de Piedra 127	
9.	Estudio de prefactibilidad de una 3° turbina en Casa de Piedra.....	128
9.1	Análisis de frecuencias de caudales, saltos y potencias para el Escenario 2	128
9.2	Predimensionado de la turbina.....	130
9.2.1	Método $Q_{11} - n_{11}$	130
9.2.2	Método de De Siervo y De Leva	133
9.2.3	Diagrama colinar de la nueva turbina	135
9.3	Gráficos rendimiento – salto – caudal	136
9.4	Comparación de Escenario 2: con y sin la presencia de la nueva turbina	140
9.5	Prefactibilidad de emplazamiento de la nueva turbomáquina.....	143
10.	Conclusiones generales del trabajo y sugerencias.....	146
11.	Bibliografía	148

1. Introducción

El presente trabajo se realiza en el marco de la cátedra de Trabajo Final (H0526) de la carrera de Ingeniería Hidráulica, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata. El propósito del mismo es aplicar en forma integral los conceptos contenidos en la carrera. A través de éste se buscan introducir diversas herramientas y metodologías a las que con frecuencia el ingeniero debe recurrir en estudios y proyectos reales relacionados con la Ingeniería Hidráulica.

En particular, el trabajo tiene por objeto el análisis del funcionamiento en serie de los embalses Portezuelo del Viento (que se ubicará sobre el río Grande, en la provincia de Mendoza) y Casa de Piedra (emplazado sobre el río Colorado, límite entre las provincias de Río Negro y La Pampa) y el estudio de prefactibilidad de la instalación de una nueva turbina en la central de Casa de Piedra. Con esta finalidad, se desarrollan modelos de embalse para cada aprovechamiento. Éstos últimos son de gran utilidad, ya que permiten el manejo de las variables más importantes en lo que a la operación de este tipo de aprovechamientos concierne, tales como: volúmenes de regulación, niveles y consignas operativas. Estos modelos se adecúan al tipo de análisis que se lleva a cabo a largo de este trabajo. A partir de la observación del funcionamiento de estos modelos se pueden obtener importantes conclusiones mediante las cuales es posible evaluar cuantitativamente (en este caso) el impacto que tendrá el emplazamiento del aprovechamiento Portezuelo del Viento (ubicado en la cabecera de cuenca) sobre el ya existente embalse de Casa de Piedra.

1.1 Objetivos

El objetivo de este trabajo es evaluar el impacto de Portezuelo del Viento sobre el funcionamiento de Casa de Piedra, plantear posibles consignas operativas considerando el carácter en serie de los aprovechamientos y realizar un estudio de prefactibilidad de la instalación de una nueva turbina en la central de Casa de Piedra.

Esto se lleva a cabo a través del desarrollo de modelos de embalse para cada aprovechamiento, los cuales tienen la función de simular la operación de los mismos. Para la realización de dichos modelos se recurre al uso de las series de caudales asociadas a los cursos principales de la cuenca.

Las tareas específicas son:

- Descripción de la cuenca en estudio (geomorfología, clima, hidrología de la cuenca, infraestructura, usos del agua).
- Recopilación y análisis de antecedentes.
- Análisis de serie de caudales disponibles.
- Planteo de modelos de embalse.
- Planteo y análisis de posibles escenarios de funcionamiento. Conclusiones.
- Estudio de prefactibilidad de una tercera turbina en la central de Casa de Piedra.
- Elaboración de conclusiones generales del trabajo a modo de corolario junto con sugerencias respecto a la operación del sistema de embalses en conjunto.

2. Estudio de la cuenca

2.1 Hidrología de la cuenca del río Colorado

La cuenca del río Colorado se extiende por 1.150 kilómetros desde su desembocadura en el Océano Atlántico hasta su nacimiento en la Cordillera de Los Andes, cubriendo en total una superficie de 48.000 kilómetros cuadrados. Su clima es semidesértico aunque con un marcado efecto de precipitación orográfica en su extremo occidental. Esto genera un fuerte gradiente de precipitación en la zona de alta montaña que alcanza los 1.100 mm en las altas cumbres para descender hasta 200 mm en la zona de Buta Ranquil, aguas abajo de la confluencia de los ríos Grande y Barrancas que al unirse dan origen al río Colorado. A partir de esa zona la precipitación vuelve a aumentar muy lentamente hasta alcanzar los 400 mm por año en la región de Pedro Luro, provincia de Buenos Aires.

La distribución espacial de la precipitación permite dividir la cuenca en dos subcuencas: una cuenca “activa” aguas arriba de Buta Ranquil y otra cuenca “pasiva” aguas abajo de dicha progresiva. En la primera es donde se genera la mayor proporción del recurso hídrico que en parte escurre superficialmente por el río Colorado y en parte se infiltra en las zonas de recarga alimentando el acuífero regional.

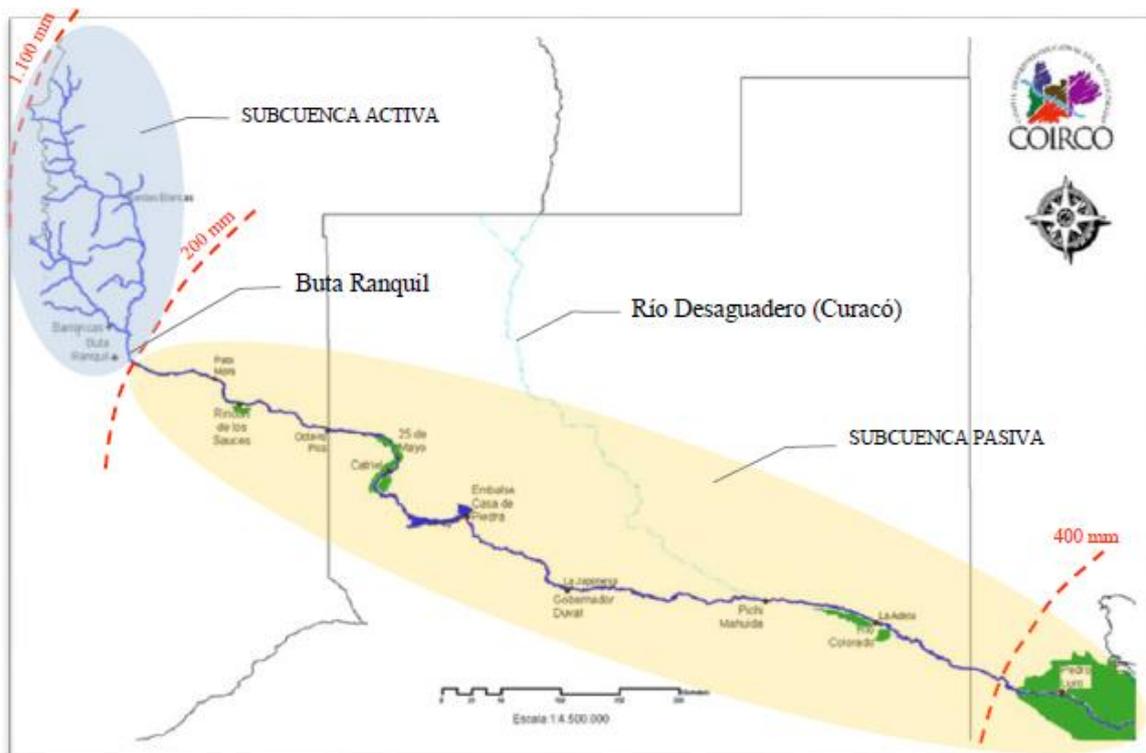


Figura 2.1: Cuenca del río Colorado. Fuente: COIRCO

Dividir la cuenca del río Colorado en estas dos subcuencas, como se observa en la Figura 2.1, resulta conceptualmente conveniente pues permite afirmar que es en la porción activa de la cuenca donde se genera el recurso y se concentran las mejores oportunidades para almacenar agua, resultado de los profundos valles que allí se encuentran y menores niveles de evaporación. Por la misma razón, es en esta región donde se maximiza la capacidad de producir hidroenergía. Por otro lado, es en la porción pasiva de la cuenca donde se concentran los usos actuales del agua (riego, agua potable, explotación de hidrocarburos, minería).

La alta cuenca del río Colorado colecta las aguas que precipitan, mayormente en forma de nieve, a través de dos grandes cursos de agua, los ríos Grande y Barrancas. El primero situado enteramente en la Provincia de Mendoza y el segundo como límite interprovincial entre Mendoza y Neuquén. La figura adjunta muestra la red de drenaje de ambos ríos montada sobre un modelo digital del terreno. El río Grande se recuesta sobre la parte oriental de la cuenca alta mientras que el río Barrancas lo hace sobre su porción Suroeste.

2.1.1 Cuenca del río Grande

El río Grande se inicia en el macizo central de Los Andes, en el límite con Chile, con los ríos tributarios Cobre y Tordillo. Tiene una longitud de 345 km hasta confluir con el río Barrancas, encerrando un área de drenaje de 10.405 Km².

El río Grande tiene alimentación nival casi exclusiva. Su caudal medio anual se calcula en 111 m³/s, con caudales medios diarios que oscilan entre 32 m³/s en períodos de estiaje mínimo y hasta 647 m³/s en épocas de fuerte deshielo. A pesar de la alta latitud en la que se origina y discurre (se inicia a los 34° 56' de latitud Sur), el pico del derrame estival se anticipa un mes con respecto al aumento que se observa en los demás ríos de la región Cuyana. Esto resulta muy favorable para la CRC por permitir un mejor aprovechamiento de sus aguas en las zonas con agricultura bajo riego.

El río Grande presenta una moderada pendiente comparado con otros ríos de la región. Ello es debido a su dirección de escurrimiento norte-sur entre los cordones cordilleranos que delimitan su curso. En partes corre tan encajonado que su ancho son unos pocos metros, aunque alcanzando grandes profundidades. Al llegar a la localidad de Bardas Blancas el cauce gira en dirección Sur. El tramo siguiente discurre por un cauce ancho que en partes alcanza 1.500 m, conduciendo el agua a baja velocidad.

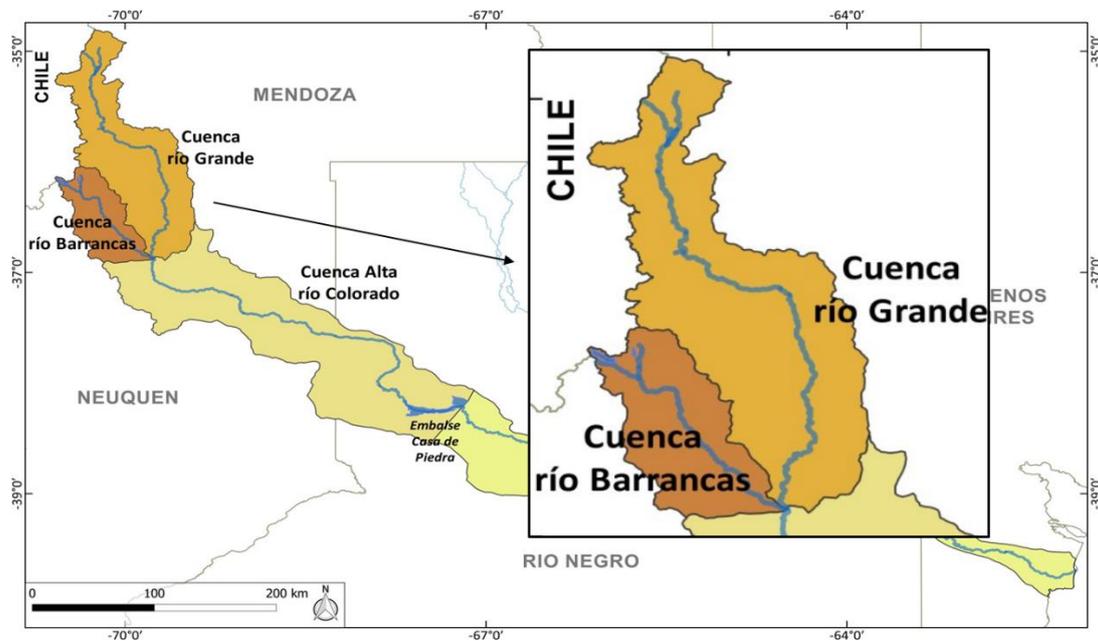


Figura 2.2: Esquema de la cuenca del río Grande. Fuente: COIRCO

2.1.2 Cuenca del río Barrancas

El río Barrancas por su parte nace en la cordillera de Los Andes a los 36° 05' de latitud Sur a partir de las lagunas Negra y Fea en el límite con Chile. Tiene una longitud de 131 Km hasta confluir con el río Grande, encerrando un área de drenaje de 3.544 Km². La alimentación del río Barrancas es de transición, entre las hoyas nivales al norte y pluvio-nivales al sur. El curso se orienta en dirección Sur-Sureste hasta volcar sus aguas en la laguna Carri-Lauquen, a partir de la cual retoma su curso por un cañón angosto hasta unirse con el río Grande.

Su caudal medio anual se estima alrededor de los 36,6 m³/s, variando entre un mínimo diario de 12 m³/s en períodos de estiaje y llegando próximo a los 134,3 m³/s en épocas de fuerte deshielo.

La laguna Carri-Lauquen se ubica a mitad del recorrido del río Barrancas, por arriba de los 1.420 m. La alimenta una cuenca de 1.900 Km² que le aporta un gran volumen de agua, la cual aporta regulación natural al derrame del río Barrancas.

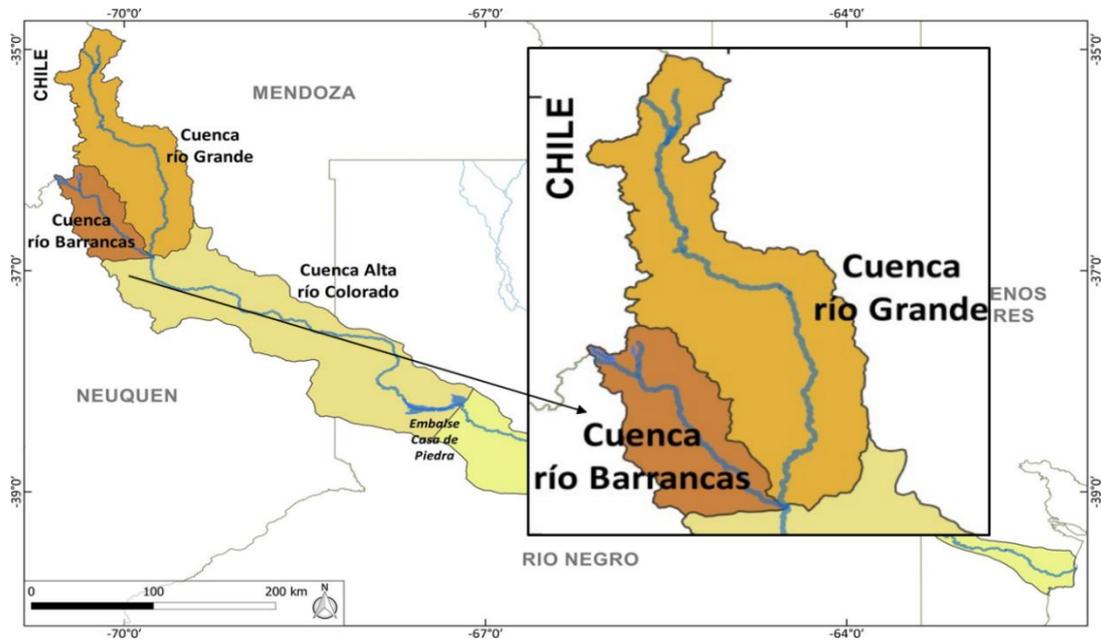


Figura 2.3: Esquema de la cuenca del río Barrancas. Fuente: COIRCO

2.2 Caracterización de los períodos secos

Un simple análisis de la serie histórica utilizada (1989-2017) de caudales en Buta Ranquil nos permite calcular que la media de la distribución de los valores anuales en dicha progresiva del río es de 138 m³/s, equivalente a un derrame anual promedio de 4.255 Hm³/año. Este mismo volumen puede ser expresado en términos de una lámina de agua uniformemente distribuida sobre toda la superficie de la cuenca, la que alcanzaría una altura de 89 milímetros. Comparando esta última cifra con las isohietas de precipitación mostradas anteriormente está claro que solo una fracción menor del agua que precipita sobre la cuenca llega a escurrir por el río. Esto es así dada la aridez del terreno y el alto nivel de evaporación predominante en la región, sobre todo en la subcuenca pasiva.

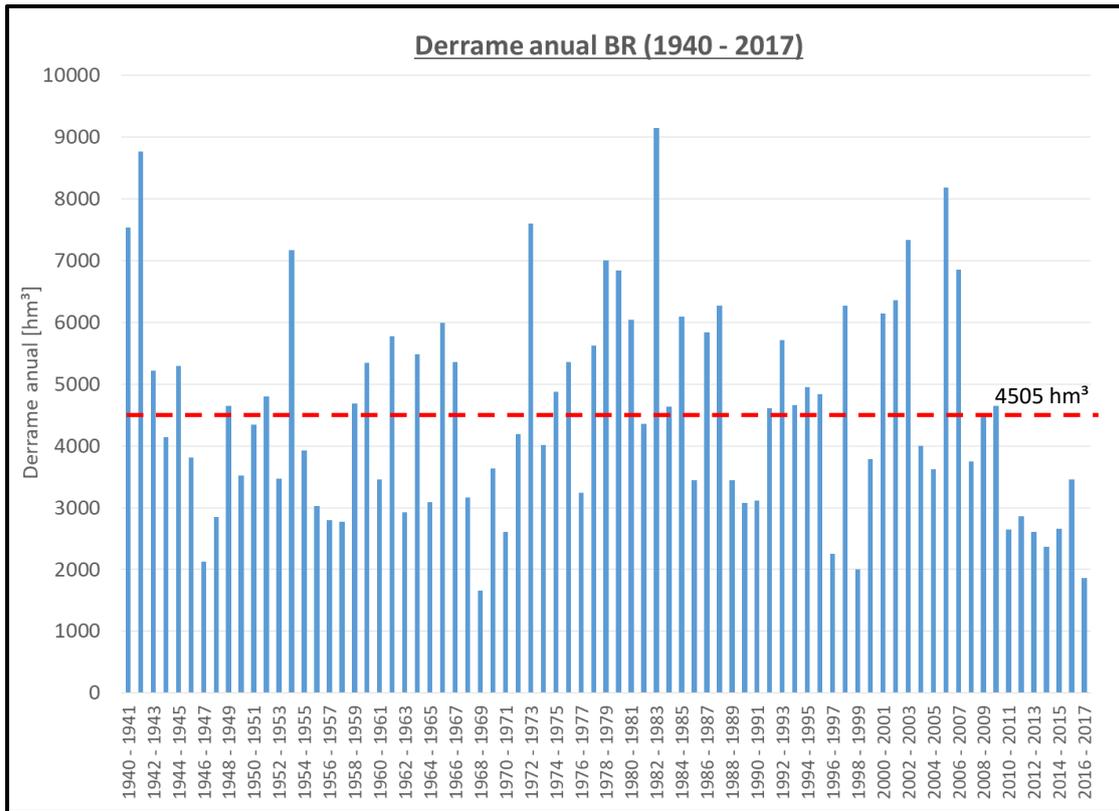


Figura 2.4: Gráfico de derrames anuales en la estación "Buta Ranquil" (1940-2017). Fuente: EVARSA

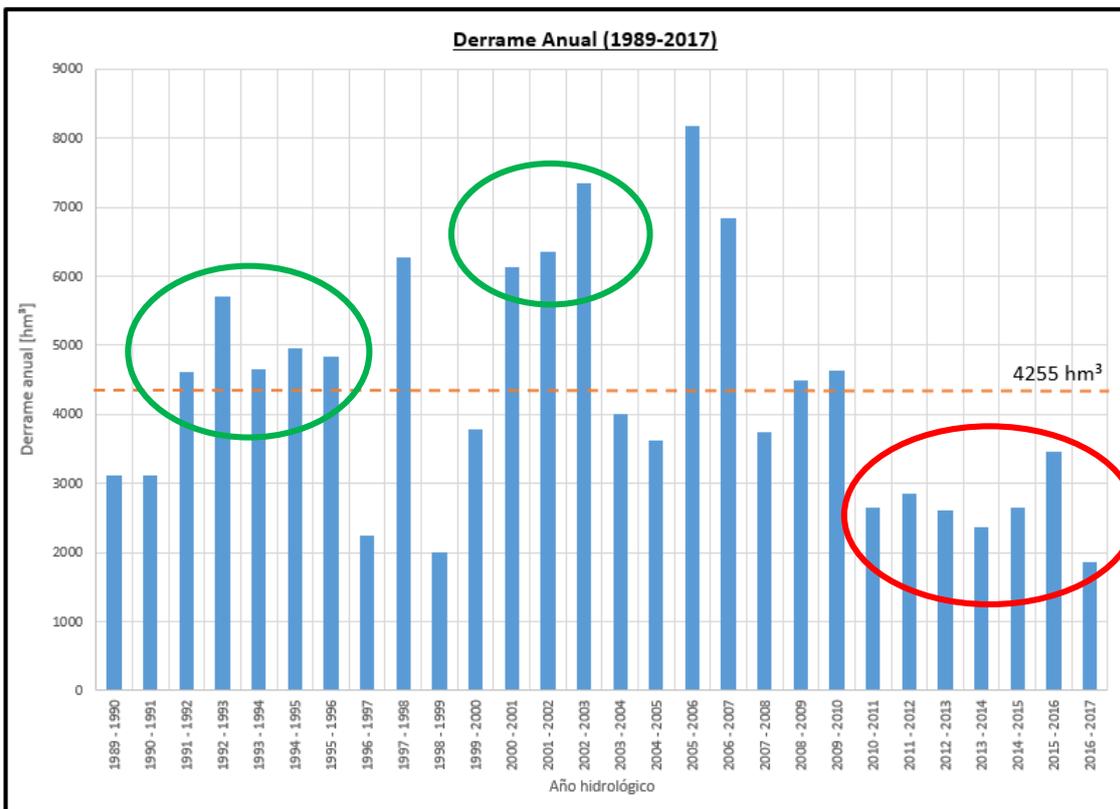


Figura 2.5: Gráfico de derrames anuales en la estación "Buta Ranquil" (1989-2017)

El problema que se suscita en la cuenca del río Colorado es la persistencia de años hidrológicos de similares características. Es decir, la repetición de años (hidrológicamente) ricos, o pobres, según sea el caso. En el gráfico de la Figura 2.5 se puede identificar un período marcadamente pobre, con siete años consecutivos por debajo del valor medio. En la Figura 2.4 puede observarse que existen ciclos hidrológicos secos, los cuales se repiten cada diez o más años, según la bibliografía consultada. La experiencia de COIRCO en la operación del sistema indica que tener más de tres años pobres consecutivos resulta problemático para satisfacer las demandas hoy presentes en la cuenca. La capacidad limitada de almacenamiento de agua que tiene la cuenca conspira contra una distribución más eficiente del agua.

2.3 Pérdidas por evaporación en Casa de Piedra

La pérdida de agua por evaporación en la cuenca tiene dos orígenes: la evaporación en cursos y cuerpos de agua, y la evapotranspiración de la vegetación. La fisiografía semidesértica de la cuenca hace que la pérdida por evapotranspiración de la vegetación nativa sea muy baja. Por el contrario, los cursos y cuerpos de agua de la cuenca están expuestos a una atmósfera con altas temperaturas en verano, bajo contenido de vapor de agua, intensos vientos y altos niveles de radiación solar; factores todos ellos que potencian las pérdidas por evaporación.

La cuenca tiene por el momento un solo embalse, Casa de Piedra, ubicado en su porción media. La presa de cierre genera un embalse de 36.000 ha a nivel máximo normal de operación (283,00 m.s.n.m.), cota que permite un almacenamiento de 3.556 Hm³ de agua. El lago Casa de Piedra presenta una gran superficie expuesta a la evaporación. Si se lo compara con otros embalses de la región, como por ejemplo el futuro aprovechamiento Portezuelo del Viento sobre el río Grande que expondrá solo 2 hectáreas de lago para almacenar 1 hectómetro cúbico de agua, o el existente aprovechamiento El Chocón sobre el río Limay el cual expone 4 hectáreas para almacenar el mismo volumen, el embalse de Casa de Piedra debe exponer bastante más superficie: 10,1 ha/Hm³. Este aspecto pone en evidencia la importante pérdida por evaporación que cuenta este último respecto a los restantes. A continuación, en la Figura 2.6 se muestra una imagen satelital del embalse Casa de Piedra.

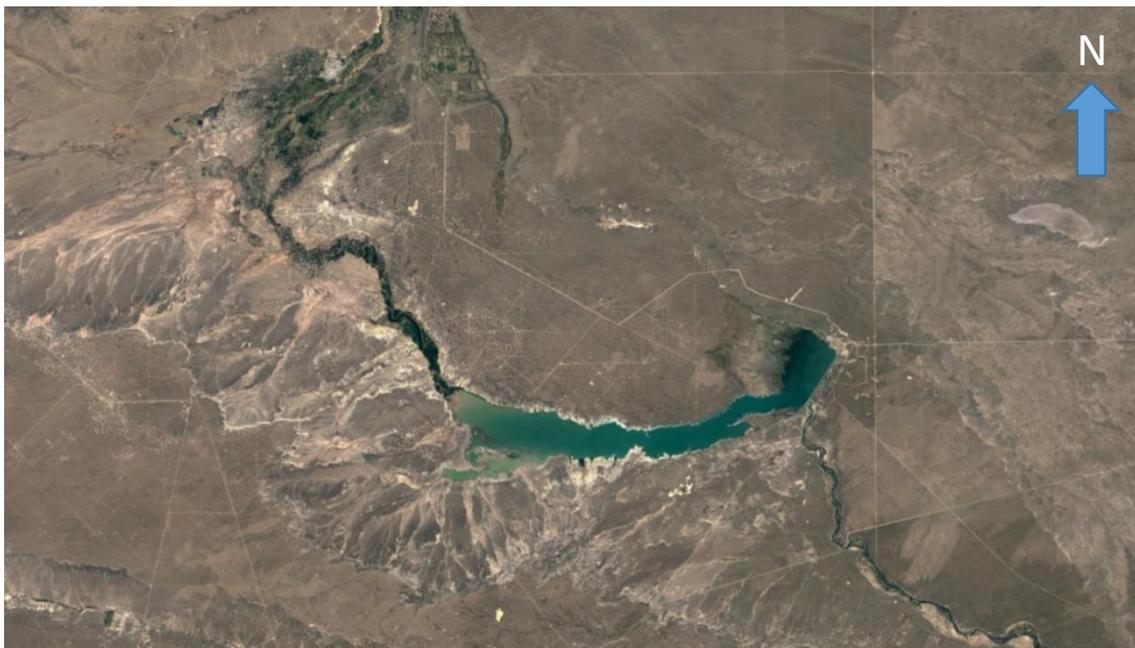


Figura 2.6: Imagen satelital del aprovechamiento Casa de Piedra [diciembre del 2016]. Fuente: Google Earth

Es notable la alta tasa de evaporación potencial (1.606 mm) comparado con lo exiguo de la precipitación (274 mm). Ello hace que gran parte del agua que precipita se evapore antes de aportar al balance hidrológico.

2.4 Usos consuntivos

La demanda para servir con agua potable a la población que habita en la cuenca resulta insignificante en la ecuación de balance hídrico del río. Son las demandas de municipios ubicados fuera de la cuenca las que pueden generar un salto brusco en el nivel actual de suministro. De concretarse la ampliación del acueducto a Santa Rosa (fases II y III) y la construcción del acueducto a la ciudad de Bahía Blanca cabría esperar que se triplique el consumo actual del sector en un horizonte de 10 años.

La demanda de agua por parte del sector petrolero ha sido notablemente decreciente en los últimos años, y a la espera de cambios de política a nivel nacional que incentiven la exploración y explotación de hidrocarburos. Dados los incentivos necesarios cabe esperar que en pocos años las empresas retornen al nivel de producción (y de consumo de agua) que tuvieron hace cinco o más años atrás. A lo dicho se suma la iniciativa liderada por YPF S.A. para explotar reservorios no convencionales de hidrocarburos que como se sabe requiere de importantes cantidades de agua. En síntesis, es esperable que este sector duplique o incluso triplique el consumo actual de agua dulce en un horizonte de 10 años, o incluso menos años. En cualquiera de los casos la demanda seguirá siendo baja comparada con la oferta hídrica. La confiabilidad de las mediciones del sector es excelente.

La industria minera en la cuenca es incipiente, pero con un enorme potencial. Coyunturalmente la empresa Potasio Río Colorado ha interrumpido el ritmo de inversión a fines del 2012 a punto de generar preocupación en la región. Se espera sin embargo en un futuro cercano se reanude el cronograma de trabajo que preveía comenzar con el desarrollo de cavernas a mediados del 2013 (etapa con fuerte consumo de agua). En cualquiera de los casos el consumo de agua para

la única explotación minera de envergadura sería moderado y acotado. Aquí también la confiabilidad de las mediciones de agua consumida es excelente.

La agricultura bajo riego, el mayor consumidor de agua en la cuenca, presenta realidades contrastantes que hacen difícil prever su futuro. Mientras que la región de CORFO en el Valle Bonaerense está en condiciones de utilizar beneficiosamente mayor cantidad de agua de la que viene recibiendo, por lo que el cuadro de situación es menos promisorio en las demás porciones de la cuenca.

La cantidad de agua requerida por los distintos sistemas de riego cambia mes a mes de acuerdo al plan de cultivos y su ubicación geográfica en la cuenca. Áreas próximas a la costa Atlántica tienen un clima moderado que les permite iniciar temprano la implantación de cultivos y prolongar la agricultura hasta comienzos del invierno. La situación cambia al desplazarnos hacia el cordón cordillerano donde los inviernos son más crudos y prolongados, haciendo que se acorte la temporada de riego. La variedad de cultivos y la cantidad de cosechas por año es muy influyente en la estacionalidad de la demanda. Por ejemplo, el riego en la zona de CORFO (cuenca baja) comienza en Junio-Julio con la implantación de trigo, en Agosto-Septiembre se suma la cebolla, en Octubre se agrega el girasol y para noviembre se completa el esquema con el riego del maíz. La demanda es mínima (o cero) en Mayo-Junio y máxima en Diciembre-Enero. Contrastan con este esquema los sistemas aislados de montaña donde el riego es simple y acotado, donde prevalecen las pasturas naturales e implantadas que crecen en función de la disponibilidad de agua por derretimiento nival. La cuenca media, que a los efectos de este tema se vinculan con los sistemas de riego en Río Negro y La Pampa, ejemplifica la transición entre los sistemas de montaña y lo observado en el Valle Bonaerense.

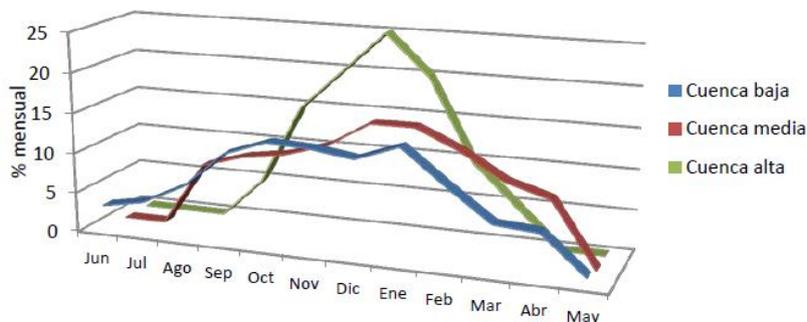


Figura 2.7: Estacionalidad de la demanda en las diferentes subcuencas del río Colorado. Fuente: "Uso de las aguas del río Colorado", de Gustavo E. Díaz (2013)

En la Figura 2.7 se ilustra la estacionalidad de la demanda para las tres zonas (para la cuenca baja se utilizaron datos de CORFO; para la cuenca media datos de Salto Andersen; para la cuenca alta datos de Rincón de los Sauces) donde cada curva indica el porcentaje mensual de la demanda anual. Como puede observarse la curva representativa de la cuenca baja es más extendida en el tiempo y achatada que las otras dos. Por el contrario, la curva para la cuenca alta cubre menos meses y por ende resulta la más empinada. La curva para la cuenca media es una situación intermedia entre los dos extremos.

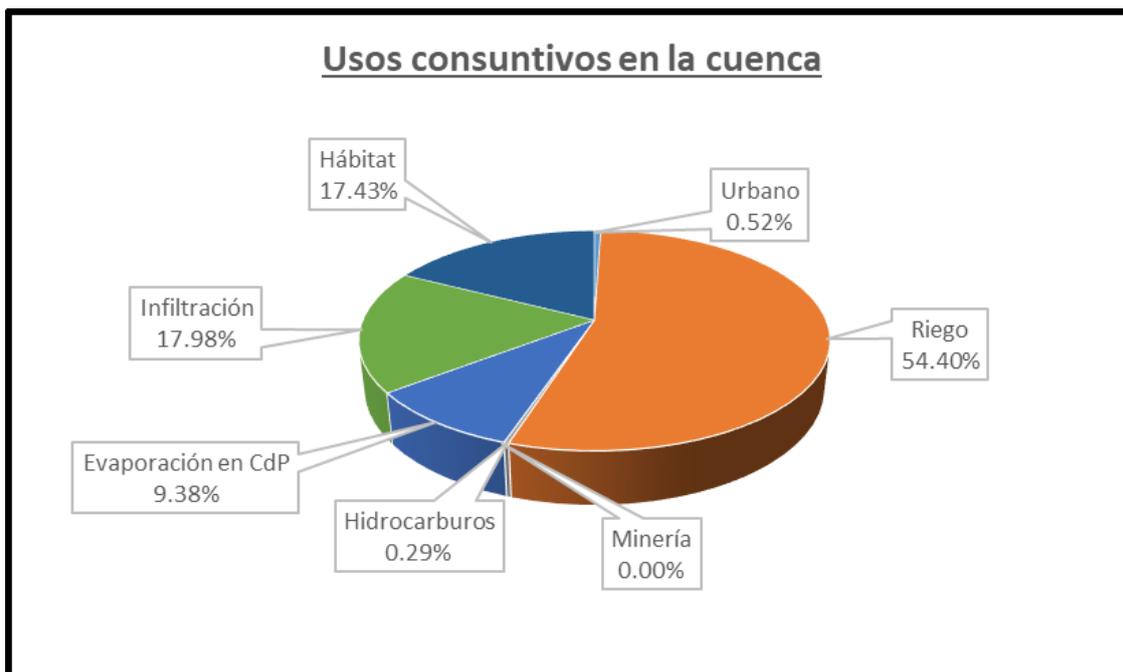


Figura 2.8: Distribución porcentual de los usos consuntivos en la cuenca. Fuente: "Usos de las aguas del río Colorado", de Gustavo E. Díaz (2013)

Excepto contadas excepciones, las inversiones privadas necesarias para reactivar la producción bajo riego en la zona media y alta de la cuenca todavía no han alcanzado los niveles esperado. El alto costo de los insumos de producción, la energía principalmente, y la falta de agronegocios definidos postergan el crecimiento del sector agrícola bajo riego en un vasto sector de la cuenca. Por otra parte, la realidad económica-productiva que se observa contrasta con las demandas de agua. Donde la producción bajo riego es importante los consumos de agua son racionales. En cambio, donde la producción está poco desarrollada los consumos se vuelven irracionalmente altos. Quitando a CORFO de las estadísticas se observa que el resto de los predios regados en su conjunto derivan agua equivalente a una lámina de 3.600 milímetros anuales para regar sus cultivos. Ello constituye un volumen de agua que la tierra y mucho menos los cultivos son capaces de absorber. La medición de caudales para riego resulta poco confiable. Otra vez exceptuando a CORFO del comentario, se destaca que las condiciones de medición son en general precarias, debido a que se mide poco, se mide incorrectamente o directamente porque no se mide.

Se completa el cuadro de situación con las llamadas pérdidas de agua por procesos naturales: las pérdidas por infiltración y percolación en el curso mismo de agua y las pérdidas por evaporación en embalses. Ambos factores son altamente significativos en la cuenca del río Colorado y ningún balance hídrico de la cuenca puede prescindir de ellos.

2.5 Comité de Cuenca Río Colorado (COIRCO)

El Comité Interjurisdiccional del Río Colorado (COIRCO), nació como respuesta al protagonismo del recurso hídrico en la zona y la necesidad de las cinco provincias atravesadas por el río de celebrar un acuerdo que estableciera la forma de decidir el uso y distribución del agua y su preservación como fuente de desarrollo. Es un comité inscripto en el paradigma del diálogo y la cooperación entre las provincias, que se propone implementar políticas de estado a largo plazo que sobrevivan a los gobiernos de turno y así asegurar el cumplimiento de las decisiones que se toman en conjunto. Es una institución que trabaja para generar políticas de desarrollo sostenible en una extensa región del país.

Tiene por objetivo promover el manejo coordinado y racional de los recursos hídricos y desarrollar acciones conjuntas dirigidas a la resolución de las problemáticas hídricas que afecten a la cuenca, entendida como unidad de planificación y gestión territorial. Además, es una de las principales instituciones de manejo de cuencas que tiene el país y que ha probado ser exitosa en su ámbito.

El Comité interjurisdiccional del río Colorado (COIRCO) fue creado en 1976 por acuerdo de los gobernadores de las provincias de Buenos Aires, La Pampa, Mendoza, Neuquén y Río Negro. Mediante ese Comité las provincias asumieron la responsabilidad de poner en marcha el Programa único de Habilitación de Áreas de Riego y Distribución de Caudales del Río Colorado, tendiente a una distribución razonable y equitativa de sus aguas para beneficio común.

Entre otras atribuciones, el COIRCO debe:

- Fiscalizar el cumplimiento de lo establecido en el Programa Único Acordado.
- Controlar que el proyecto, la construcción y los planes de operación y mantenimiento de las obras de derivación, regulación e hidroeléctricas, así como el caudal y salinidad de los retornos de las obras de regadío, se adecúen a lo previsto en el mencionado programa.
- Realizar estudios sobre los ecosistemas, evaluando, determinando e informando con antelación el impacto ambiental de los programas a ejecutar.
- Desarrollar programas de calidad de aguas que garanticen el suministro para los diferentes usos (agua potable, irrigación, ganadería e industrias), y la protección de la vida acuática.
- Priorizar las obras de regulación; disponer y obtener información en la Cuenca (meteorológica, hidrológica, sedimentológica, geológica y cualquier otra que se relacione con el Programa Único Acordado).
- Completar los estudios y la evaluación de los recursos hídricos.
- Ajustar los caudales derivados por las provincias ribereñas, cuando las variaciones del derrame así lo impongan.
- Decidir los reajustes al Programa Único Acordado, de conformidad al grado de conocimiento de la cuenca y su comportamiento en las distintas etapas de su ejecución.

3. Series de caudales empleadas para la modelación

Para la implementación de los modelos de embalse de Portezuelo del Viento y Casa de Piedra se utilizaron las series de caudales generadas por la UIDET - Hidrología y UIDET - Gestión Ambiental de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata en conjunto con la Universidad Nacional del Litoral, realizadas en el marco del “Estudio de Impacto Ambiental Regional: Aprovechamiento Multipropósito Portezuelo del Viento- Cuenca del Río Colorado”, correspondientes a las mediciones realizadas en las estaciones:

- La Gotera, ubicada sobre el río Grande.
- Puesto Gendarmería, ubicada sobre el arroyo Poti Malal.
- Barrancas, correspondiente al río Barrancas.
- Buta Ranquil, ubicada sobre el río Colorado a 25 km de la confluencia de los ríos Grande y Barrancas.



Figura 3.1: Esquema de la cuenca con la ubicación de las estaciones empleadas y ambos aprovechamientos. Fuente: Elaboración propia

3.1 Estaciones “La Gotera” y “Puesto Gendarmería”

Para llevar a cabo el análisis se recopilaron (por intermedio de COIRCO) las series “originales” o “de proyecto” del AMPDV, correspondientes a las estaciones La Gotera sobre el río Grande y Puesto Gendarmería sobre el arroyo Poti Malal, y como se explica más adelante, mediante su resta aritmética, se obtiene la propia para Portezuelo del Viento.



Figura 3.2: Vista satelital de la ubicación de las estaciones La Gotera y Puesto Gendarmería. Fuente: Elaboración propia

Estas series poseen una longitud de registro comprendida entre los años 1971 y 2007 (36 años), sin faltantes, dado que a instancias de realizar el proyecto ejecutivo de la presa fueron completadas. Sin embargo, ya que inicialmente no se contaba con dicha información, fue intención del grupo de trabajo de la UNLP obtener las series completas (1971 – 2017) de caudales medios diarios, de las estaciones La Gotera y Puesto Gendarmería, a partir de los datos base provistos por la Subsecretaría de Recursos Hídricos y el propio completamiento de registros faltantes, utilizando las mismas metodologías descriptas en el proyecto de la presa.

Dicha tarea se realizó de manera anticipada a la aparición de las series de proyecto, pero se consideró conveniente y se acordó que, para darle continuidad y correspondencia entre ambas instancias de estudio (proyecto y EIA Regional), debían utilizarse las series originales para el período 1971 – 2007, y la actualización propia ya realizada para el período 2007 – 2017.

3.2 Estación “Buta Ranquil”

Esta serie posee un prolongado registro de datos, que va desde abril de 1940 a la actualidad (78 años). Sin embargo, también existe un importante período faltante comprendido entre abril de 1961 y el inicio del año 1990. En este sentido, lo prolongado del periodo faltante hace que no pueda ser completado adecuadamente mediante alguna de las técnicas estadística clásicas, a partir de datos de estaciones cercanas y/o de cuencas de similares características hidrológicas.

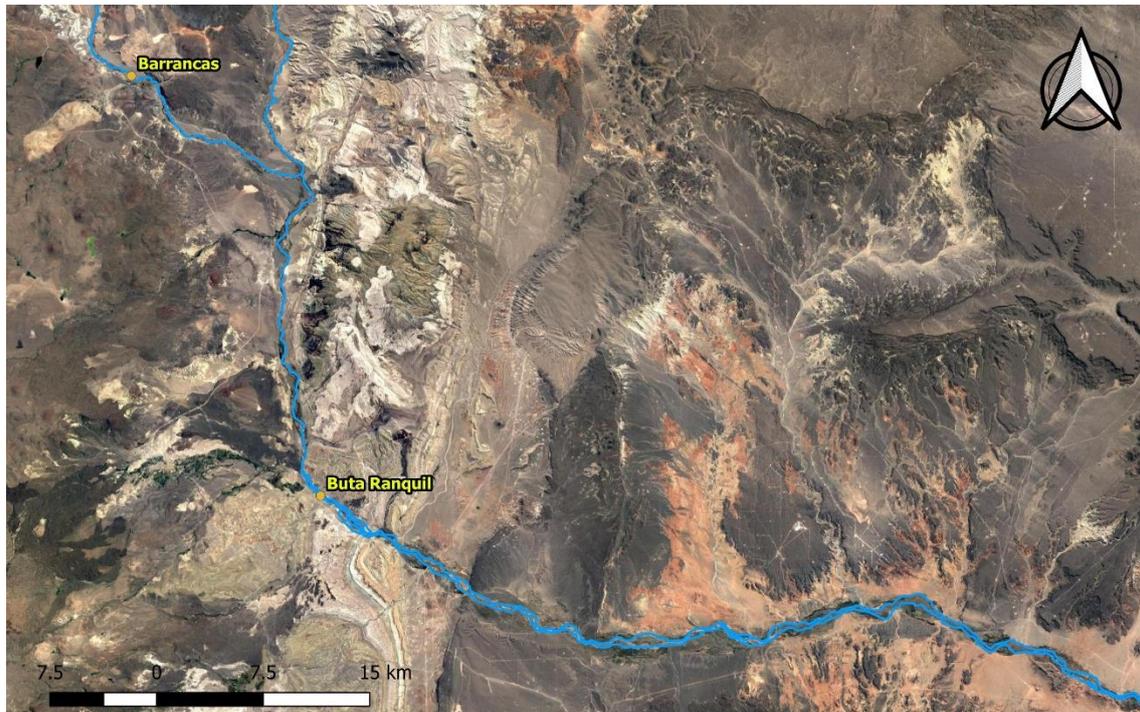


Figura 3.3: Vista satelital de la ubicación de la estación Buta Ranquil. Fuente: Elaboración propia

En el EIAR PdV (citado anteriormente), se determinó que lo conveniente fue trabajar con el período de la serie que va de enero de 1990 a junio de 2017 (27 años), con únicamente 147 faltantes (1,46 % del total), los cuales sí pudieron ser rellenados por la UIDET Hidrología a partir de los datos de la estación La Gotera.

3.3 Estación “Barrancas”

Al igual que en caso de Buta Ranquil, esta serie que inicia sus registros en el año 1960, también posee un considerable período faltante, sumando un total de 2.911 datos (13,98 % del total), principalmente agrupados entre los años 1971 y 1976.



Figura 3.4: Vista satelital de la ubicación de la estación Barrancas. Fuente: Elaboración propia

A su vez, dado que el objetivo de su análisis era trabajar sobre su influencia o relación con la de Buta Ranquil (es su principal afluente), es que se puso hincapié en el periodo común, esto es, 1990 – 2017. En ese lapso la serie original posee únicamente 354 faltantes (3,52 %), los cuales fueron adecuadamente completados a partir de los datos de la estación Buta Ranquil.

3.4 Serie finales de caudales empleadas para la modelación

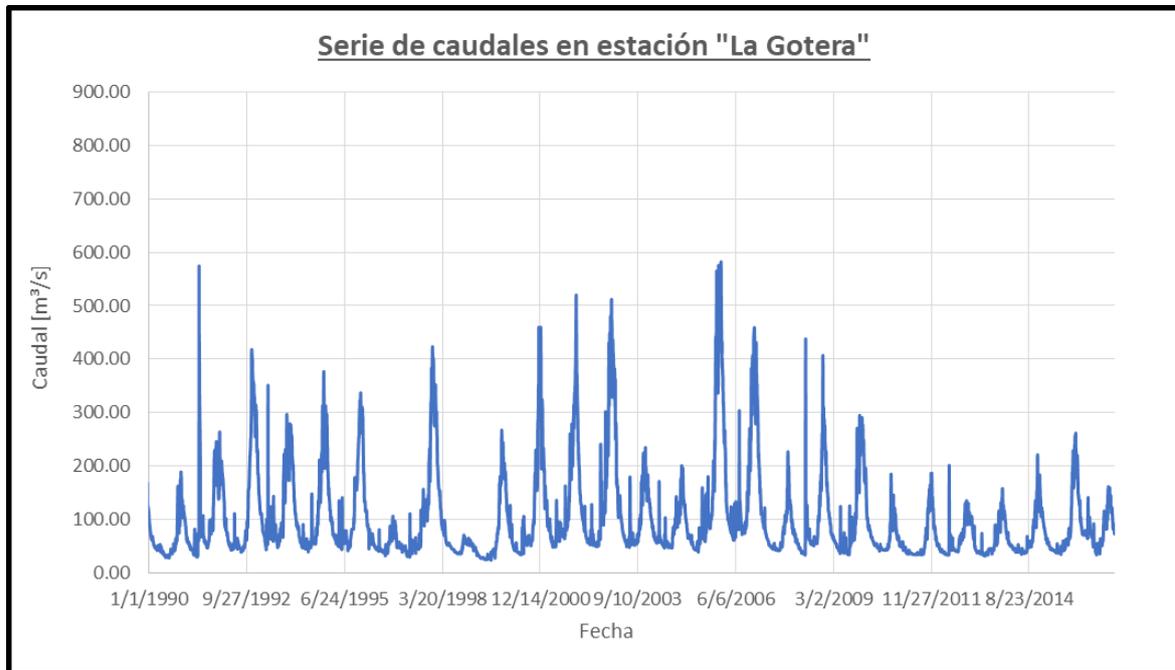


Figura 3.5: Serie de caudales en la estación La Gotera. Fuente: UIDET - Hidrología

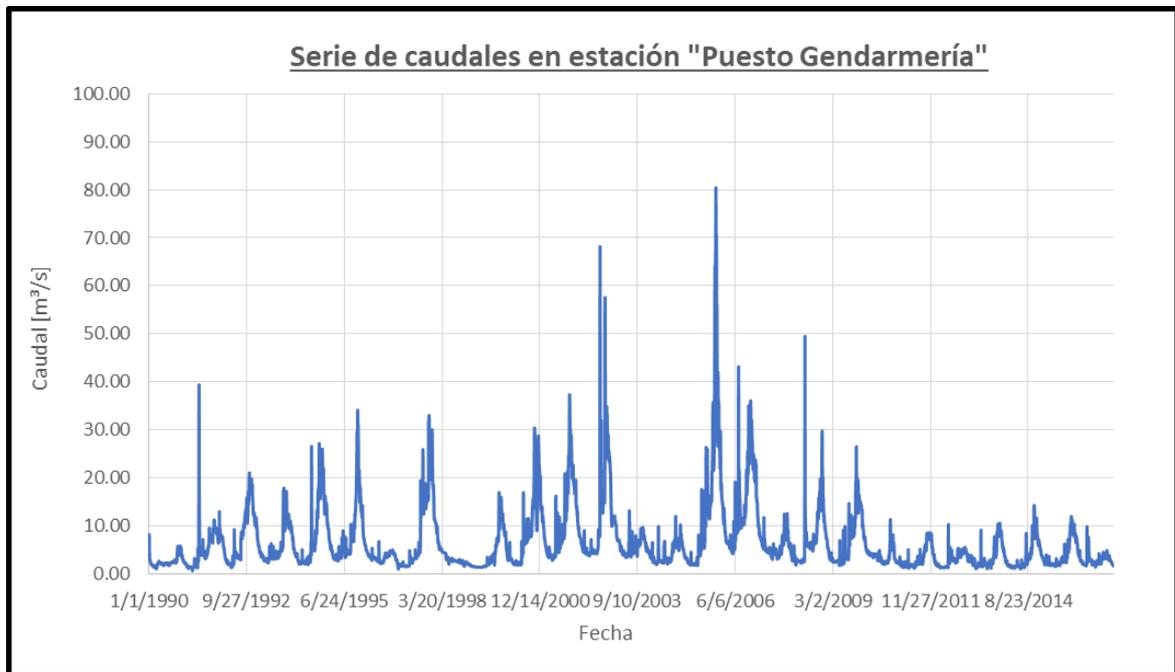


Figura 3.6: Serie de caudales en la estación Puesto Gendarmería. Fuente: UIDET - Hidrología

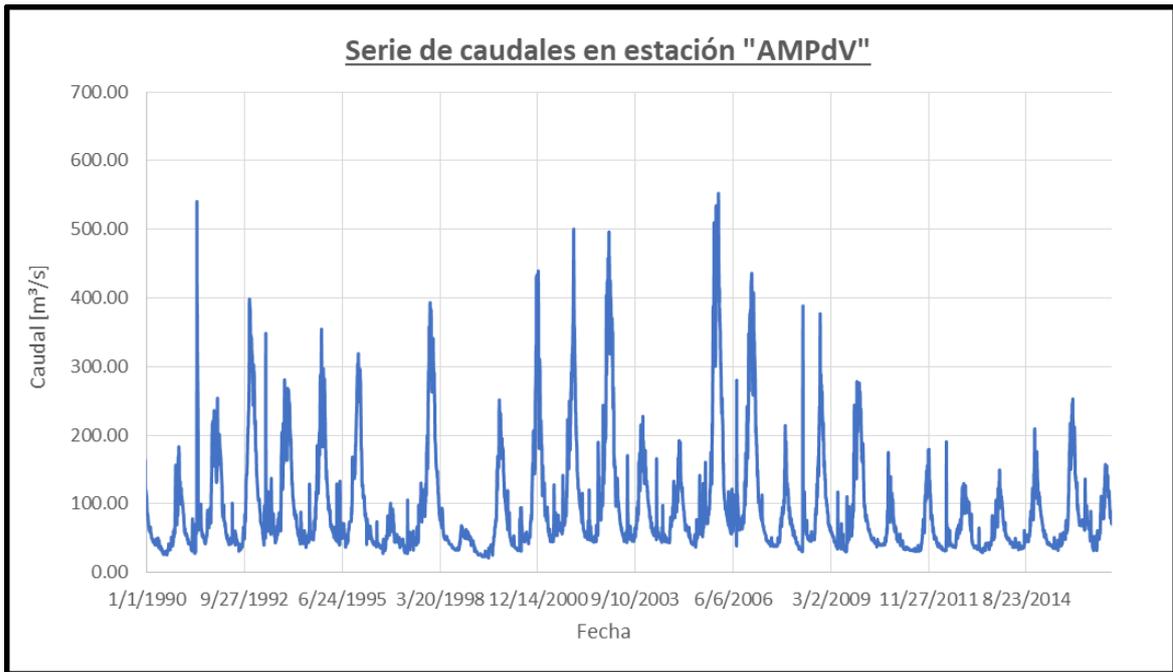


Figura 3.7: Serie de caudales en la estación AMPdV. Fuente: UIDET - Hidrología

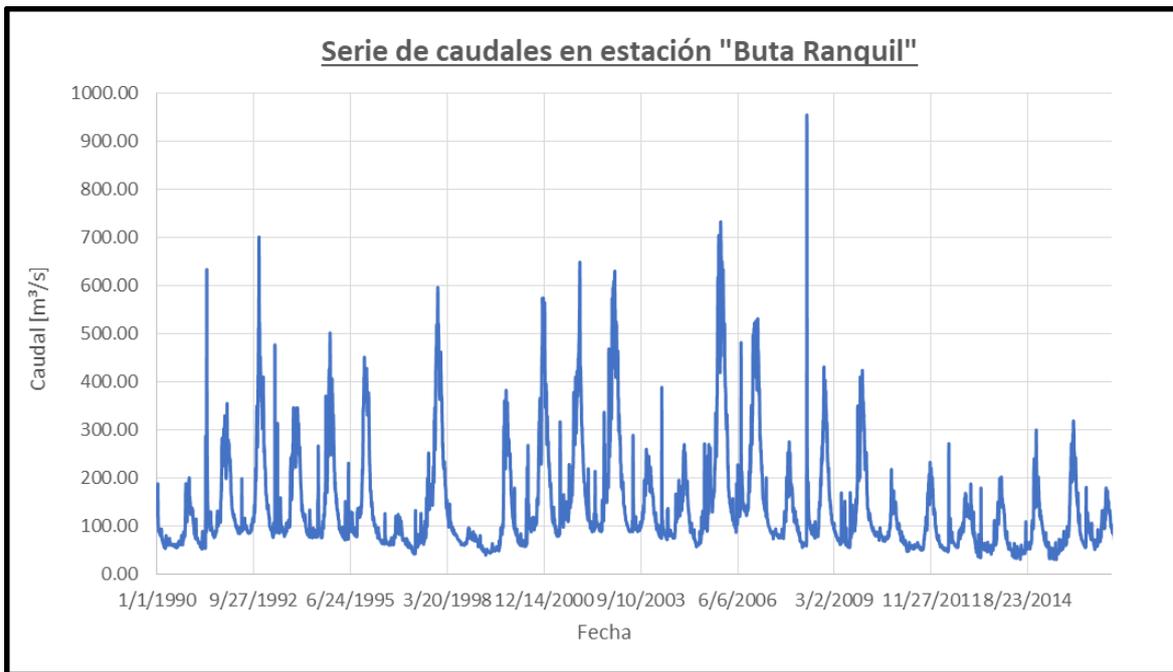


Figura 3.8: Serie de caudales en la estación Buta Ranquil. Fuente: UIDET - Hidrología

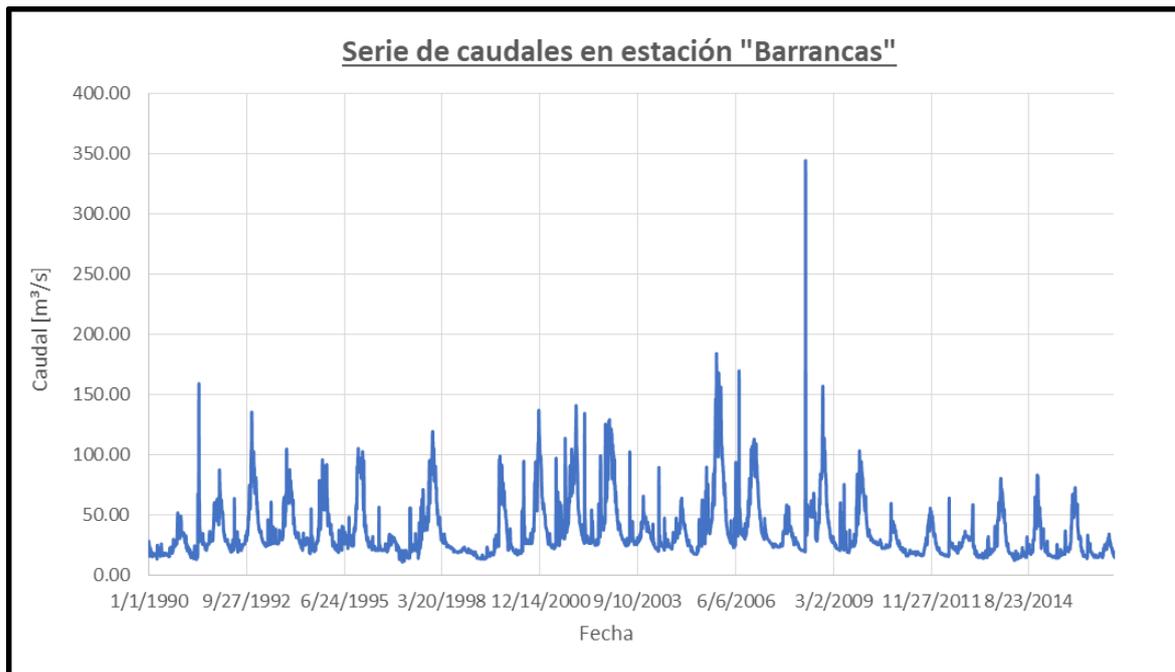


Figura 3.9: Serie de caudales en la estación Barrancas. Fuente: UIDET - Hidrología

4. Modelo de embalse: Portezuelo del viento

4.1 Características principales del aprovechamiento

El Aprovechamiento Multipropósito Portezuelo del Viento se emplazará sobre el río Grande, provincia de Mendoza, departamento de Malargüe. Las coordenadas geográficas del cierre son 35°49' S 70°00' W.

4.1.1 Presa

La tipología constructiva y estructural seleccionada corresponde a una presa de gravedad maciza de hormigón compactado a rodillo (HCR).

Las dimensiones principales de la presa son:

- Volumen útil del embalse (entre cota 1630 y 1577,45 msnm): 1461 hm³
- Volumen total del embalse (cota 1630 msnm): 1941 hm³
- Área del embalse (para cota 1630 msnm): 3788 ha
- Cota de coronamiento: 1633 msnm
- Cota de fundación mínima: 1455 msnm
- Altura máxima desde la fundación: 178 m
- Longitud de coronamiento: 515 m
- Talud aguas arriba: Vertical
- Talud aguas abajo: 1V:0,8H
- Volumen de presa y vertedero: 2.544.650 m³
- Volumen de excavación: 806.605 m³

4.1.2 Central hidroeléctrica

La Central Hidroeléctrica es de tipo cerrada y se ubicará a pie de presa sobre la margen izquierda del río, excavada en roca a cielo abierto. Se instalarán tres turbinas Francis de eje vertical cuya potencia nominal unitaria es de 72,2 MW a 300 rpm.

La casa de máquinas consta de un cuerpo principal hacia la margen izquierda, donde se alojan los turbogeneradores, mientras que hacia la margen derecha se dispone de la sala de premontaje. El cuerpo principal de la misma se dividirá estructuralmente en tres bloques, cada uno de los cuales alojará, una unidad completa de turbina. En la parte inferior de cada bloque se conforma el tubo difusor y canal de fuga, mientras que en la zona intermedia se aloja la turbina con su cámara espiral, distribuidor, rotor y cono.

El nivel de implantación del eje de las turbinas es de 1.485,76 msnm, establecido a partir del nivel restitución a la salida de difusores. Por encima se implantan los generadores conformando todo este sector, la obra de infraestructura de la central. Los generadores poseen una potencia nominal de 70,7 MW y una potencia aparente de 74,4 MVA para un factor de potencia genérico de 0,95.

Parámetro	Valor
Central Hidroeléctrica	
Tipo	A pie de presa
Longitud casa de máquinas	62,05 m
Ancho casa de máquinas	24,65 m
Potencia total instalada	212,50 MW
Tiempo de utilización año medio	4.555,00 h/año
Generación media anual	887,00 GWh
Factor de planta	0,52
Turbinas	
Tipo	Francis eje vertical
Cantidad de máquinas	3
Caudal instalado	200 m ³ /s
Salto neto nominal	120,00 m
Potencia unitaria máxima continua a salto nominal	72,20 MW
Potencia unitaria máxima continua a salto neto mínimo	40,20 MW
Cota eje plano medio del distribuidor	1.485,76 ms.n.m.

Tabla 4.1: Parámetros generales de la central hidroeléctrica. Fuente: UNCuyo

4.1.3 Vertedero

El diseño corresponde al de un vertedero tipo superficial ubicado en la parte central del cuerpo de la presa, e incorporado a la estructura de la misma. El tipo de vertedero es de gravedad a lámina guiada, con compuertas radiales de tipo segmento, de 11,5 m de altura y 9,5 m de ancho

Este posee tres vanos de 9,5 m de ancho cada uno y dos pilas intermedias de 2,7 m de espesor con perfil hidrodinámico, lo que resulta una longitud total de 33,90 m y una longitud neta de vertido de 28,50 m con una capacidad máxima de descarga de 2.100 m³/s. Este último caudal corresponde al pico atenuado de la crecida máxima probable, con un Nivel de Embalse Máximo Extraordinario, a cota 1.631,00 msnm.

4.1.4 Descargadores de fondo y de mínimas

El Descargador de Fondo cuenta con compuertas planas deslizantes, que se prevé no funcionarán con aperturas parciales y con una gran capacidad de descarga. No tiene la flexibilidad de funcionamiento necesaria, para proveer los caudales mínimos necesarios cuando no funcione la central hidroeléctrica.

La capacidad de descarga del Descargador de Fondo varía entre 152 m³/s para un nivel de embalse 1.520,00 msnm y 400 m³/s para el nivel máximo normal de operación 1.630,00 msnm.

El sistema general que comprende al Descargador de Fondo y al Sistema de Descargas Mínimas, tendrá un enclavamiento que no permita el funcionamiento simultáneo de ambos sistemas para evitar la producción de fenómenos de cavitación. Por su parte, el Descargador de Fondo podrá funcionar simultáneamente con la Central Hidroeléctrica y con el Vertedero; ya sea, individualmente con cada uno de ellos o, con la simultaneidad de los mismos.

El Sistema de Descargas Mínimas tiene como objetivo, suministrar al río el caudal mínimo que se deberá erogar aguas abajo de la Presa y Embalse Portezuelo del Viento, cuando no funcione

la Central Hidroeléctrica, debido a que el Descargador de Fondo, de gran capacidad de evacuación, no tiene la flexibilidad de funcionamiento necesaria.

Este caudal es el mínimo caudal que permite la operación de una turbina cuando el nivel del embalse se encuentra en el Nivel Mínimo de Operación Normal ($Q_{\text{Base}} = 25 \text{ m}^3/\text{s}$), tal como lo estipulan las Normas de Manejo del Embalse Portezuelo del Viento en el Acta 814 de COIRCO del día 04 de abril de 2017.

Capacidad de descarga (m^3/s)	Nivel del embalse (ms.n.m.)
36,00	1520,00
73,00	1577,00
95,00	1630,00

Tabla 4.2: Capacidad del Descargador de Mínimas. Fuente: UNCUYO

4.2 Información básica empleada en la modelación

4.2.1 Serie de caudales

Uno de los valores fundamentales para la corrida del modelo de embalse es el valor de caudal de ingreso al mismo. En este caso, se necesita conocer cuál es el caudal de ingreso al embalse de Portezuelo del Viento. Para ello, se cuenta con información antecedente (series de caudales) de las estaciones de “La Gotera” (ubicada sobre el Río Grande) y “Puesto Gendarmería” (ubicada sobre el arroyo Poti Malal que realiza aportes al Río Grande), mencionadas anteriormente en el inciso 3 (Estudio de series de caudales empleadas para la modelación) del presente informe.

El caudal de ingreso para el embalse, resulta de sustraer el caudal del “Puesto Gendarmería” a aquel medido en “La Gotera”, para la serie de caudales comprendida entre el 01/01/1990 y el 30/06/2017. Esto es así, ya que la estación “La Gotera” se ubica aguas abajo de la obra de cierre. Lo mismo ocurre con “Puesto Gendarmería”, que mide el aporte del arroyo Poti Malal al Río Grande y que se ubica aguas abajo del cierre. La distancia entre ambas estaciones no es significativa, por lo que puede estimarse al caudal ingresante al embalse mediante la sustracción mencionada anteriormente. El resultado de esto puede observarse en la Figura 3.7. A continuación, se muestran un gráfico en el cual se comparan los caudales para el año hidrológico 1992-1993.

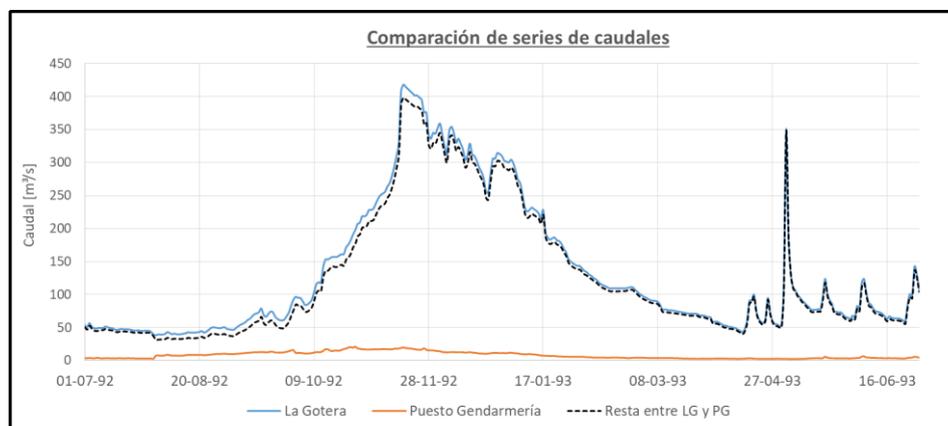


Figura 4.1: Comparación de caudales entre las estaciones La Gotera, Puesto Gendarmería y AMPdV.

4.2.2 Relación Área-Nivel y Volumen-Nivel

En este caso, se cuenta como información de base los valores de cota – área – volumen acumulado para cada cota. Dichos valores se vuelcan en la Tabla 4.3:

DATOS DEL EMBALSE		
Cota	Área	Volumen
[msnm]	[Ha]	[hm ³]
1,495	0	0.00
1,500	13	0.33
1,505	46	1.80
1,510	88	5.14
1,515	137	10.75
1,520	193	19.00
1,525	290	31.08
1,530	416	48.73
1,535	493	71.45
1,540	579	98.25
1,545	709	130.45
1,550	842	169.22
1,555	1,017	215.70
1,560	1,205	271.25
1,565	1,386	336.02
1,570	1,534	409.02
1,575	1,703	489.95
1,580	1,850	578.78
1,585	1,985	674.66
1,590	2,126	777.43
1,595	2,282	887.63
1,600	2,450	1,005.93
1,605	2,642	1,133.23
1,610	2,889	1,271.50
1,615	3,126	1,421.88
1,620	3,356	1,583.93
1,625	3,567	1,757.00
1,630	3,788	1,940.89
1,635	3,993	2,135.42
1,640	4,210	2,340.49
1,645	4,414	2,556.09
1,650	4,618	2,781.89

Tabla 4.3. Fuente: COIRCO

A partir de ello y mediante el empleo de un Solver en Microsoft Excel se traza una curva (una función exponencial) que ajuste de la mejor manera posible a los datos. La función adoptada tiene los siguientes parámetros de ajuste:

$$\text{Volumen [Hm}^3\text{]} = a (\text{Cota [m]} - C_0)^b$$

Donde:

- Cota: es la cota en la cual se encuentra el embalse. Se expresa en metros (m).
- C₀: es la cota para la cual el volumen almacenado es igual a 0.
- Volumen: es el volumen del embalse acumulado hasta la cota de cálculo indicada. Se expresa en hectómetros cúbicos (Hm³).
- a y b: son constantes de ajuste

Se conoce que C₀ = 1495 m.

Como resultados de la resolución del Solver, la curva que mejor se ajusta es la siguiente:

$$\text{Volumen [Hm}^3\text{]} = 0,00476 (\text{Cota [m]} - 1495 \text{ m})^{2,63339}$$

En el siguiente gráfico se muestra la relación entre los datos de base y el ajuste realizado:

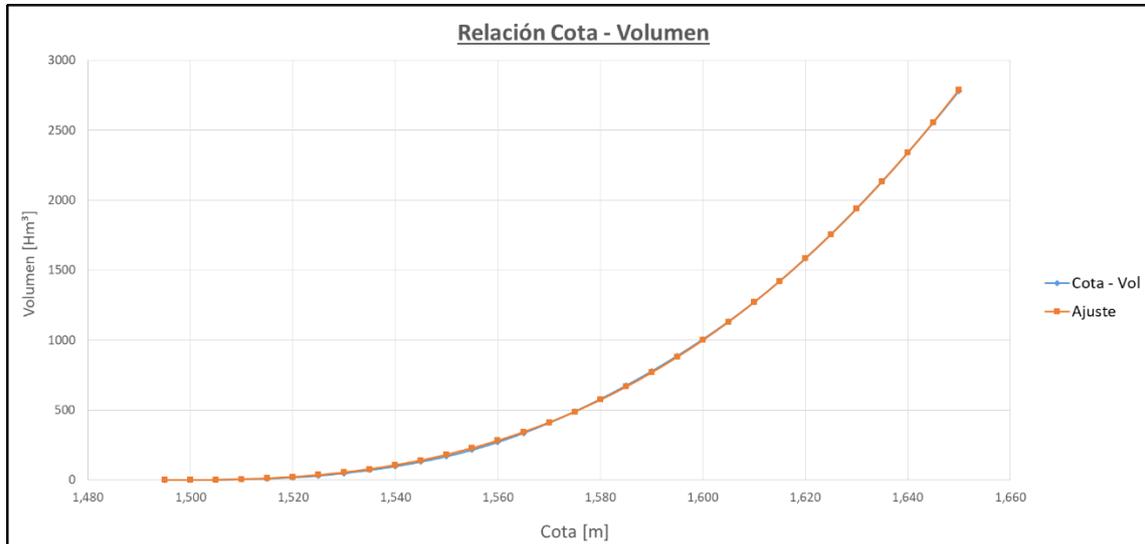


Figura 4.2: Relación Cota – Volumen para el aprovechamiento Portezuelo del Viento.

Si se prosigue de manera análoga para la relación cota – área, se llega a los siguientes resultados:

$$\text{Área [Ha]} = 0,1259 (\text{Cota [m]})^2 - 364,83 (\text{Cota [m]}) + 263.944 \text{ Ha}$$

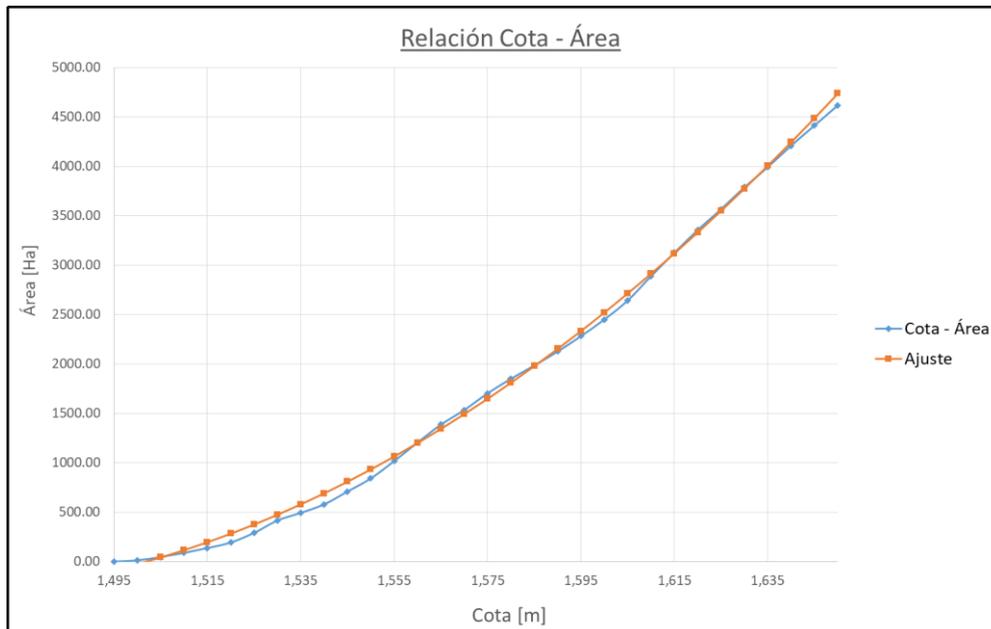


Figura 4.3: Relación Cota – Área para el aprovechamiento Portezuelo del Viento.

4.2.3 Pérdidas de carga

Además de tener que conocer la cota del embalse y aquella asociada a la restitución en cada paso del modelo para hallar el salto útil disponible (H_u) para la generación, se deben conocer las pérdidas de carga que se tienen a lo largo de la conducción, que abarca desde la toma en el embalse hasta la central y la energía cinética que se tiene a la salida del tubo de aspiración.

Según se expone en documentos del Proyecto Ejecutivo de este embalse, las pérdidas de carga se pueden estimar a través de la siguiente expresión:

$$\Delta h \text{ [m]} = 0,00008582 Q^2$$

Donde:

- **Δh** : pérdida de carga en el tramo establecido. Se obtienen en metros (m).
- **Q** : caudal turbinado. Se expresa en m^3/s .

4.2.4 Balance hídrico

Respecto a las pérdidas por evaporación e infiltración en el embalse, se adopta como información de base una tabla provista por COIRCO, la cual establece una relación entre cada mes del año y un porcentaje de evaporación e infiltración asociado a cada uno. Esto fue realizado en base a la suposición de que se evaporan anualmente unos 90 hm^3 en este embalse. En otras palabras, esto se traduce en una distribución mensual de dicha evaporación.

Mes	Pérdidas por evaporación e infiltración en embalse
10	5%
11	5%
12	7%
1	9%
2	12%
3	12%
4	12%
5	12%
6	9%
7	7%
8	5%
9	5%

Tabla 4.4: Pérdidas por evaporación e infiltración en el embalse de Portezuelo del Viento. Fuente: COIRCO

En base a ello, se calcula un caudal medio diario de evaporación e infiltración para poder introducirlo al modelo de embalse. De la Tabla 4.5 se extrajeron dichos valores:

Mes	Días	Pérdidas por evaporación e infiltración en embalse [%]	Volumen evaporado e infiltrado [hm ³]	Caudal medio diario de evaporación e infiltración [m ³ /s]
10	31	5%	4,5	1,68
11	30	5%	4,5	1,74
12	31	7%	6,3	2,35
1	31	9%	8,1	3,02
2	28	12%	10,8	4,46
3	31	12%	10,8	4,03
4	30	12%	10,8	4,17
5	31	12%	10,8	4,03
6	30	9%	8,1	3,13
7	31	7%	6,3	2,35
8	31	5%	4,5	1,68
9	30	5%	4,5	1,74

Tabla 4.5

4.2.5 Clasificación hidrológica estacional

La clasificación hidrológica estacional, se estima mediante el derrame pronosticado en Portezuelo del Viento para el período que abarca desde el 01/09 hasta el 31/01. La clasificación se muestra en la siguiente tabla:

Derrame pronosticado en Portezuelo del Viento 01/09 al 31/01 [hm ³]	Clasificación hidrológica estacional
< 1000	Extra Seco (ES)
1000 - 1750	Seco (S)
1750 - 2500	Medio (M)
2500 - 3500	Húmedo (H)
3500 - 5000	Extra Húmedo (EH)
> 5000	Crecida Máxima Probable (CMP)

Tabla 4.6: Clasificación hidrológica estacional según Acta Comité Ejecutivo N°814. Fuente: COIRCO

Estos valores se extraen de la Norma de manejo de aguas de Portezuelo del Viento (Acta 814 – COIRCO).

4.3 Normas de operación

4.3.1 Demandas y prioridades

El Aprovechamiento Multipropósito Portezuelo del Viento presenta las siguientes demandas de caudales: para la población, para riego y otros usos consuntivos, el control de crecidas, la generación hidroeléctrica y el turismo, con ese orden de prioridad.

En el modelo de embalse desarrollado para el presente trabajo, se consideran las siguientes demandas:

- 1) Usos consuntivos
- 2) Control de crecidas
- 3) Generación hidroeléctrica

El **inciso 1) Usos consuntivos**, abarca la demanda en el tramo comprendido entre Portezuelo del Viento y Casa de Piedra y aquella asociada al tramo entre Casa de Piedra y la desembocadura del Río Colorado, a lo cual se le deben adicionar las pérdidas por infiltración en el tramo Portezuelo del Viento - Casa de Piedra, las pérdidas por evaporación en el embalse de Casa de Piedra, los caudales mínimos aguas debajo de la última toma (derivación Pedro Luro). También se consideran los retornos de las extracciones para riego en ambos tramos

Como se observa en la Tabla 4.7, el COIRCO fija cada año la serie de caudales mínimos de erogación sobre la base de los requerimientos de las distintas jurisdicciones, respetando las pautas establecidas por el Programa Único de Distribución de Caudales y Habilitación de Áreas de Riego. Como esta situación no puede modelarse, debe plantearse una forma de establecer la serie de caudales mínimos de usos consuntivos para cada año en función del pronóstico de derrames y de esta manera simular lo enunciado anteriormente.

Teniendo en cuenta esto, para la determinación de dichos caudales mínimos a aplicar en las modelaciones se sigue el procedimiento detallado en el Capítulo 3 del Estudio de Impacto Ambiental Regional de PdV. Se definen dos series de Caudales mínimos a erogar aguas abajo de Portezuelo del Viento, una de mínimas y otra de máximas, las cuales se corresponden a dos valores de derrame estacional (1/09 al 31/01) en PdV. Para realizar esto, se recurrió a toda la información utilizada para la definición de los caudales suministrados por COIRCO en el Anexo IV del Acta N°816 y otros datos adicionales de entrega de caudales en función de los pronósticos de derrames en Buta Ranquil y detalles de la experiencia, operación del embalse CdP y usos del recurso en la cuenca.

MES	CAUDAL
	[m ³ /seg]
Julio	21
Agosto	44
Septiembre	66
Octubre	82
Noviembre	94
Diciembre	100
Enero	106
Febrero	92
Marzo	66
Abril	61
Mayo	22
Junio	21

Tabla 4.7: Caudales mínimos a erogar en PdV para el año hidrológico 2016-2017. Fuente: COIRCO. Anexo IV del Acta N°816

En la operación de CdP la erogación de caudales para usos consuntivos aguas abajo se determina a partir del pronóstico de caudales en Buta Ranquil. Adicionalmente el valor de caudales varía únicamente para la porción que es asignada a la provincia de Buenos Aires. El resto de los usuarios reciben para cualquier pronóstico el mismo caudal. La provincia de Buenos Aires recibe un mínimo de 1500 hm³ y un máximo de 1800 hm³ anuales, para pronósticos de 2800 hm³ y 4400 hm³ anuales en Buta Ranquil, respectivamente. Para pronósticos entre a 2800 Hm³ y 4400 Hm³ recibe un volumen intermedio vinculado al derrame anual esperado (Tabla 4.8 y Tabla 4.9).

Escasez hídrica [Bs As con 1500 hm ³]																
USO	Aguas Arriba Casa de Piedra								Total AA CdP	Aguas Abajo Casa de Piedra						Total aa CdP
	Mendoza		Neuquén		La Pampa		Río Negro			La Pampa		Río Negro		Buenos Aires		
	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.		Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
Julio	-	1.22	0	0.63	0	0.06	0.00	0.12	2.03	0	0.34	0	0.6	0	0.08	1.02
Agosto	-	1.22	0.96	0.63	6.46	0.06	4.20	0.12	13.65	0.12	0.34	8.46	0.6	37.91	0.08	47.51
Septiembre	-	1.22	1.12	0.63	8.11	0.06	5.10	0.12	16.36	0.12	0.34	9.64	0.6	55.17	0.08	65.95
Octubre	-	1.22	1.32	0.63	9.49	0.06	5.90	0.12	18.74	0.12	0.34	10.23	0.6	73.68	0.08	85.05
Noviembre	-	1.22	1.62	0.63	12.03	0.06	7.20	0.12	22.88	0.12	0.34	12.58	0.6	83.73	0.08	97.45
Diciembre	-	1.22	1.74	0.63	12.72	0.06	7.70	0.12	24.19	0.12	0.34	13.76	0.6	84.00	0.08	98.90
Enero	-	1.22	1.74	0.63	12.72	0.06	7.70	0.12	24.19	0.12	0.34	13.76	0.6	90.10	0.08	105.00
Febrero	-	1.22	1.62	0.63	12.03	0.06	7.20	0.12	22.88	0.12	0.34	12.58	0.6	71.50	0.08	85.22
Marzo	-	1.22	1.44	0.63	10.76	0.06	6.40	0.12	20.63	0.12	0.34	9.64	0.6	44.55	0.08	55.33
Abril	-	1.22	1.32	0.63	9.59	0.06	5.80	0.12	18.74	0.12	0.34	8.46	0.6	49.00	0.08	58.60
Mayo	-	1.22	0.00	0.63	0.00	0.06	0.00	0.12	2.03	0.00	0.34	0.00	0.6	0.00	0.08	1.02
Junio	-	1.22	0.00	0.63	0.00	0.06	0.00	0.12	2.03	0.00	0.34	0.00	0.6	0.00	0.08	1.02

Tabla 4.8: Usos estimados para derrames anuales en Buta Ranquil iguales o menores a 2800 hm³. Fuente: COIRCO

Años con derrames mayores al medio [Bs As con 1800 hm ³]																
USO	Aguas Arriba Casa de Piedra								Total AA CdP	Aguas Abajo Casa de Piedra						Total aa CdP
	Mendoza		Neuquén		La Pampa		Río Negro			La Pampa		Río Negro		Buenos Aires		
	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.		Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	Riego	Humano/Indus.	
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
Julio	-	1.22	0	0.63	0	0.06	0.00	0.12	2.03	0	0.34	0	0.6	0	0.08	1.02
Agosto	-	1.22	0.96	0.63	6.46	0.06	4.20	0.12	13.65	0.12	0.34	8.46	0.6	50.00	0.08	59.60
Septiembre	-	1.22	1.12	0.63	8.11	0.06	5.10	0.12	16.36	0.12	0.34	9.64	0.6	77.00	0.08	87.78
Octubre	-	1.22	1.32	0.63	9.49	0.06	5.90	0.12	18.74	0.12	0.34	10.23	0.6	82.50	0.08	93.87
Noviembre	-	1.22	1.62	0.63	12.03	0.06	7.20	0.12	22.88	0.12	0.34	12.58	0.6	90.00	0.08	103.72
Diciembre	-	1.22	1.74	0.63	12.72	0.06	7.70	0.12	24.19	0.12	0.34	13.76	0.6	100.00	0.08	114.90
Enero	-	1.22	1.74	0.63	12.72	0.06	7.70	0.12	24.19	0.12	0.34	13.76	0.6	95.00	0.08	109.90
Febrero	-	1.22	1.62	0.63	12.03	0.06	7.20	0.12	22.88	0.12	0.34	12.58	0.6	85.00	0.08	98.72
Marzo	-	1.22	1.44	0.63	10.76	0.06	6.40	0.12	20.63	0.12	0.34	9.64	0.6	65.00	0.08	75.78
Abril	-	1.22	1.32	0.63	9.59	0.06	5.80	0.12	18.74	0.12	0.34	8.46	0.6	50.00	0.08	59.60
Mayo	-	1.22	0.00	0.63	0.00	0.06	0.00	0.12	2.03	0.00	0.34	0.00	0.6	0.00	0.08	1.02
Junio	-	1.22	0.00	0.63	0.00	0.06	0.00	0.12	2.03	0.00	0.34	0.00	0.6	0.00	0.08	1.02

Tabla 4.9: Usos estimados para derrames anuales en Buta Ranquil iguales o mayores a 4400 hm³. Fuente: COIRCO

Adicionalmente se deben tener en cuenta las pérdidas y los retornos de riego del tramo Buta Ranquil – Casa de Piedra, la evaporación en el embalse Casa de Piedra, las pérdidas y los retornos de riego del tramo Casa de Piedra – Océano y el caudal aguas abajo de la última obra de toma.

Las pérdidas en el tramo Buta Ranquil – Casa de Piedra son el 5% de la sumatoria de: consumos totales de la cuenca, evaporación del embalse Casa de Piedra, pérdidas tramo regulado y caudal aguas abajo de la última obra de toma. (Columnas “Ruta Bt Rq a CdP” de la Tabla 4.10 y Tabla 4.11).

Las pérdidas tramo Casa de Piedra – Océano son el 6% de la sumatoria de: consumos del tramo aguas abajo de la Presa Casa de Piedra y el caudal aguas abajo de la última obra de toma. (Columna “Ruta CdP-Océano” de la Tabla 4.10 y Tabla 4.11).

En cuanto a los retornos, se consideró un 48% del caudal de riego, según informó COIRCO, acorde a los “Estudios de Retornos en las Áreas Bajo Riego del Río Colorado”, a la vez que se considera una distribución de ese retorno en 43%, 36%, 13%, 5% y 3% entre los siguientes 5 meses de erogado ese caudal (Columnas “Riego-Retorno” y “Riego LP+RN-Retorno” de la Tabla 4.10 y Tabla 4.11).

Los caudales aguas abajo de la última toma también varían en función de los derrames anuales esperados, y han sido validados por la experiencia adquirida a lo largo de tantos años de operación del Embalse Casa de Piedra. Estos valores se presentan en las columnas “Caudal aguas abajo de la última toma” de la Tabla 4.10 y Tabla 4.11.

De lo anterior se obtienen dos series de caudales mínimos a erogar aguas abajo de Portezuelo del Viento, una de mínima (última columna Tabla 4.10) y otra de máxima (última columna de la Tabla 4.11).



FACULTAD DE INGENIERÍA



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE LA PLATA

Valentín Marín
Santiago Javier Mugni
Trabajo Final (H0526)

Mes Día	USO	Aguas Arriba Casa de Piedra					Aguas abajo Casa de Piedra					Suma necesaria aguas abajo de PdV	TOTAL * 0.65	TOTAL FINAL
		Ruta Bt Rq a CdP	Huma + Ind+riego	Riego Retorno	Evaporación Embalse CdP	Ruta CdP a P. Alsina	Huma + Ind+riego	Riego LP + RN Retorno	Riego Pedro Luro Derivado	Caudal aguas abajo última toma				
[-]	[-]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[cm/mes]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
31	Enero	8.31	24.19	-10.31	27.00	18.00	7.02	14.90	-6.45	90.10	12.00	157.76	102.54	103.00
28	Febrero	7.25	22.88	-10.26	27.00	19.00	5.83	13.73	-6.34	71.50	12.00	135.59	88.13	88.00
31	Marzo	5.45	20.63	-9.66	21.00	17.00	4.04	10.79	-5.59	44.55	12.00	99.20	64.48	64.00
30	Abril	5.48	18.74	-8.82	12.00	16.00	4.24	9.61	-4.79	49.00	12.00	101.46	65.95	66.00
31	Mayo	2.28	2.03	-4.87	6.00	16.00	1.56	1.02	-2.60	0.00	25.00	40.42	26.27	26.00
30	Junio	2.33	2.03	-1.79	4.00	17.00	1.56	1.02	-0.95	0.00	25.00	46.19	30.03	30.00
31	Julio	1.63	2.03	-0.67	4.00	3.00	1.56	1.02	-0.35	0.00	25.00	33.22	21.59	22.00
31	Agosto	4.73	13.65	-2.64	6.00	4.00	4.35	9.61	-1.90	37.91	25.00	94.71	61.56	62.00
30	Septiembre	5.25	16.36	-4.97	8.00	6.00	4.68	10.79	-3.50	55.17	12.00	101.77	66.15	66.00
31	Octubre	6.43	18.74	-6.65	10.00	7.00	5.82	11.37	-4.36	73.68	12.00	124.03	80.62	81.00
30	Noviembre	7.40	22.88	-8.37	12.00	9.00	6.57	13.73	-5.23	83.73	12.00	141.71	92.11	92.00
31	Diciembre	7.89	24.19	-9.73	22.00	16.00	6.65	14.90	-6.07	84.00	12.00	149.84	97.39	97.00

Tabla 4.10: Determinación de caudales mínimos aguas abajo de PdV para derrames anuales en Buta Ranquil menores o iguales a 2800 hm³. Fuente: EIAR PdV

Mes Día	USO	Aguas Arriba Casa de Piedra					Aguas abajo Casa de Piedra					Suma necesaria aguas abajo de PdV	TOTAL * 0.65	TOTAL FINAL
		Ruta Bt Rq a CdP	Huma + Ind+riego	Riego Retorno	Evaporación Embalse CdP	Ruta CdP a P. Alsina	Huma + Ind+riego	Riego LP + RN Retorno	Riego Pedro Luro Derivado	Caudal aguas abajo última toma				
[-]	[-]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[cm/mes]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
31	Enero	9.10	24.19	-10.31	27.00	18.00	7.91	14.90	-6.45	95.00	22.00	174.35	113.33	113.00
28	Febrero	8.49	22.88	-10.26	27.00	19.00	7.24	13.73	-6.34	85.00	22.00	161.74	105.13	105.00
31	Marzo	7.06	20.63	-9.66	21.00	17.00	5.87	10.79	-5.59	65.00	22.00	133.09	86.51	87.00
30	Abril	6.06	18.74	-8.82	12.00	16.00	4.90	9.61	-4.79	50.00	22.00	113.70	73.91	74.00
31	Mayo	3.61	2.03	-4.87	6.00	16.00	3.06	1.02	-2.60	0.00	50.00	68.25	44.36	44.00
30	Junio	3.66	2.03	-1.79	4.00	17.00	3.06	1.02	-0.95	0.00	50.00	74.02	48.11	48.00
31	Julio	2.96	2.03	-0.67	4.00	3.00	3.06	1.02	-0.35	0.00	50.00	61.05	39.68	40.00
31	Agosto	6.69	13.65	-2.64	6.00	4.00	6.58	9.61	-1.90	50.00	50.00	135.99	88.39	88.00
30	Septiembre	6.94	16.36	-4.97	8.00	6.00	6.59	10.79	-3.50	77.00	22.00	137.20	89.18	89.00
31	Octubre	7.43	18.74	-6.65	10.00	7.00	6.95	11.37	-4.36	82.50	22.00	144.98	94.24	94.00
30	Noviembre	8.26	22.88	-8.37	12.00	9.00	7.54	13.73	-5.23	90.00	22.00	159.82	103.88	104.00
31	Diciembre	9.27	24.19	-9.73	22.00	16.00	8.21	14.90	-6.07	100.00	22.00	178.77	116.20	116.00

Tabla 4.11: Determinación de caudales mínimos aguas abajo de PdV para derrames anuales en Buta Ranquil mayores o iguales a 4400 hm³. Fuente: EIAR PdV

En la Tabla 4.12 se presentan los valores de derrames anuales y estacionales para ambas secciones, Portezuelo del Viento (PdV) y Buta Ranquil (BtRq), para la serie hidrológica considerada. La relación entre los derrames en PdV y BtRq es en promedio de aproximadamente 0.70 y la relación en PdV entre el derrame anual y estacional varía entre 0.52 y 0.69 para los años más secos y más húmedos, respectivamente.

Año	Portezuelo del Viento		Clasificación Estacional para PdV	Buta Ranquil	
	Derrame Anual	Derrame Estacional		Derrame Anual	Derrame Estacional
	[hm ³]	[hm ³]		[hm ³]	[hm ³]
1989-1990	2,192.18	1,486.44	SECO	3,110.46	1,981.29
1990-1991	2,295.40	1,184.95	SECO	3,111.43	1,536.68
1991-1992	3,065.90	1,947.15	MEDIO	4,612.81	2,718.73
1992-1993	3,948.00	2,652.14	HÚMEDO	5,709.84	3,722.92
1993-1994	3,385.85	2,239.19	MEDIO	4,656.25	2,907.75
1994-1995	3,415.85	2,301.95	MEDIO	4,955.79	3,181.46
1995-1996	3,312.89	2,281.89	MEDIO	4,842.40	3,276.22
1996-1997	1,528.01	796.84	EXTRA SECO	2,255.41	1,119.55
1997-1998	4,095.39	2,731.02	HÚMEDO	6,271.77	4,108.76
1998-1999	1,246.42	655.43	EXTRA SECO	1,997.62	976.82
1999-2000	2,423.08	1,629.90	SECO	3,791.30	2,498.10
2000-2001	3,774.36	2,524.60	HÚMEDO	6,138.75	3,917.78
2001-2002	4,000.54	2,728.38	HÚMEDO	6,352.12	4,103.28
2002-2003	4,874.21	3,380.97	HÚMEDO	7,340.28	4,842.08
2003-2004	2,766.93	1,689.94	SECO	4,005.05	2,233.84
2004-2005	2,410.83	1,436.97	SECO	3,622.06	2,103.47
2005-2006	5,480.09	3,668.48	EXTRA HÚMEDO	8,184.06	5,240.90
2006-2007	4,514.41	3,080.30	HÚMEDO	6,849.90	4,357.53
2007-2008	2,227.38	1,228.67	SECO	3,747.15	1,951.61
2008-2009	2,929.13	1,984.68	MEDIO	4,483.57	2,912.85
2009-2010	3,103.14	2,096.20	MEDIO	4,643.05	2,990.36
2010-2011	1,695.64	1,002.66	SECO	2,647.99	1,501.90
2011-2012	1,898.12	1,170.61	SECO	2,860.33	1,711.52
2012-2013	1,828.76	1,121.01	SECO	2,604.06	1,502.16
2013-2014	1,855.87	1,091.19	SECO	2,370.22	1,479.13
2014-2015	2,126.64	1,313.25	SECO	2,657.46	1,699.27
2015-2016	2,843.92	1,695.88	SECO	3,453.72	2,085.44
2016-2017	2,007.82	1,273.71	SECO	1,858.10	1,486.71

Tabla 4.12: Derrames anuales y estacionales en PdV y BtRq

Teniendo en cuenta lo anterior, se obtienen los derrames pronosticados de referencia que COIRCO utiliza, pero trasladados a la sección de Portezuelo del Viento. Para pronósticos de derrames anuales en BtRq de 2800 Hm³ y 4400 Hm³, los volúmenes anuales en PdV son aproximadamente de 2000 Hm³ y 3000 Hm³ y los volúmenes estacionales de 1200 Hm³ y 2000 Hm³, respectivamente.

Por lo tanto, estas dos series de caudales mínimos a erogar aguas abajo de Portezuelo del Viento quedan definidas según la Tabla 4.13 como la de mínima para un derrame estacional en PdV igual o menos a 1200 Hm³ y la de máxima para un derrame mayor o igual a 2000 Hm³, respectivamente.

En el modelo de operación de embalse, al disponer de una serie histórica de caudales, se puede caracterizar el año hidrológico según la clasificación mencionada y de acuerdo con esta última

se seleccionan los caudales mínimos anuales a erogar aguas abajo de Portezuelo del Viento al 1º de julio y para ese año hidrológico realizando una interpolación entre los caudales mínimos de la Tabla 4.13. El resultado para la serie de caudales utilizada de 1990 a 2017 se presenta en la Figura 4.4.

Derrames $\leq 1200 \text{ hm}^3$		Derrames $> 2000 \text{ hm}^3$	
Mes	Q mín	Mes	Q mín
	[m ³ /s]		[m ³ /s]
Julio	22.00	Julio	40.00
Agosto	62.00	Agosto	88.00
Septiembre	66.00	Septiembre	89.00
Octubre	81.00	Octubre	94.00
Noviembre	92.00	Noviembre	104.00
Diciembre	97.00	Diciembre	116.00
Enero	103.00	Enero	113.00
Febrero	88.00	Febrero	105.00
Marzo	64.00	Marzo	87.00
Abril	66.00	Abril	74.00
Mayo	26.00	Mayo	44.00
Junio	30.00	Junio	48.00

Tabla 4.13: Caudales mínimos diarios mensuales para derrames hidrológicos estacionales menores a 1200 hm^3 y mayores a 2000 hm^3 . Fuente: EIAR PdV

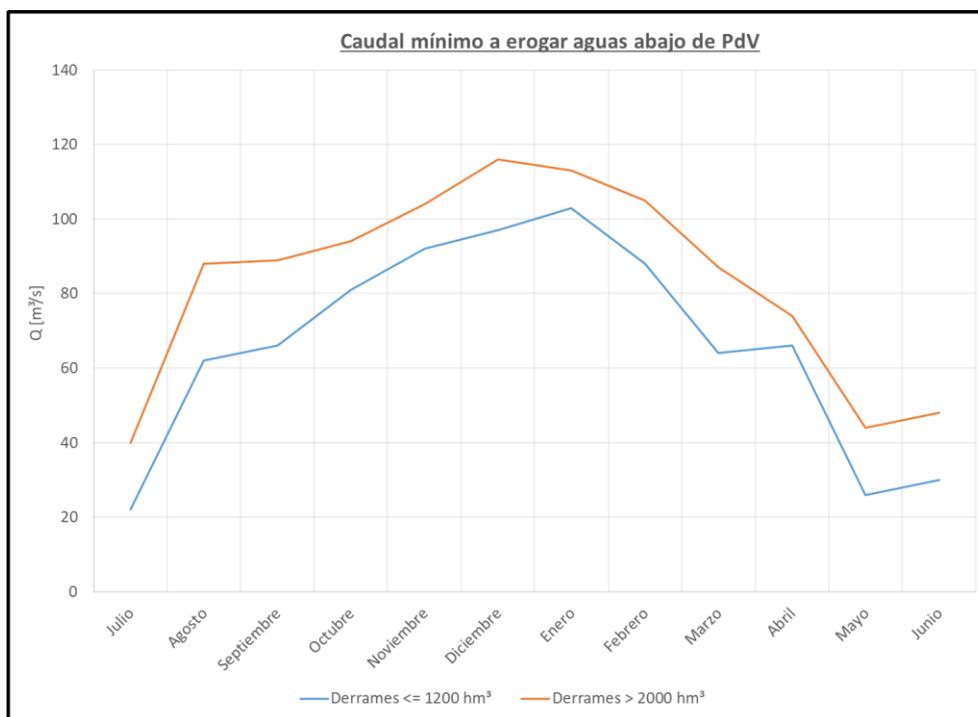


Figura 4.4: Caudales mínimos a erogar aguas debajo de PdV (mínimos y máximos). Fuente: EIAR PdV

Respecto al **inciso 2) Control de crecidas**, figuran en las normas mencionadas anteriormente unas tablas que están en función del derrame estacional pronosticado, el caudal de salida y el nivel del embalse. Es decir, que fija valores de caudales mínimos de erogación cuando se está en la Franja de Atenuación de Crecidas (FAC) o cuando el nivel del embalse supera el Nivel de Alerta (NA). Para cada paso de cálculo del modelo de embalse, se debe verificar si el nivel supera el NA y, si este es el caso, se interpola entre los valores de las tablas para hallar el caudal mínimo correspondiente a esa situación.

El siguiente uso es **3) Generación hidroeléctrica**. La producción de energía está limitada a las características técnicas de las turbinas con las que se cuenta y al caudal erogado en el momento que se está turbinando. Siempre que sea posible, se turbinan todo el caudal erogado correspondiente a las demandas mencionadas en los incisos anteriores. La franja de niveles en la cual es posible turbinar, es aquella correspondiente a la Franja de Operación Normal (FON), comprendida entre el Nivel Mínimo Normal y el Nivel Máximo Normal.

4.3.2 Regulación de caudales (variación máxima horaria y diaria de caudales)

En las Normas de Manejo de Aguas también se define la variación máxima de caudales horaria y diaria, de acuerdo a lo enunciado a continuación:

- 10% de variación máxima horaria para caudales en descenso y/o ascenso, salvo el caso en que el caudal erogado por el embalse sea inferior a $70 \text{ m}^3/\text{s}$, en el que se admitirá un ritmo de ascenso mayor, hasta un 15% horario. El porcentaje de oscilación horaria para una hora "i" se calculará como la diferencia entre el caudal en la hora "i" y el caudal en la hora anterior "i-1", multiplicado por 100.
- 20% de variación máxima diaria para caudales inferiores a $250 \text{ m}^3/\text{s}$, en descenso y/o ascenso. Para caudales superiores a $250 \text{ m}^3/\text{s}$, la variación diaria será de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ en descenso y/o ascenso. El cálculo del gradiente diario se realizará sumando los distintos gradientes horarios del día en valor absoluto.

4.3.3 Niveles de operación

En la etapa de proyecto se definieron los niveles de operación del embalse, los cuales son definidos de la siguiente manera:

Descripción	Cota
	[msnm]
Nivel Mínimo Extraordinario	1.534,00
Nivel Mínimo Normal	1.577,45
Nivel Máximo Normal	1.630,00
Nivel Máximo Extraordinario	1.631,00

Tabla 4.14: Niveles de operación del embalse Portezuelo del Viento. Fuente: Acta Comité Ejecutivo N°814

Nivel Máximo Extraordinario

El Nivel Máximo Extraordinario (1.631,00 msnm) es el nivel Máximo Maximorum del embalse, considerado en el Proyecto como una condición extraordinaria. EL Nivel Máximo Extraordinario es el extremo superior de la Franja de Atenuación de Crecidas (FAC).

Nivel Máximo Normal

EL Nivel Máximo Normal (1.630,00 msnm) es el máximo nivel del embalse considerado en el Proyecto de las obras de Presa y Central para hipótesis de Operación normal.

Nivel Mínimo Normal

El Nivel Mínimo Normal (1.577,45 msnm) es el mínimo nivel del embalse que permite un funcionamiento normal de las turbinas de la Central Hidroeléctrica que garantiza, además, la reserva para cubrir los requerimientos mínimos aguas abajo.

Nivel Mínimo Extraordinario

El Nivel Mínimo Extraordinario (1.534,00 msnm) es el nivel debajo del cual no debe descender el embalse Portezuelo del Viento por restricciones físicas de diseño.

Nivel de Alerta

Es el nivel del embalse a partir del cual tiene prioridad la atenuación y control de crecidas. La Operación del embalse y el manejo del agua deberán respetar las Normas de atenuación definidas, para contar con la capacidad de embalse requerida, a los efectos de garantizar el control de las crecidas. Dicho nivel variará para los distintos meses del año en función de la clasificación hidrológica correspondiente al período Septiembre – Enero (01/09 al 31/01). La clasificación será definida el 1° de Septiembre de cada año por el derrame pronosticado para el período antes mencionado.

Mes	Niveles de Alerta [msnm]				
	Extra Seco	Seco	Medio	Húmedo	Extra Húmedo
Julio	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00
Agosto	1625,00	1625,00	1625,00	1625,00	1625,00
Septiembre	1620,00	1620,00	1620,00	1620,00	1620,00
Octubre	1625,00	1620,00	1615,00	1615,00	1610,00
Noviembre	1625,00	1625,00	1615,00	1610,00	1605,00
Diciembre	1630,00	1630,00	1620,00	1610,00	1605,00
Enero	1630,00	1630,00	1630,00	1620,00	1617,50
Febrero	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00
Marzo	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00
Abril	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00
Mayo	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00
Junio	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00	1630,00

Tabla 4.15: Niveles de alerta para Portezuelo del Viento. Fuente: Acta Comité Ejecutivo N°814

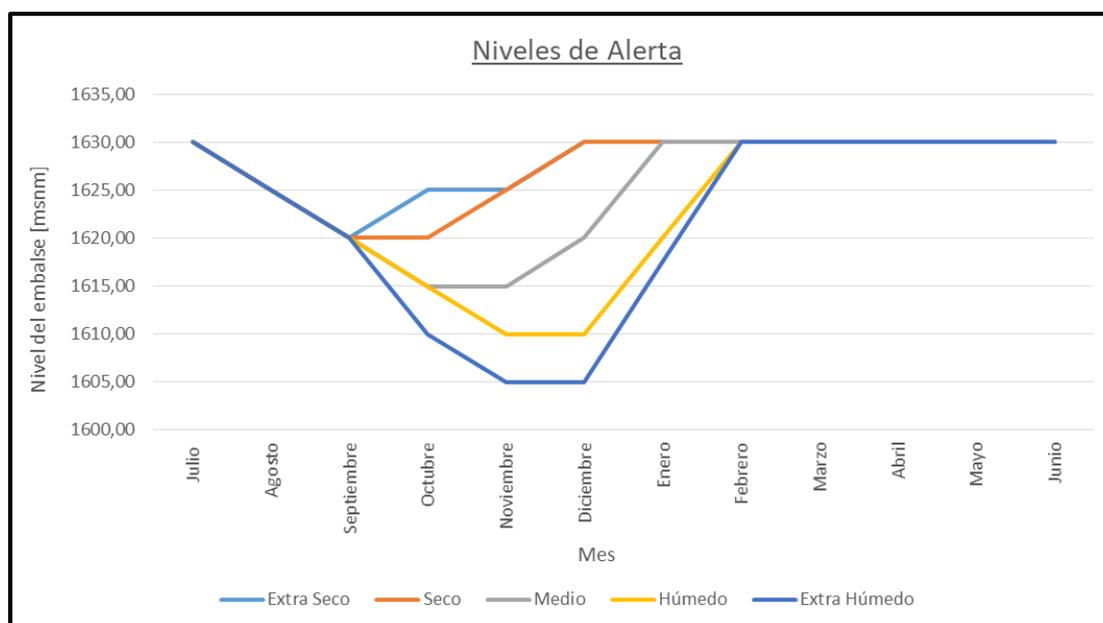


Figura 4.5: Gráfico de Niveles de Alerta. Fuente: Acta Comité Ejecutivo N°814

A continuación, se muestra en la Figura 4.6 un extracto del modelo de embalse realizado para PdV, en el cual se visualizan los diferentes niveles de operación y cómo varía la erogación de caudales de acuerdo a los mismos. Puede observarse que cuando el nivel del embalse supera el Nivel de Alerta, aumenta la erogación de caudales de acuerdo a lo establecido en las Normas de Manejo. También puede percibirse que en el pico del hidrograma de entrada los caudales de salida son superiores a los turbinados, por lo que la diferencia debería ser erogada por otros órganos de regulación, tales como el vertedero. Puede apreciarse también el efecto de regulación del embalse al visualizar la diferencia entre los caudales ingresantes y los salientes del embalse (curvas naranja y amarilla respectivamente). En este período de análisis, los caudales mínimos de usos consuntivos se ven ampliamente superados en la erogación. Se

verifica además el cumplimiento de la variación máxima en la erogación de caudales (rampas de ascenso y descenso en la curva negra de la figura).

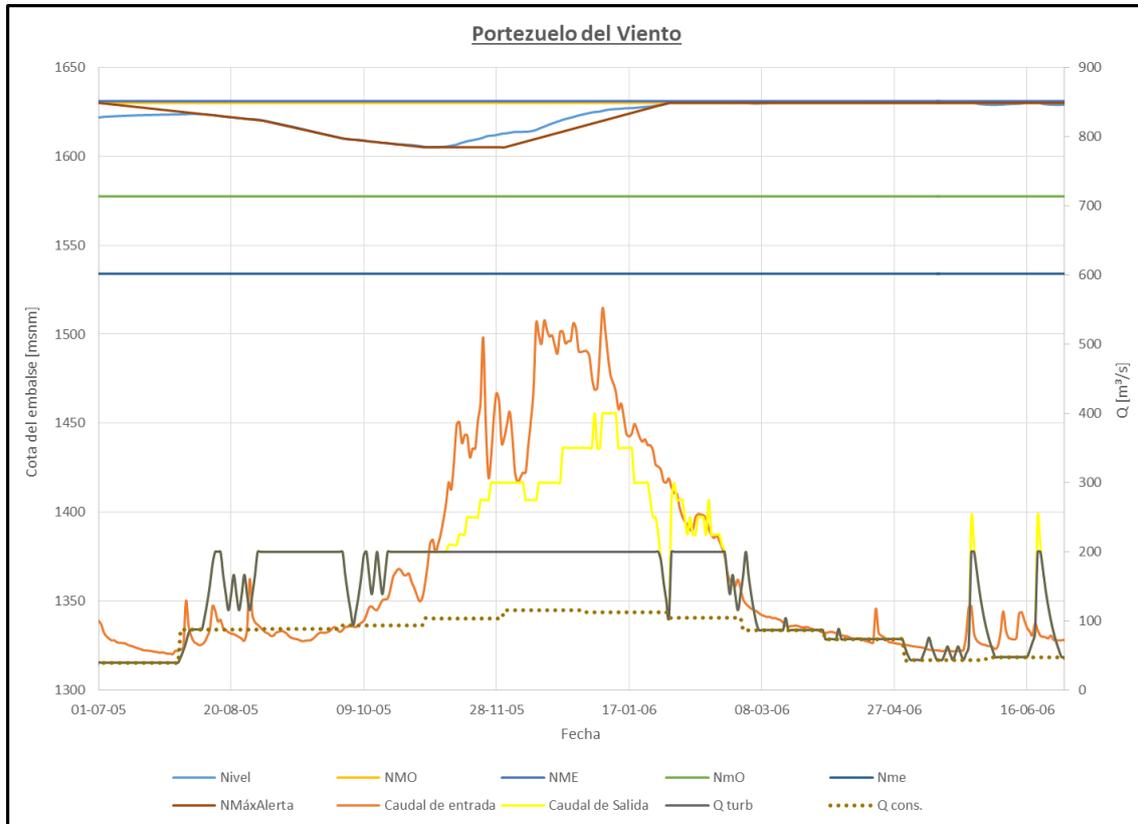


Figura 4.6: Extracto del modelo de embalse de PdV para el año hidrológico 2005-2006. Fuente: Elaboración propia

4.4 Explicación conceptual del Modelo de Embalse

Un modelo de operación de un embalse es un algoritmo matemático que permite interpretar la ecuación de continuidad de masa en un aprovechamiento determinado, respondiendo a diferentes **consignas operativas** que el mismo debe cumplir. Además, permite incorporar limitaciones y/o condicionantes de diversas características, como ser niveles, caudales, potencias, etc.

En su concepción más sencilla un modelo de embalse interpreta el siguiente algoritmo de cálculo, donde se conoce la relación existente entre el Nivel y el Volumen del embalse. Para un paso de cálculo (i), se tiene:

$$N_{E \text{ INICIAL}} = N_{\text{INICIO DÍA}} = N_{E \text{ FINAL } (i-1)}$$

$$\Delta V = (A - S) \cdot \Delta t$$

$$V_{(FINAL)} = V_{(i-1)} + \Delta V = V_{(i)}$$

$$N_{E \text{ FINAL}} = N_E(i) = \Psi(V_{(i)})$$

Donde:

- ΔV representa la variación de volumen en el embalse para un paso de cálculo determinado.
- A representa los aportes al embalse (caudal de ingreso, precipitaciones)
- S representa las salidas del embalse (caudal erogado, evaporación)
- $\Psi(V_{(i)})$ representa la relación cota – volumen del embalse

Si este procedimiento se realiza para el período de tiempo de análisis (cuyo paso de cálculo en este caso es diario), se obtiene el comportamiento del embalse a lo largo de dicha serie.

Durante la etapa de operación del embalse, éste oscila entre sus dos niveles extremos: el Nivel Mínimo Extraordinario (1534,00 msnm) y el Nivel Máximo Extraordinario (1631,00 m). El nivel del embalse no puede sobrepasar los límites establecidos, por lo que se realiza un tratamiento especial para cada caso.

4.4.1 Caso en el que $N_{FINAL} > NME$

Si el N_{FINAL} es mayor que el Nivel Máximo Extraordinario el punto se debe recalcular, teniendo en cuenta que dicho nivel no puede ser superado. Esto se logra calculando el instante en el que el embalse alcanza el Nivel Máximo Extraordinario, o sea el tiempo T_s indicado en la Figura 4.7.

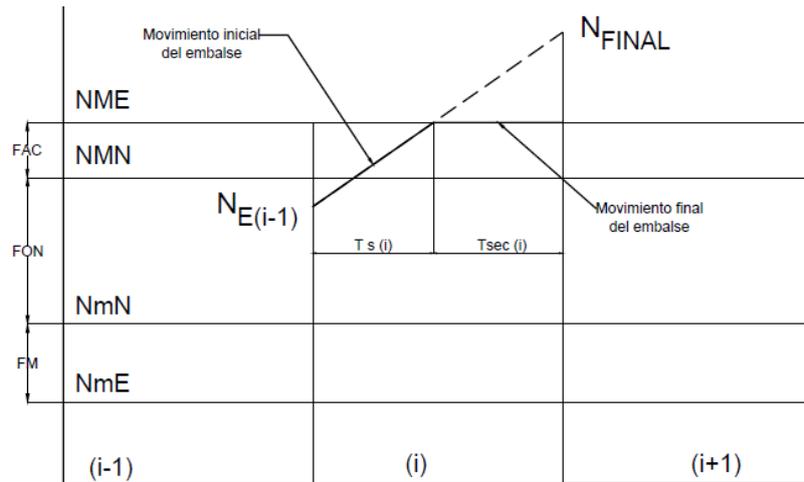


Figura 4.7: Caso en el que el nivel del embalse supera el NME

Para esto se supone que el nivel de embalse varía en forma lineal. T_s indica el tiempo en el que el embalse eroga el caudal objetivo (correspondiente a los caudales mínimos de usos consuntivos aguas abajo del aprovechamiento, los caudales de erogación durante la operación en la Franja de Atenuación de Crecidas y/o, si es que se cuenta con ellas, consignas de adelantamiento de caudales turbinados, según lo visto en el Capítulo 4.3.1). El tiempo complementario de ese paso de cálculo es el intervalo $T_{sec(i)}$, que es el tiempo en que el embalse eroga un caudal mayor que el de la consigna.

Supuesta esta variación de nivel, mediante una semejanza de triángulos se puede calcular el T_s , en el cual se produce el cambio en la consigna operativa del embalse. Dicho tiempo será:

$$\frac{T_s}{NME - N_{E(i-1)}} = \frac{\Delta t}{N_{FINAL} - N_{E(i-1)}}$$

Despejando se tiene:

$$T_s = \frac{(NME - N_{E(i-1)}) \times \Delta t}{N_{FINAL} - N_{E(i-1)}}$$

Por lo tanto el intervalo de tiempo en el que se eroga un caudal mayor que el de la consigna es $T_{sec(i)}$, e igual a:

$$T_{sec(i)} = \Delta t - T_s$$

En el primer intervalo el embalse funcionará con la siguiente consigna:

$$t \leq T_s$$

$$Q_{SALIDA} = Q_{OBJETIVO}$$

En el segundo intervalo de tiempo:

$$t > T_s$$

$$Q_{SALIDA} = Q_{ENTRADA}$$

$$N_E = NME$$

En un caso como este, el embalse cumple la consigna de caudales mínimos de usos consuntivos todo el día.

4.4.2 Caso de $N_{FINAL} < NmE$

De manera análoga a como se hizo en el caso anterior, el procedimiento consiste en calcular el momento en que el nivel del embalse llega al Nivel Mínimo Extraordinario (NmE), suponiendo una variación lineal del mismo. En la figura se muestra el comportamiento del embalse y la corrección que se realiza al recalcular el nivel.

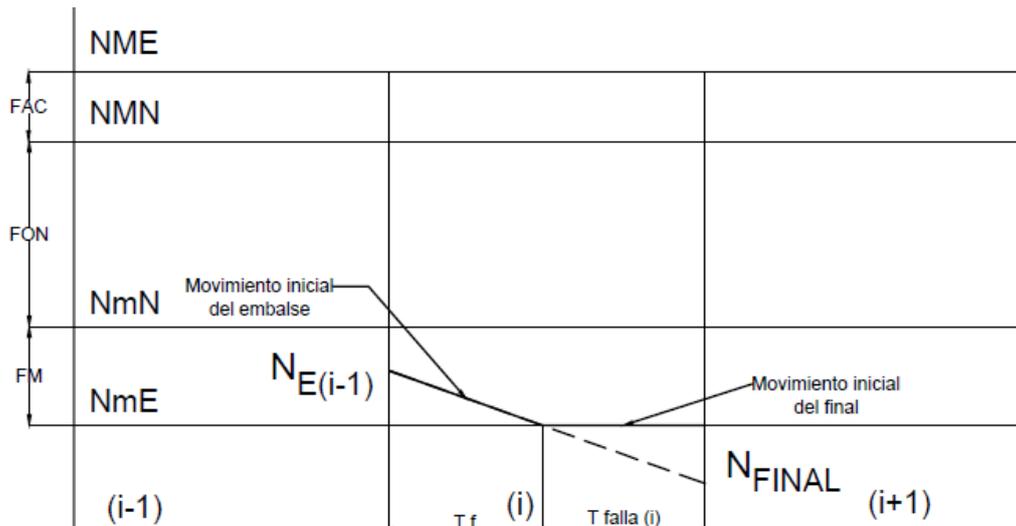


Figura 4.8: Caso en el que el nivel del embalse desciende por debajo del NmE

El instante en el que el nivel del embalse llega al Nivel Mínimo Extraordinario se debe cambiar la forma de operar, tal como ocurre en el caso analizado anteriormente. Lo primero que se calcula es el instante T_f . Para ello se emplea una semejanza de triángulos utilizando los valores conocidos: el intervalo de tiempo de cálculo, el nivel inicial y final de cálculo del día, y el Nivel Mínimo Extraordinario.

$$\frac{T_f}{N_{E(i-1)} - NmE} = \frac{\Delta t}{N_{E(i-1)} - N_{FINAL}}$$

Despejando se obtiene:

$$T_f = \left(\frac{N_{E(i-1)} - NmE}{N_{E(i-1)} - N_{FINAL}} \right) \times \Delta t$$

En el primer intervalo el embalse funcionará con la siguiente consigna:

$$t \leq T_f$$

$$Q_{SALIDA} = Q_{OBJETIVO}$$

$$T = T_{OBJETIVO}$$

En el segundo intervalo de tiempo:

$$t > T_s$$

$$Q_{SALIDA} = Q_{ENTRADA}$$

$$N_E = NmE$$

$$T = T_{FALLA}$$

El caudal que eroga el embalse en el intervalo $T_{OBJETIVO}$ (i) es el de la consigna ($Q_{OBJETIVO}$). Por lo tanto, en el instante i se cumple la consigna sólo una parte del mismo.

El caudal que eroga el embalse en el intervalo T_{FALLA} (i) es menor que la consigna, por lo que en dicho intervalo el aprovechamiento no cumplirá con la misma, considerando a esta situación como falla.

Al realizar los cálculos descriptos, en todo el período de tiempo analizado, se tiene el comportamiento del embalse para la serie de estudio.

Resumiendo, se puede decir entonces que en las situaciones en las que el nivel del embalse coincide con el Nivel Mínimo Extraordinario serán las que se computan como fallas, y son los períodos en que el embalse eroga un caudal menor que el de la consigna u objetivo.

Las situaciones en las que coincide con el Nivel Máximo Extraordinario son las que se erogan los caudales de excedencia, siendo el caudal total de salida mayor que el objetivo y que el turbinable.

4.4.3 Contabilización de la falla en volumen

Otra manera de contabilizar la falla, y que resulta de mayor utilidad para este tipo de aprovechamientos, es el de la contabilización de la misma en volumen. En el capítulo 4.3.2 se explica una manera de contabilizar la falla en tiempo, según el nivel del embalse, siendo independiente ello de los caudales que se erogan en dicho paso de cálculo.

Lo que aquí se propone, es tener en cuenta la relación que existe entre el caudal que se eroga y el caudal objetivo (mínimo de usos consuntivos) para cada paso de cálculo. Es decir, que se comprueba que el caudal erogado sea mayor o igual que el mínimo de usos consuntivos. Si esto no ocurre, se contabiliza a la diferencia existente entre ellos. Si a estos valores se los suma para la totalidad de la serie, se obtiene el volumen de falla total para la misma.

$$Volumen\ de\ falla\ [\%] = \frac{\sum_i^n (Q_{mín\ cons.} - Q_{erogado})}{\sum_i^n Q_{mín\ cons.}} \times 100$$

De esta forma, se tienen en cuenta momentos en los que la premisa de caudales mínimos no se cumple, tales como cuando, por respetar la variación diaria máxima de caudales, no es posible, dentro del lapso contemplado por el paso de cálculo, la erogación de un caudal que varía de un día a otro (por ejemplo, debido a un cambio de mes y de caudal) en más de un 10%. Esto no se tendría en cuenta si se contabilizara la falla como se indica en el anterior inciso.

4.5 Alcance del modelo

En este inciso se mencionan los fenómenos que no se tienen en cuenta en la modelación de los aprovechamientos:

- Posibles cambios en la erogación de caudales debido a precipitaciones en la cuenca. Esto se da cuando en la zona bajo riego de la provincia de Buenos Aires se producen importantes precipitaciones que satisfacen en forma parcial o total en esos momentos la demanda de los cultivos, lo que se traduce en una considerable disminución en la erogación de caudales en CdP, al ser Buenos Aires la provincia que consume la mayor proporción respecto a estos últimos.
- Aguas abajo de CdP se encuentra un río tributario (Curacó) el cual se activa esporádicamente en función de los aportes debidos al derretimiento de nieves. Al sur de la provincia de La Pampa existe un sistema de lagunas donde este curso desagua. Existe un acuerdo entre las provincias para evitar que el avance del agua llegue hasta el río Colorado, debido a la importante concentración de sales que el mismo presenta. Sin embargo, si los aportes son muy grandes dicho sistema no es capaz de retener efectivamente las aguas y puede generarse una descarga en el río Colorado a la altura de Pichi Mahuida. Si esto sucede, en las normas de operación se establece que el embalse Casa de Piedra erogue caudales superiores a los mínimos de usos consuntivos, para disminuir la concentración de sales y que, de esta manera, las aguas pueden seguir siendo empleadas para el riego, sin comprometer la fertilidad de los suelos. Esta situación se presentó en el año 2007, cuando se erogaron importantes caudales para atenuar este fenómeno.

4.6 Explicación del Modelo de Embalse desarrollado

Se parte de la serie hidrológica (analizada en el Capítulo 4.1.1) correspondiente a un período de 27 años, dentro de la cual se encuentran: el caudal medio diario del río, la precipitación diaria y la evaporación e infiltración diarias (balance hídrico medio anual de la cuenca). Cabe aclarar, que estas últimas se basan en la distribución anual del volumen evaporado e infiltrado en el embalse provista por el COIRCO como se detalla en el Capítulo 4.1.4.

También, se cuenta con las leyes de Nivel – Volumen y Nivel – Área del embalse (Capítulo 4.1.2) y con la Ley de restitución (Capítulo 4.1.3), que relaciona los caudales erogados y el tirante del cauce a la salida de la presa.

1	2	3	4	5	6	7
Fecha	Qe	Clasificación Derrame	Derrame	Cota inicial	Vol inicial	Área
[-]	[m ³ /s]	[-]	[-]	[m]	[hm ³]	[Ha]
1/1/1990	99.28	SECO	1486.44	1560.72	291.28	1219.65
1/2/1990	95.82	SECO	1486.44	1560.64	290.39	1217.50
1/3/1990	91.66	SECO	1486.44	1560.54	289.20	1214.62
1/4/1990	88.44	SECO	1486.44	1560.41	287.65	1210.86
1/5/1990	87.96	SECO	1486.44	1560.25	285.82	1206.43
1/6/1990	86.62	SECO	1486.44	1560.09	283.95	1201.87
1/7/1990	86.50	SECO	1486.44	1559.91	281.97	1197.03
1/8/1990	85.58	SECO	1486.44	1559.74	280.03	1192.29
1/9/1990	85.09	SECO	1486.44	1559.56	277.95	1187.20

Tabla 4.16: Extracto del modelo de embalse de PdV

En la Tabla 4.16 se muestran los primeros pasos que se realizan en el modelo de embalse planteado. En la columna N°1 se indica en qué fecha se hizo la medición del caudal entrante al embalse. En la columna N°3 se muestra el caudal ingresante al aprovechamiento. El derrame estacional pronosticado, correspondiente al año asociado a cada paso de cálculo, figura en las columnas N°3 (clasificación) y N°4 (valor en hm³). El nivel inicial del embalse para cada paso de cálculo se vuelca en la columna N°5. El nivel correspondiente a la primera fila del modelo, es decir, con el que se decide dar inicio a la corrida, debe ser igual al nivel que se obtiene en el último paso de cálculo. Esto debe respetarse para que dicho modelo verifique la independencia de los valores iniciales. Con este último dato y con la Ley de Nivel - Volumen en la columna N°6 se determina el volumen embalsado. Con la Ley Nivel-Área en la columna N°7 se calcula la superficie expuesta del embalse.

8	9	10	Usos consuntivos		
Precipitación diaria	Q precipitación	Q evaporación e infiltración	Q mín Obj < 1200	Q mín Obj (1200 < Q < 2000)	Q mín Obj > 2000
[mm]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
5.00	0.69	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00
0.00	0.00	3.02	103.00	106.58	113.00

Tabla 4.17: Extracto del modelo de embalse de PdV

A continuación, en la columna N°8 se vuelcan los valores de precipitación diaria. En la columna N°9 se expresa la precipitación como caudal diario teniendo en cuenta la superficie expuesta del embalse. En la columna N°10 se encuentra el caudal asociado a la evaporación diaria e infiltración para cada paso de tiempo.

Los caudales mínimos de erogación aguas abajo se ubican en las columnas N°11, 12 y 13.

Q mín en FAC [m³/s]										24
200	210	225	250	275	300	350	400	500	600	Q sal mín tabla
										[m³/s]
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00
1630.00	1630.03	1630.06	1630.13	1630.19	1630.25	1630.38	1630.50	1630.75	1631.00	0.00

Tabla 4.18: Extracto del modelo de embalse de PdV

En el intervalo de columnas 14 a 23, se encuentra el procedimiento de cálculo del caudal mínimo de erogación cuando el embalse se ubica en la Franja de Atenuación de Crecidas (FAC). Dependiendo del día del mes, del año hidrológico estacional pronosticado y el nivel del embalse, se obtiene un caudal (columna N°24) obligatorio a erogar, para asegurar la disponibilidad de un volumen en el aprovechamiento que permita la correcta atenuación de la crecida.

24	25	26	27	28	29	30
Q sal mín tabla	Q sal mínimo total	Q turb CONSIGNA	Q sal total corregido POR NmE y NME	Q turb FINAL	Q sal TOTAL	Q sal VARIACIÓN MÁXIMA
[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58
0.00	106.58	0.00	106.58	0.00	106.58	106.58

Tabla 4.19: Extracto del modelo de embalse de PdV

En la columna N°24, figura el caudal de salida mínimo total. Éste se obtiene como el máximo caudal mínimo entre usos consuntivos y atenuación de crecidas.

Luego, se ubica el caudal a turbinar (columna N°26) según la consigna de adelantamiento de caudales de cada escenario en particular. Esto se explica en detalle en el Capítulo 6 correspondiente a los diferentes escenarios que se modelan.

En la columna N°27, se realiza una corrección del caudal a erogar en los casos en que el nivel del embalse coincida con el Nivel Máximo Extraordinario o el Nivel Mínimo Extraordinario. Como se explica anteriormente, en estos casos el caudal de salida debe ser igual al disponible.

El caudal a turbinar (columna N°28) resulta de la comparación entre el caudal de salida mínimo total corregido por niveles (columna N°27) y el caudal a turbinar según escenario (columna N°26). Selecciona el mayor de estos caudales y además se realizan dos verificaciones:

- 1) Que el nivel del embalse sea mayor a 1577,45 m (Nivel Mínimo Normal), de manera tal de que las turbinas funcionen correctamente.
- 2) Que el caudal sea mayor que el mínimo caudal turbinable por máquina (30 m³/s) y como máximo igual a 210 m³/s, el cual corresponde al caudal máximo turbinable del conjunto de máquinas de la central (3).

El caudal de salida total (columna N°29) es el máximo caudal resultante de la comparación entre el caudal a turbinar y el caudal de salida total corregido por niveles.

El caudal de salida total corregido por variación máxima (columna N°30), es el caudal de salida total afectado por la rampa de ascenso o descenso máxima diaria permitida por la norma:

- Para caudales inferiores a 250 m³/s se permite hasta un 20% de variación diaria en ascenso y/o descenso y para caudales superiores a 250 m³/s la variación diaria permitida es de hasta 50 m³/s. El cálculo del gradiente diario se realiza sumando los distintos gradientes horarios del día en valor absoluto.

31	32	33	34	35	36	37	38	39
N rest	Hu	Q turb CORREG POR VAR MÁX	Potencia eléctrica	Δ Vol	Volumen final	Continuidad	Cota final	Cota final corregida
[m]	[m]	[m ³ /s]	[KW]	[hm ³]	[hm ³]	[hm ³]	[m]	[m]
1493.84	66.88	0.00	0.00	-0.89	290.39	0.00	1560.64	1560.64
1493.84	66.81	0.00	0.00	-1.19	289.20	0.00	1560.54	1560.54
1493.84	66.70	0.00	0.00	-1.55	287.65	0.00	1560.41	1560.41
1493.84	66.57	0.00	0.00	-1.83	285.82	0.00	1560.25	1560.25
1493.84	66.41	0.00	0.00	-1.87	283.95	0.00	1560.09	1560.09
1493.84	66.25	0.00	0.00	-1.99	281.97	0.00	1559.91	1559.91
1493.84	66.08	0.00	0.00	-1.94	280.03	0.00	1559.74	1559.74
1493.84	65.91	0.00	0.00	-2.08	277.95	0.00	1559.56	1559.56
1493.84	65.72	0.00	0.00	-2.12	275.84	0.00	1559.37	1559.37

Tabla 4.20: Extracto del modelo de embalse de PdV

En la columna N°31 se calcula, teniendo en cuenta el caudal de salida corregido por variación máxima, la cota del pelo de agua en la restitución. Luego en la columna N°32 se obtiene el salto útil disponible para la generación (H_u), realizando la diferencia entre cota de embalse (N_e) y suma entre la cota de restitución y las pérdidas de carga (P_{carga}). Las pérdidas de carga se calculan con la expresión vista en el Capítulo 4.2.3. A continuación, se muestra la expresión que se emplea para calcular el salto útil:

$$H_u = N_e - N_{rest} - P_{carga}$$

Continuando con los cálculos, para obtener la potencia en cada paso de tiempo, en la columna N°33 se determina, siguiendo el mismo criterio que el de la columna N°28, el caudal final a turbinar, teniendo en cuenta esta vez el caudal de salida corregido por variación máxima. A continuación, la potencia se obtiene en la columna N°34 a través de la siguiente expresión:

$$Potencia\ eléctrica\ [kW] = \eta \times H_u\ [m] \times Q \left[\frac{m^3}{s} \right] \times \gamma \left[\frac{kg}{m^3} \right] / 1000$$

Donde:

- η es el rendimiento total, que tiene en cuenta el rendimiento del generador (98%), del transformador (99%) y el rendimiento de la turbina (92%), lo que entrega como resultado un rendimiento del 89%.
- H_u es el salto útil.
- Q el caudal turbinado.
- γ representa el peso específico del agua

Finalmente, se realizan los cálculos relacionados con la ecuación de continuidad, que permiten verificar al final de cada intervalo de tiempo la consistencia del modelo. Es decir, que el volumen inicial del embalse más la diferencia entre los aportes y salidas (representado por ΔV en la columna N°35) es efectivamente igual al volumen obtenido al final de cada paso de cálculo (columna N°36).

$$V_{(INICIAL)} + \Delta V = V_{(FINAL)}$$

$$\Delta V = (A-S) \cdot \Delta t$$

Donde:

- A: Aportes recibidos por el embalse (caudal de entrada, precipitaciones)
- S: Salidas desde el embalse (caudal de salida, pérdidas por evaporación e infiltración)

La cota final del embalse representada en la columna N°38 se obtiene aplicando la inversa de la fórmula descrita en el Capítulo 4.1.2. Seguidamente en la columna N°39 se corrige esta última teniendo en cuenta que el embalse no puede superar la cota 1631 m ni descender por debajo de la cota 1534 m.

Este último valor es el que se adopta como cota inicial para el siguiente paso de cálculo, repitiéndose el procedimiento detallado hasta aquí para la totalidad de la serie hidrológica de caudales empleada.

5. Modelo de embalse: Casa de Piedra

5.1 Características principales de la presa

El Aprovechamiento Multipropósito Casa de Piedra se emplaza sobre el río Colorado en el límite entre las provincias de La Pampa y Río Negro. Las coordenadas geográficas del cierre son 38°13' S 67°11' W.

5.1.1 Presa

La presa es de materiales sueltos con núcleo impermeable. Las dimensiones principales de la presa son:

- Volumen útil del embalse (entre cota 275 y 283,5 msnm): 2040 hm³
- Volumen total del embalse (cota 285,5 msnm): 4300 hm³
- Área del embalse (para cota 285,5 msnm): 40.000 ha
- Cota de coronamiento: 287,20 msnm
- Cota de fundación mínima: 245 msnm
- Altura máxima desde la fundación: 42 m
- Longitud de coronamiento: 10.781 m
- Volumen de presa : 12.550.000 m³

5.1.2 Central hidroeléctrica

La Central Hidroeléctrica se ubica a pie de presa sobre la margen derecha del río. Cuenta con dos turbinas Francis de eje vertical cuya potencia nominal unitaria es de 30 MW a 157,90 rpm. En la Figura 5.1 y la Figura 5.2 se muestran los diagramas colinares correspondientes a las turbinas con las que está equipada la central.

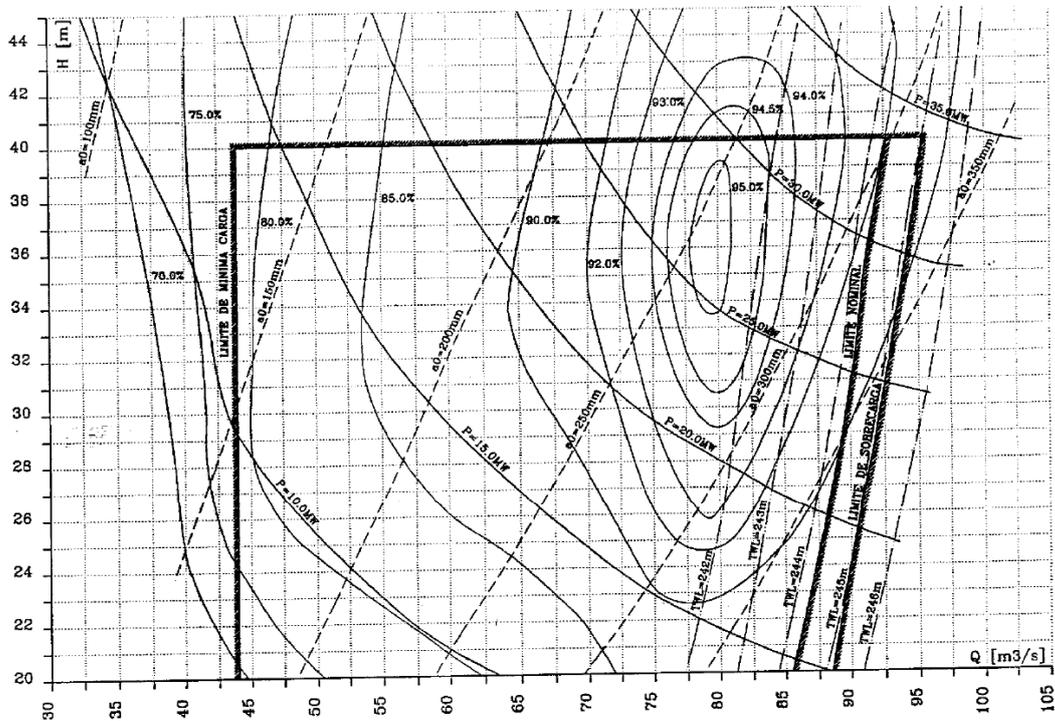


Figura 5.1: Diagrama colinar de una turbina. Fuente: COIRCO

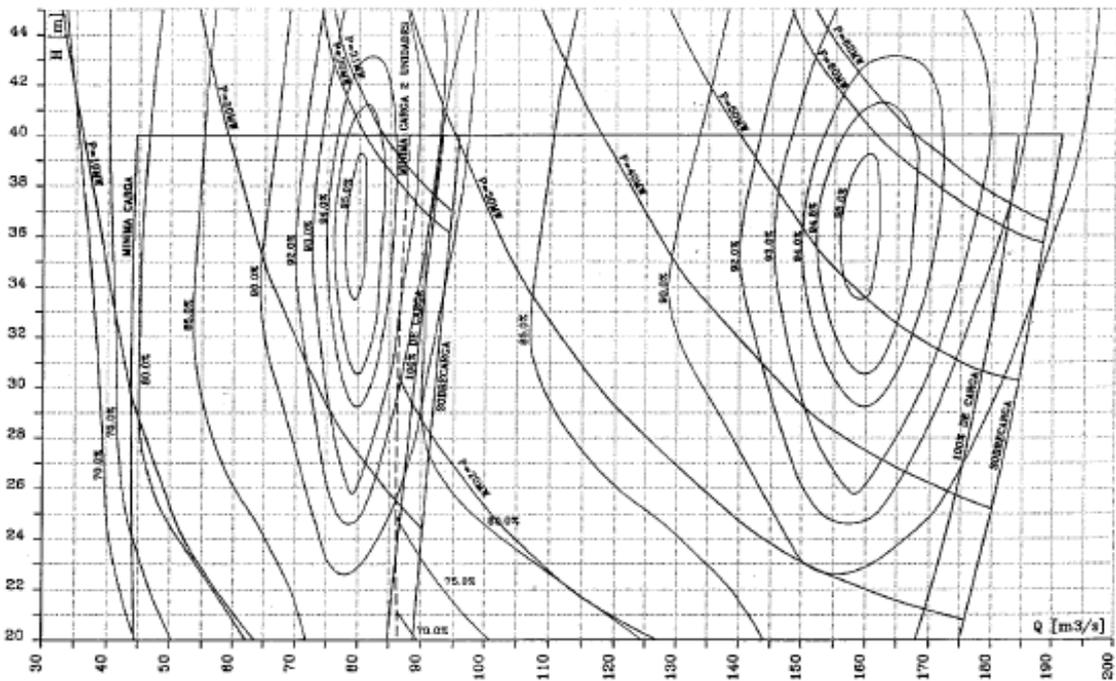


Figura 5.2: Diagrama colinar correspondiente a ambas turbinas. Fuente: COIRCO

5.1.3 Vertedero

El vertedero se ubica sobre margen derecha. Posee una rápida de hormigón y en su terminación posee un salto de esquí con dientes. Su capacidad máxima de diseño es de 3.081 m³/s. Tiene un ancho total de 39 m y cuenta con 3 compuertas. El umbral del vertedero se encuentra a cota 273,00 msnm.

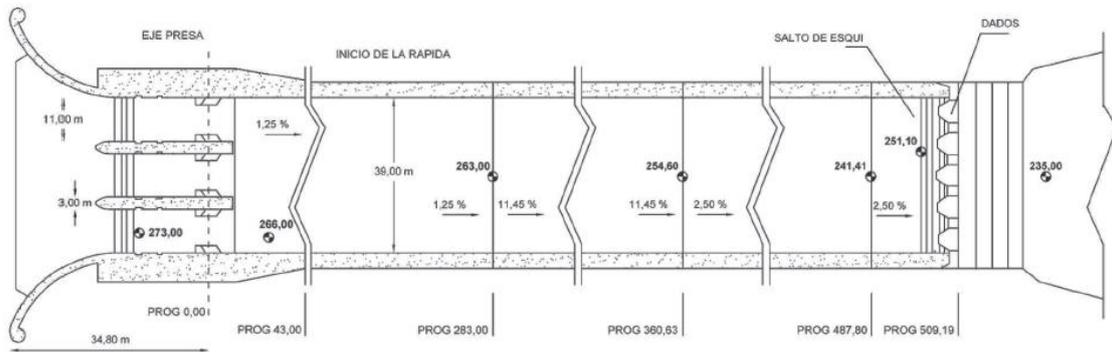


Figura 5.3: Esquema en planta del vertedero. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III.

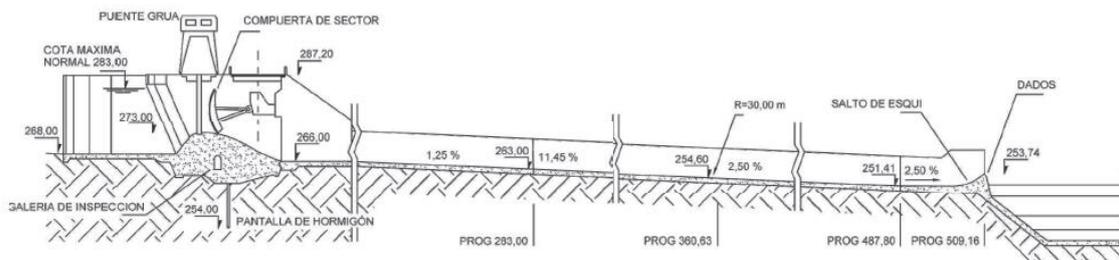


Figura 5.4: Corte del vertedero. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III.

5.1.4 Toma para riego

Cuenta con conducto de 200 m, cuyo diámetro es de 6 m. Esta tubería se bifurca con conexión a sendas válvulas. Estos conductos poseen un diámetro de 5 m. De uno de ellos se deriva mediante una válvula mariposa de 2 m de diámetro a un acueducto de 2,40 m de diámetro para abastecer con un caudal máximo de $13,60\text{m}^3/\text{s}$ a una planta de bombeo situada a 1500 m aguas abajo de la presa. Poseen como órgano de regulación una válvula tipo Howell-Bunger de 3,50 m de diámetro. Ambos desaguan en un cuenco amortiguador, que cuenta con un ancho de 10 m, 15 m de alto y una longitud de 62 m.

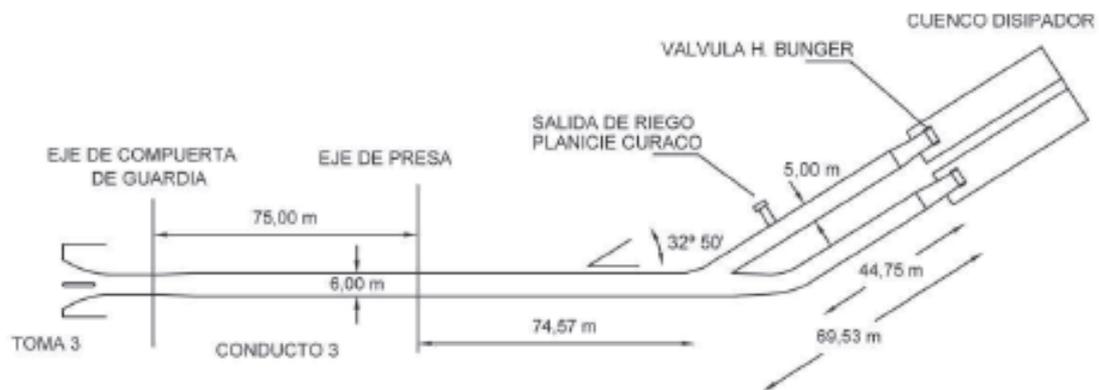


Figura 5.5: Esquema de la toma para riego. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III.

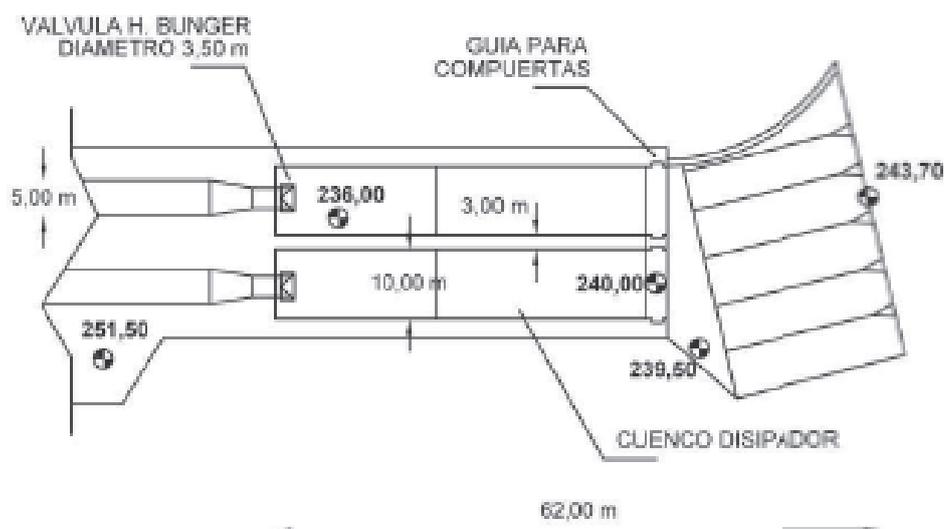


Figura 5.6: Planta del cuenco disipador. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III.

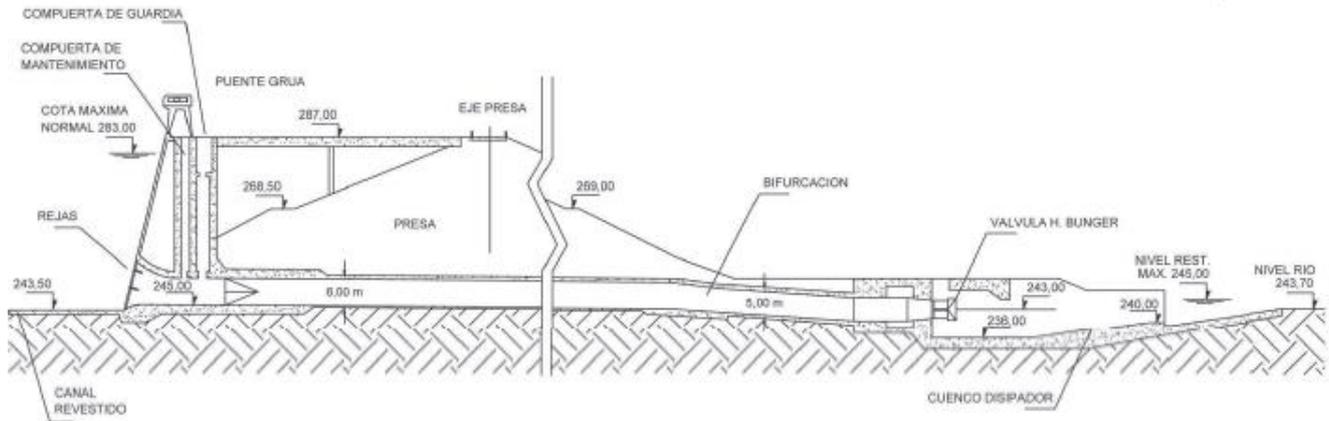


Figura 5.7: Corte de la toma para riego. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III.

5.2 Información básica empleada para la modelación

5.2.1 Serie de caudales

El caudal de entrada utilizado para modelar el funcionamiento del embalse Casa de Piedra es el correspondiente a la estación de aforo de Buta Ranquil, que es la más próxima aguas abajo de la confluencia de los dos principales cauces que componen al río Colorado: el río Grande y el Barrancas, afectado por las pérdidas por evaporación e infiltración y los usos que se dan en el tramo Buta Ranquil – Casa de Piedra.

El caudal del río Colorado está conformado en términos medios en un 65% por el aporte del río Grande y el 35% restante por lo que aporta el río Barrancas. Para Buta Ranquil existen registros históricos de caudal (según información aportada por COIRCO) a partir del año 1940. Sin embargo, existe un período de treinta años (desde 1960 hasta 1990) en el que solo constan registros de caudales medios mensuales.

Debido a que se realiza una simulación de los embalses en serie, es necesario cuantificar la modificación de los caudales que se produce debido a la existencia del embalse Portezuelo del Viento sobre el río Grande. Por esta razón, fue necesario utilizar registros hidrométricos de los dos ríos por separado, siempre respetando que éstos hayan sido obtenidos durante los mismos períodos de tiempo para poder plasmar correctamente las modificaciones debidas a la operación del embalse aguas arriba de la confluencia.

Se plantea una serie de caudales de ingreso a Casa de Piedra, utilizándose para esto:

- Los datos de la estación de medición Barrancas sobre el río Barrancas.
- Los datos de la estación Puesto de Gendarmería sobre el arroyo Poti Malal, el cual es un afluente del río Grande aguas abajo de la ubicación de Portezuelo del viento.
- Los caudales de la estación La Gotera sobre el río Grande ubicado aguas debajo de Portezuelo del Viento.
- Los datos del caudal medido en la estación de Buta Ranquil sobre el río Colorado aguas abajo de la confluencia de los ríos Barrancas y Grande.

Primeramente, es necesario definir el traslado de los hidrogramas desde los respectivos puntos donde se obtuvieron los registros hasta Buta Ranquil, para determinar el valor de caudal que ingresa en el modelo de Casa de Piedra. Para resolver este tema, se prosigue de la siguiente manera:

- Los registros de la estación Barrancas, debido a su cercanía con Buta Ranquil, no se desfasan.
- Para el caso de los caudales medidos en las estaciones La Gotera y Puesto Gendarmería, al existir una distancia considerablemente mayor entre estas últimas y Buta Ranquil, es necesario considerar un desfase del hidrograma.

Para poder simular correctamente este fenómeno se debería realizar un estudio a través de una modelación hidrológica e hidrodinámica. Debido a la falta de datos de topografía y batimetría necesarios para realizar esto último, se hacen diferentes estimaciones desfasando los datos de La Gotera y Puesto Gendarmería uno, dos y tres días, a los que se les suma los datos de caudales del río Barrancas sin desfasar, calculándose así las diferencias existentes entre dicha suma y los datos originales de la estación Buta Ranquil.

Como criterio para evaluar cuál de estas aproximaciones es la más conveniente, se calcula el error cuadrático medio (ECM) de cada una de ellas. Los resultados obtenidos se vuelcan en la Tabla 5.1.

Desfasaje	ECM
[días]	[-]
1	422
2	544
3	712
4	883

Tabla 5.1: Error cuadrático medio para cada estimación.

Se concluye de este modo, que, desfasando un día los datos del río Grande, se logra el mejor ajuste. A continuación, se calculan los derrames anuales para serie con el criterio explicado anteriormente. Los datos se vuelcan en la Tabla 5.2.

Año Hidroológico	Original	Desfasado Un Día		
	Derrame Anual	Derrame Anual	Diferencia	
	[Hm ³]	[Hm ³]	[Hm ³]	%
1990-1991	3.111,43	3.237,41	125,98	4,05
1991-1992	4.612,81	4.334,57	-278,24	-6,03
1992-1993	5.709,84	5.520,87	-188,97	-3,31
1993-1994	4.656,25	4.836,25	180,00	3,87
1994-1995	4.955,79	4.897,54	-58,26	-1,18
1995-1996	4.842,40	4.852,05	9,65	0,20
1996-1997	2.255,41	2.330,35	74,94	3,32
1997-1998	6.271,77	5.872,11	-399,66	-6,37
1998-1999	1.997,62	1.879,75	-117,88	-5,90
1999-2000	3.791,30	3.623,96	-167,35	-4,41
2000-2001	6.138,75	5.551,57	-587,17	-9,57
2001-2002	6.352,12	5.935,74	-416,38	-6,56
2002-2003	7.340,28	6.960,90	-379,38	-5,17
2003-2004	4.005,05	3.918,67	-86,38	-2,16
2004-2005	3.622,06	3.493,93	-128,13	-3,54
2005-2006	8.184,06	7.993,91	-190,16	-2,32
2006-2007	6.849,90	6.540,96	-308,94	-4,51
2007-2008	3.747,15	3.474,71	-272,45	-7,27
2008-2009	4.483,57	4.631,29	147,71	3,29
2009-2010	4.643,05	4.570,76	-72,29	-1,56
2010-2011	2.647,99	2.551,00	-96,99	-3,66
2011-2012	2.860,33	2.800,84	-59,49	-2,08
2012-2013	2.604,06	2.661,08	57,02	2,19
2013-2014	2.370,22	2.838,98	468,76	19,78
2014-2015	2.657,46	3.084,02	426,56	16,05
2015-2016	3.453,72	3.848,15	394,43	11,42
2016-2017	2.511,25	2.626,33	115,07	4,58
Promedio Diferencias Derrames Anuales[%]				-0,25

Tabla 5.2: Derrames anuales obtenidos desfasados un día los datos de la estación La Gotera

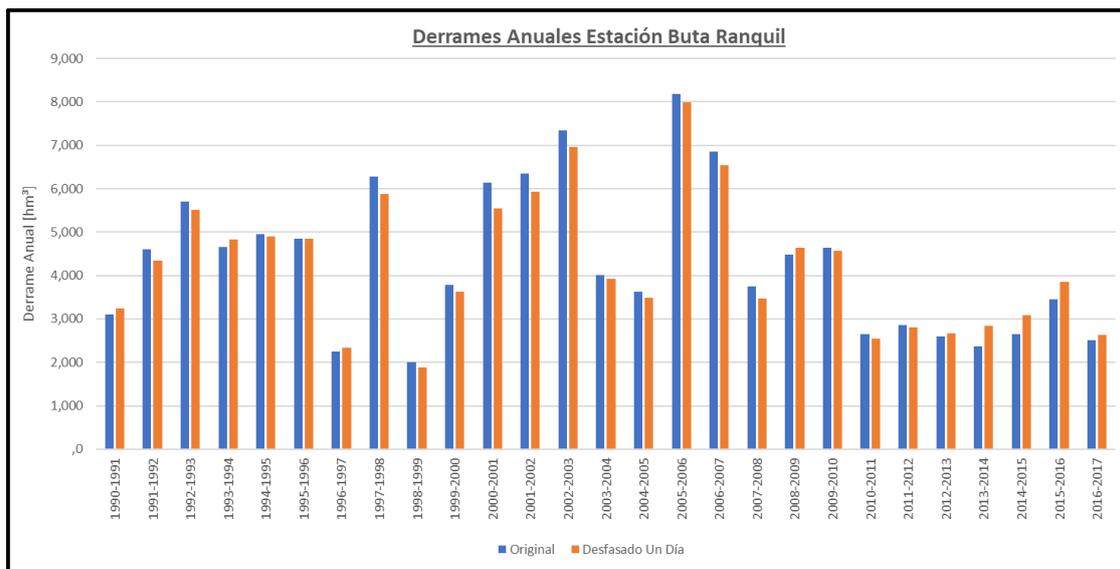


Figura 5.8 Comparación entre derrames anuales medidos y estimados en Buta Ranquil

Puede observarse en la Figura 5.8 que, aunque desfasando el hidrograma un día, sigue existiendo una diferencia con los datos medidos en Buta Ranquil, siendo estos últimos valores en general mayores a la estimación cuando se dan años hidrológicos extra húmedos y húmedos mientras que durante los períodos secos la relación se invierte. Esto es debido a que existen aportes y pérdidas en el tramo mencionado (entre las estaciones La Gotera y Buta Ranquil). En la Tabla 5.2 estas diferencias están expresadas como porcentajes de los valores anuales de derrames.

Lo que se busca a continuación, es la independización de estas diferencias respecto de los mismos. Es decir, obtener expresiones para estimar los aportes y las pérdidas, y que éstas últimas queden únicamente en función del caudal (para que en la modelación en serie de los aprovechamientos este fenómeno pueda ser tenido en cuenta) y que no queden expresadas como porcentajes de caudales o derrames, ya que desde el punto de vista hidrológico no sería del todo correcto. Se toma esta hipótesis luego del análisis de imágenes satelitales, en las que puede verse que el río Grande presenta sectores con grandes valles de inundación y varios brazos con meandros, lo que permite decir que, cuando escurren caudales importantes, dichos valles pasarán a estar cubiertos por agua, por lo que las pérdidas en porcentaje respecto del caudal que escurre serán mayores (Figura 5.10). La erogación más regulada que provocará Portezuelo del Viento llevaría a pensar también que, al escurrir caudales menores, así también lo serán las pérdidas por infiltración (Figura 5.11). A continuación, se muestran imágenes satelitales en las que lo anteriormente explicado queda reflejado.

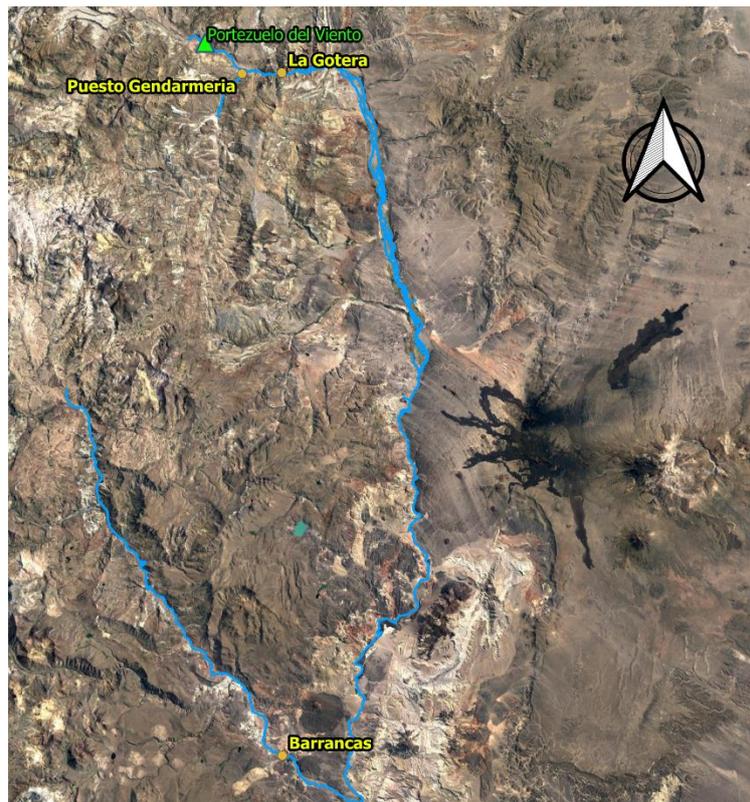


Figura 5.9: Tramo del río Grande analizado.



Figura 5.10: Vista satelital de un tramo del río Grande. Valle de inundación ocupado por agua. Fecha: 26/11/2005.
Fuente: USGS Landsat



Figura 5.11: Vista satelital de un tramo del río Grande. Agua escurriendo únicamente por cauce principal.. Fecha: 15/03/2017. Fuente: USGS Landsat

Ya que no se cuenta con datos de precipitaciones sobre este sector de la cuenca intermedia del río Grande, se dificulta la determinación de los aportes que se producen en el tramo. Puesto que existe cierta proximidad y similitudes hidrometeorológicas entre ambas cuencas, se propone establecer una correlación entre el caudal medido en Barrancas y dichos aportes, basándose en la relación entre las superficies de aporte de ambos cauces.

De esta forma, se establece que el sector de la cuenca que aporta significativamente al río Grande es aproximadamente equivalente en superficie al 80 % de la cuenca del río Barrancas, por lo que:

$$\text{Aportes} = 0,8 \times Q_B$$

Una vez determinados los aportes, se prosigue con la estimación de las pérdidas en el tramo, las cuales se deben fundamentalmente a la infiltración y la evaporación. Se realiza la hipótesis de que las pérdidas por evaporación diarias en dicho tramo son sustancialmente inferiores a aquellas asociadas a la infiltración y por lo tanto no son consideradas.

Luego de una revisión de la bibliografía existente respecto al tema, puede decirse que es usual aproximar la infiltración en un tramo de cauce como una función que depende del tipo de suelo, pendiente, longitud del tramo y la raíz cuadrada del tirante (Punjab). La citada expresión por lo tanto es del tipo:

$$Q_{p\acute{e}rdidas} = A x (h)^{0,5}$$

- Q pérdidas representa a las pérdidas en el tramo y se expresan en m³/s
- A representa una constante que es función de la pendiente y longitud del cauce como así también del tipo de suelo.
- h representa el tirante de la sección

Debido a la falta de información batimétrica del cauce, no es posible conocer los valores que toma el tirante a lo largo del mismo. Para poder seguir empleando esta expresión, se busca una relación entre el caudal y el tirante para una sección genérica, con capacidades hidráulicas que entregan resultados coherentes con lo esperado en la realidad. Cabe aclarar que esta sección no corresponde a ninguna del río, sino que se utiliza únicamente para vincular caudales con tirantes. La estimación se realiza empleando la conocida expresión de Chezy-Manning.

$$Q = \frac{1}{n} x R_h^{\frac{2}{3}} x i^{\frac{1}{2}} x \Omega$$

Donde:

- Q es el caudal que escurre por la sección.
- n es el coeficiente de rugosidad de Manning.
- Rh es el radio hidráulico de la sección.
- i es la pendiente en el tramo.
- Ω es el área de la sección.

Variables Hidráulicas		
Ancho de Fondo	5	[m]
Pendiente	0.02	-
n Manning	0.03	[s m ^{-1/3}]
m	2	-

Tabla 5.3: Variables hidráulicas adoptadas para la sección

Para ello, se le asignan a dicha sección genérica los valores que se muestran en la Tabla 5.3. De esta forma se calculan los caudales para diferentes valores de tirantes. A los resultados obtenidos (Tabla 5.4) se los vuelca en un gráfico h – Q (Figura 5.12) y se les realiza un ajuste potencial.

Tirante	Área	Per. Mojado	Radio Hidrá.	Caudal
[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m ³ /s]
0.10	0.52	5.45	0.10	0.07
0.50	3.00	7.24	0.41	1.11
0.90	6.12	9.02	0.68	3.15
1.30	9.88	10.81	0.91	6.20
1.70	14.28	12.60	1.13	10.35
2.10	19.32	14.39	1.34	15.67
2.50	25.00	16.18	1.55	22.27
2.90	31.32	17.97	1.74	30.24
3.30	38.28	19.76	1.94	39.66
3.70	45.88	21.55	2.13	50.62
4.10	54.12	23.34	2.32	63.22
4.50	63.00	25.12	2.51	77.52
4.90	72.52	26.91	2.69	93.62
5.30	82.68	28.70	2.88	111.59

Tabla 5.4: Valores de caudal según Chezy-Manning para diferentes tirantes

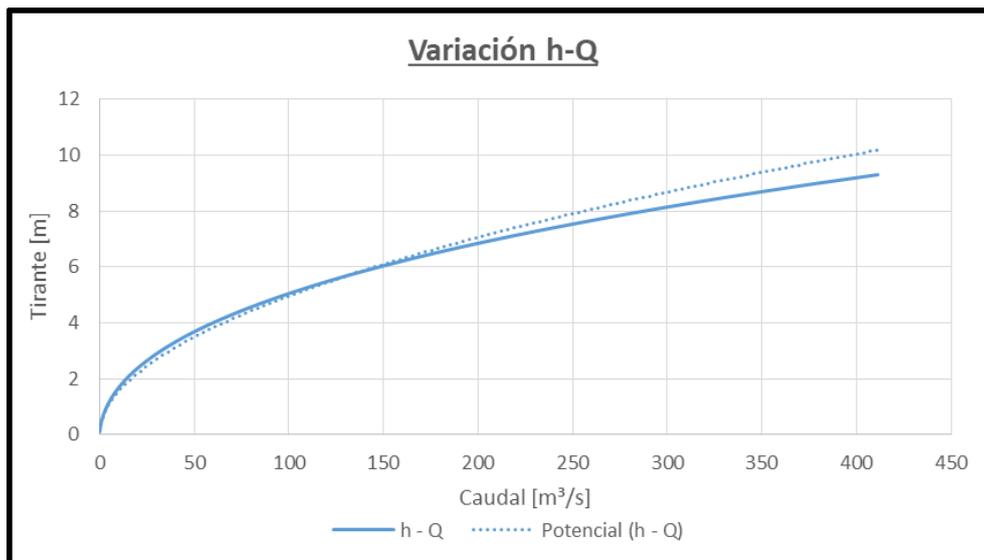


Figura 5.12: Variación tirante – caudal para los valores mencionados

La ecuación que resulta de dicho ajuste, es la siguiente:

$$h = C x Q^B$$

Donde:

- B y C son constantes que varían según las dimensiones de la sección, la pendiente y el n de Manning.

Se realiza un análisis de sensibilidad para observar la variación de los valores de dichas constantes, al modificar las características geométricas de la misma como así también la rugosidad. Se observa que la constante C es la que presenta la mayor sensibilidad frente a estos cambios mientras que la constante B varía levemente en torno al valor 0,45. Se adopta finalmente a este valor como constante.

Reemplazando h en la expresión anterior, se llega a:

$$Q_{pérdidas} = D \times Q^{0,45 \times 0,5}$$

$$Q_{pérdidas} = D \times Q^{0,225}$$

Donde D es la constante a determinar, y que a su vez envuelve a las constantes A y C. La constante, se determina mediante la implementación de un Solver en Excel, teniendo en cuenta los aportes y buscando que la suma de las diferencias entre los derrames medidos y estimados de la serie analizada sea cero. Haciendo esto, se llega a un valor para la constante **D** de **11,88**.

Si se comparan ahora los derrames obtenidos a partir del desfase de un día de los caudales de La Gotera respecto a aquellos obtenidos a partir del ajuste anterior, se llega a los resultados volcados en la Tabla 5.5. Como puede observarse, la suma de las diferencias anuales entre derrames es nula en el caso del ajuste realizado, lo que significa que a lo largo de toda la serie se estarían manejando los mismos volúmenes que aquellos correspondientes a la serie original en Buta Ranquil. Distinto es el caso para las diferencias asociadas al desfase diario, en el que se puede apreciar que existe una subestimación en los volúmenes involucrados.

Año	Derrame			Δ Derrame	
	Original	Desfasado 1 día	Derrame Ajuste	Ori - Desf. 1 día	Ori - Ajust
-	[hm³]	[hm³]	[hm³]	[hm³]	[hm³]
1989-1990	1,146.23	1,071.87	885.20	74.36	261.02
1990-1991	3,111.43	3,228.47	3,036.69	-117.04	74.75
1991-1992	4,612.81	4,338.14	4,339.38	274.66	273.42
1992-1993	5,709.84	5,509.54	5,722.81	200.31	-12.97
1993-1994	4,656.25	4,848.94	4,982.66	-192.69	-326.41
1994-1995	4,955.79	4,894.29	5,059.99	61.50	-104.20
1995-1996	4,842.40	4,856.96	5,075.90	-14.56	-233.50
1996-1997	2,255.41	2,328.73	2,075.23	-73.32	180.18
1997-1998	6,271.77	5,873.25	6,247.07	398.51	24.70
1998-1999	1,997.62	1,882.40	1,531.29	115.22	466.33
1999-2000	3,791.30	3,609.93	3,611.53	181.37	179.78
2000-2001	6,138.75	5,559.58	5,955.78	579.16	182.97
2001-2002	6,352.12	5,937.48	6,441.33	414.65	-89.20
2002-2003	7,340.28	6,957.11	7,552.60	383.17	-212.32
2003-2004	4,005.05	3,922.42	3,841.53	82.62	163.52
2004-2005	3,622.06	3,475.95	3,364.05	146.12	258.01
2005-2006	8,184.06	8,006.19	8,937.83	177.87	-753.77
2006-2007	6,849.90	6,547.51	7,112.21	302.39	-262.31
2007-2008	3,747.15	3,468.41	3,510.94	278.74	236.22
2008-2009	4,483.57	4,637.99	5,011.48	-154.42	-527.91
2009-2010	4,643.05	4,570.27	4,744.25	72.78	-101.20
2010-2011	2,647.99	2,553.90	2,332.23	94.09	315.76
2011-2012	2,860.33	2,796.96	2,597.06	63.36	263.27
2012-2013	2,604.06	2,665.31	2,411.18	-61.25	192.88
2013-2014	2,370.22	2,838.01	2,699.84	-467.79	-329.62
2014-2015	2,657.46	3,084.27	2,904.91	-426.82	-247.45
2015-2016	3,453.72	3,846.01	3,646.95	-392.29	-193.23
2016-2017	2,511.25	2,629.27	2,189.97	-118.02	321.29
SUMA				1,882.71	0.00

Tabla 5.5: Comparación de diferencias entre derrames.

En la Figura 5.13 se comparan año a año los derrames originales en Buta Ranquil frente a los entregados por el ajuste detallado anteriormente. Si bien se logra un ajuste razonable de los derrames para la mayoría de los años, puede observarse que para el año hidrológico 2005 –

2006 se produce una sobreestimación en el derrame. Cabe aclarar que este método es sólo una aproximación de la realidad y que se aplica para salvar la falta de información que se tiene sobre este fenómeno, lo que impide su correcta modelación.

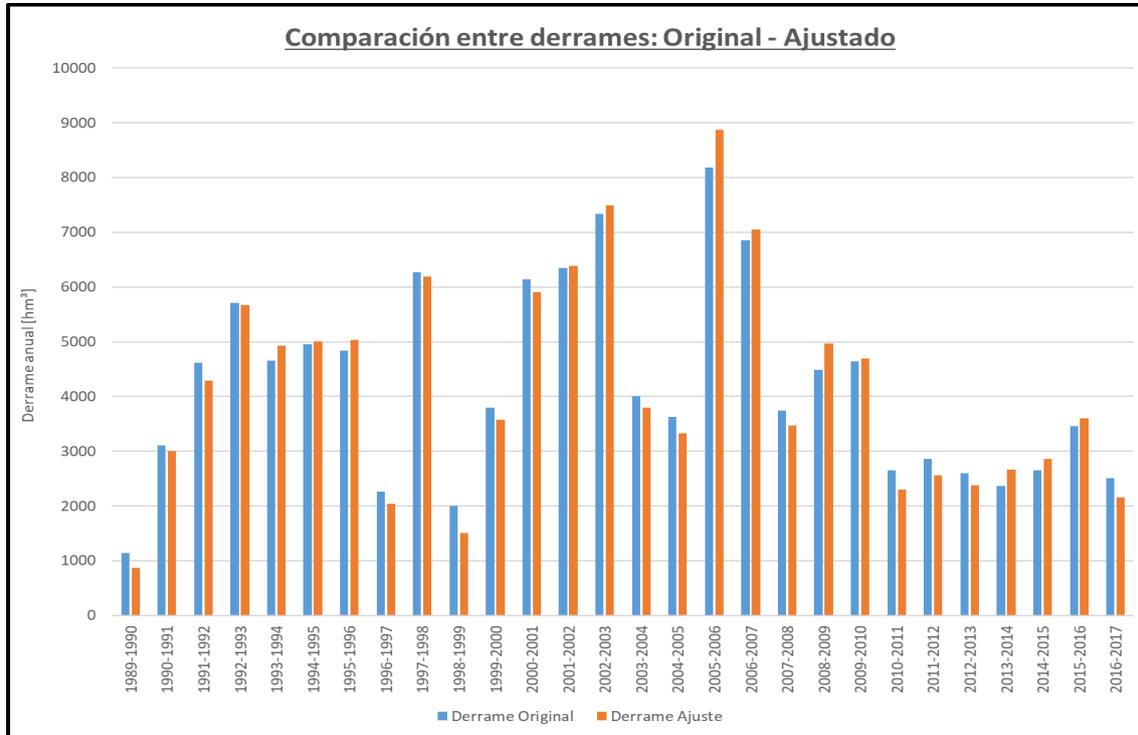


Figura 5.13: Comparación entre derrames (original vs. ajustado)

Como conclusión de esto, la serie de caudales que se tendrían a la altura de la estación Buta Ranquil estaría conformada por:

- los registros de la estación Barrancas
- los caudales erogados por el embalse Portezuelo del Viento y el caudal del arroyo Poti Malal, teniendo en cuenta los aportes y pérdidas en dicho tramo.

Para determinar la serie final ingresante a Casa de Piedra, restaría considerar las pérdidas por infiltración y evaporación en el tramo comprendido entre Buta Ranquil y el ingreso a CdP, como así también los caudales extraídos para cubrir la demanda de riego de las zonas productivas ubicadas a lo largo del mismo y los retornos correspondientes.

Para el cálculo de las pérdidas por infiltración y evaporación del tramo se utiliza la estimación mencionada en el Capítulo 3 (5% de la sumatoria de la nueva serie de caudales a la altura de Buta Ranquil).

Para determinar los caudales extraídos para usos consuntivos en el tramo, se emplean los valores de la Tabla 4.10 y la Tabla 4.11 (aguas arriba de Casa de Piedra). En la Figura 5.14 y la Tabla 5.6 se muestran dichos caudales y su distribución mensual.

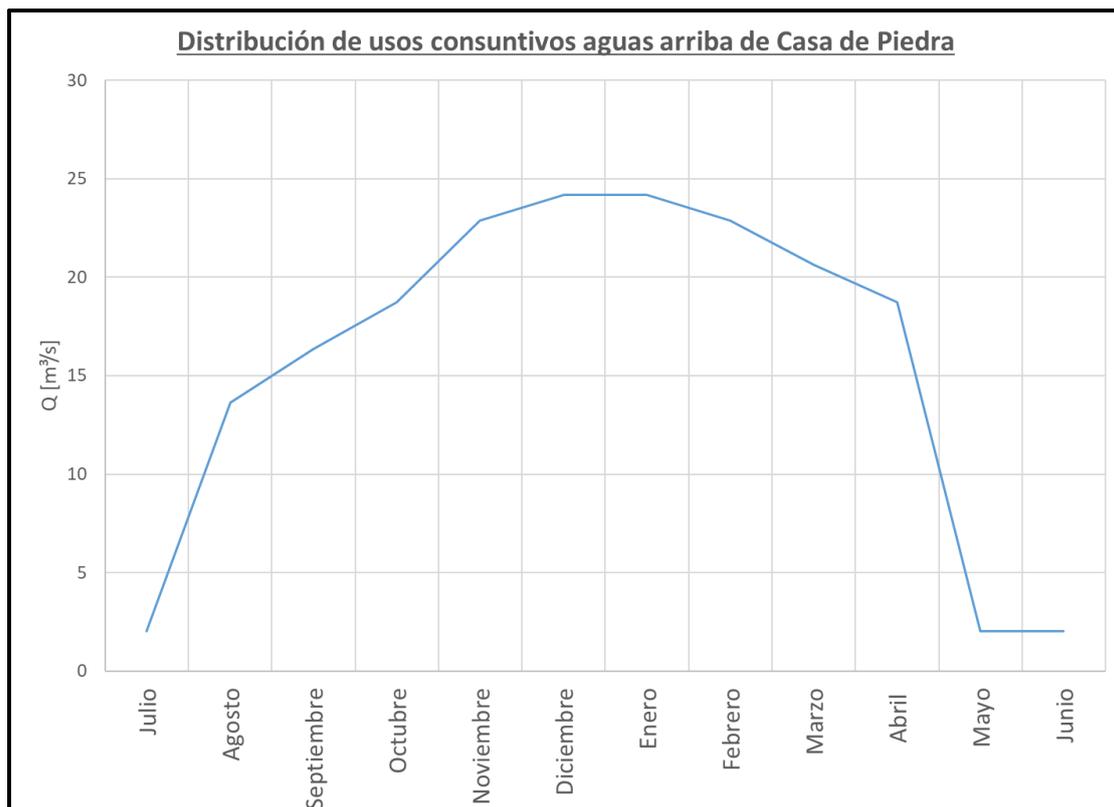


Figura 5.14: Distribución mensual de caudales extraídos para usos consuntivos aguas arriba de CdP. Fuente: COIRCO

Aguas Arriba Casa de Piedra				
Mes	USO	Ruta Bt Rq a CdP	Huma + Ind+riego	Riego
Día				Retorno
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
31	Enero	8.31	24.19	-10.31
28	Febrero	7.25	22.88	-10.26
31	Marzo	5.45	20.63	-9.66
30	Abril	5.48	18.74	-8.82
31	Mayo	2.28	2.03	-4.87
30	Junio	2.33	2.03	-1.79
31	Julio	1.63	2.03	-0.67
31	Agosto	4.73	13.65	-2.64
30	Septiembre	5.25	16.36	-4.97
31	Octubre	6.43	18.74	-6.65
30	Noviembre	7.40	22.88	-8.37
31	Diciembre	7.89	24.19	-9.73

Tabla 5.6: Extracto de la tabla para usos consuntivos y pérdidas aguas arriba de Casa de Piedra. Fuente: COIRCO

Finalmente, el caudal ingresante a Casa de Piedra está conformado por:

- El caudal erogado de Portezuelo del Viento
- El caudal de Poti Malal medido en la estación Puesto Gendarmería
- Los aportes y pérdidas estimas para el tramo comprendido entre Portezuelo del Viento y Buta Ranquil.
- El caudal medido en la estación Barrancas.
- Las pérdidas por infiltración y evaporación en el tramo Buta Ranquil – Casa de Piedra.
- Los caudales extraídos para riego en el tramo Buta Ranquil – Casa de Piedra y los retornos

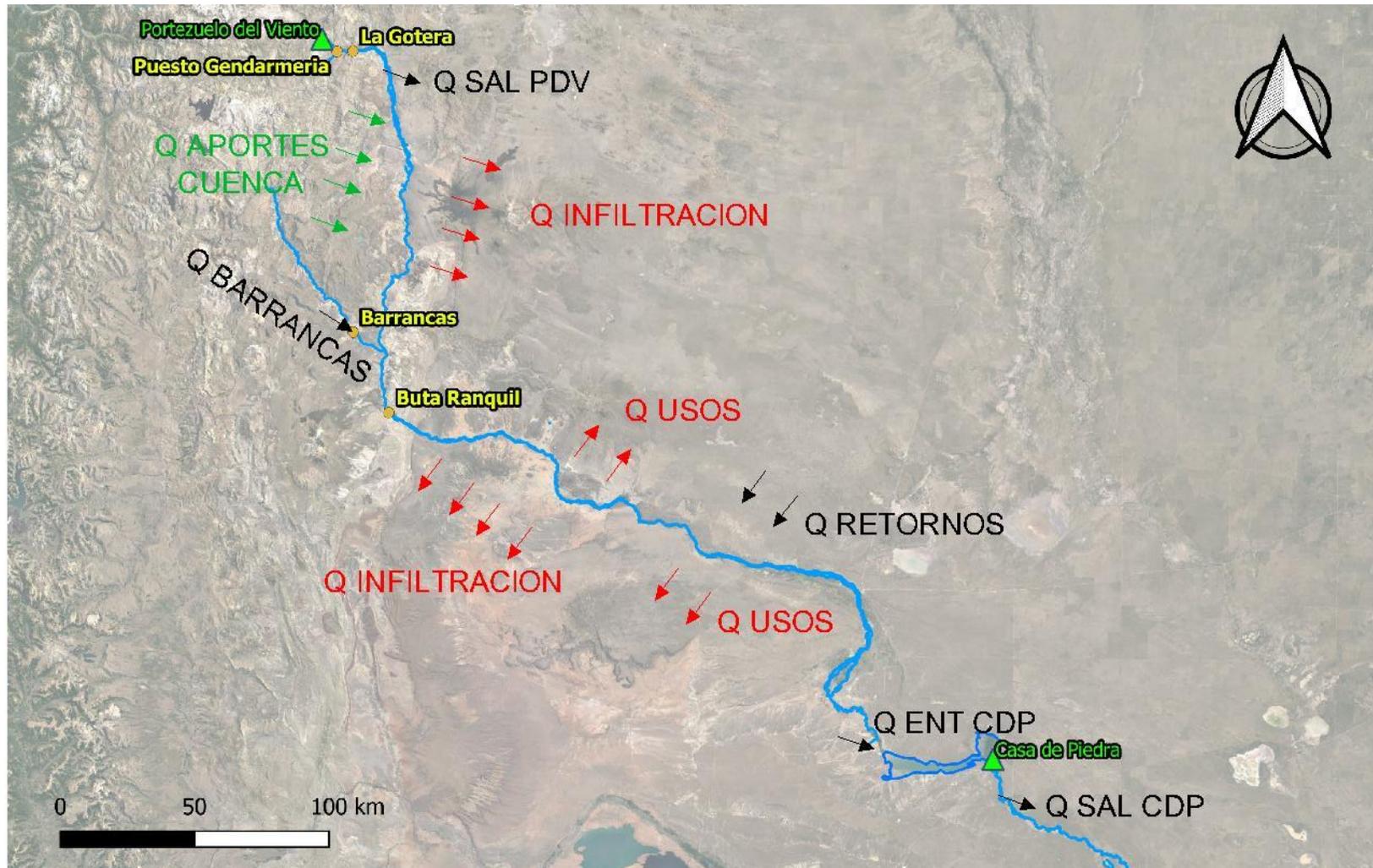


Figura 5.15: Esquema final de la cuenca en el que se representan los usos, pérdidas, aportes, estaciones y aprovechamientos tenidos en cuenta para la modelación. Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Relación Área-Nivel y Volumen-Nivel

Para determinar las variaciones de volumen debido a la evaporación como así también los niveles que tiene el embalse al finalizar cada paso de tiempo adoptado para el cálculo (en este caso diario), es necesario conocer las relaciones entre el nivel y el área expuesta a la acción atmosférica y también la relación entre el nivel y el volumen del embalse. Ambos parámetros son determinados por la topografía del lugar. Esta información fue aportada por COIRCO por lo que solo fue necesario obtener las ecuaciones de las curvas para así cargarlas en el modelo.

Se cuenta con la siguiente información para el ajuste de la Curva Cota-Superficie del embalse:

DATOS DEL EMBALSE		
Nivel	Área	Volumen
[msnm]	[Ha]	[hm ³]
246.64	26	0.00
248	30	0.10
250	56	3.58
252	124	15.06
254	259	36.22
256	490	67.84
258	848	114.03
260	1,370	179.52
263	2,537	318.86
265	3,629	442.10
267	5,021	592.55
269	6,557	772.44
271	8,882	985.85
273	11,443	1,250.28
275	14,488	1,586.77
277	18,068	1,987.48
280	24,554	2,709.12

Tabla 5.7: Datos de área – nivel. Fuente: COIRCO

A partir de ello y mediante el empleo de un Solver en Microsoft Excel se traza una curva (una función exponencial) que ajuste de la mejor manera posible a los datos. La función adoptada tiene los siguientes parámetros de ajuste:

$$\text{Área [Ha]} = a (\text{Cota [m]} - C_0)^b$$

Donde:

- Cota: es la cota en la cual se encuentra el embalse. Se expresa en metros (m).
- C₀: es la cota para la cual el volumen almacenado es igual a 0. Se conoce que C₀ = 246,64 m.
- Área: es el área del embalse cuando el mismo alcanza la cota de cálculo indicada. Se expresa en hectáreas (Ha).
- a y b: son constantes de ajuste

Como resultados de la resolución del Solver, la curva que mejor se ajusta es la siguiente:

$$\text{Volumen [Hm}^3\text{]} = 0,2988 (\text{Cota [m]} - 246,64 \text{ m})^{3,2259}$$

En el siguiente gráfico se muestra la relación entre los datos de base y el ajuste realizado:

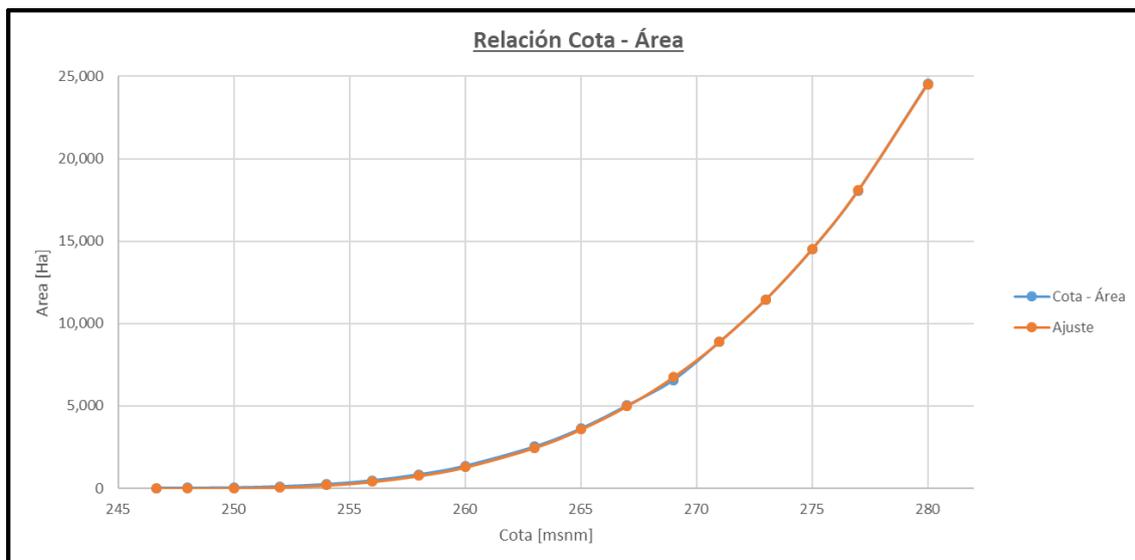


Figura 5.16: Relación cota – área. Fuente: Elaboración propia

Este dato se utiliza principalmente para la evaporación producida en la superficie del embalse, siendo un dato de gran importancia para este aprovechamiento ya que el 10% del derrame anual se pierde debido a este fenómeno, con lo cual se intenta reducir al mínimo el área expuesta.

También se cuenta con la siguiente información (Tabla 5.8) para el ajuste de la Curva Cota-Volumen del embalse:

Nivel	Volumen dato COIRCO	Volumen ajuste Curva potencial	Diferencia entre dato y ajuste
[msnm]	[Hm ³]	[Hm ³]	[Hm ³]
246,64	0,00	0,00	0,00
248	0,10	0,13	-0,03
250	3,58	2,10	1,48
252	15,06	8,99	6,07
254	36,22	24,14	12,08
256	67,84	51,05	16,79
258	114,03	93,33	20,70
260	179,52	154,68	24,84
263	318,86	290,76	28,10
265	442,10	416,48	25,62
267	592,55	574,78	17,77
269	772,44	769,63	2,81
271	985,85	1.005,07	-19,22
273	1.250,28	1.285,16	-34,88
275	1.586,77	1.614,02	-27,25
277	1.987,48	1.995,79	-8,31
280	2.709,12	2.676,80	32,32

Tabla 5.8: Datos de nivel – volumen

A partir de ello y mediante el empleo de un Solver en Microsoft Excel se traza una curva (una función exponencial) que ajuste de la mejor manera posible a los datos. La función adoptada tiene los siguientes parámetros de ajuste:

$$\text{Volumen [Hm}^3\text{]} = a (\text{Cota [m]} - C_0)^b$$

Donde:

- Cota: es la cota en la cual se encuentra el embalse. Se expresa en metros (m).
- C₀: es la cota para la cual el volumen almacenado es igual a 0.
- Volumen: es el volumen del embalse acumulado hasta la cota de cálculo indicada. Se expresa en hectómetros cúbicos (Hm³).
- a y b: son constantes de ajuste

Se conoce que C₀ = 246,64 m.

Como resultados de la resolución del Solver, la curva que mejor se ajusta es la siguiente:

$$\text{Volumen [Hm}^3\text{]} = 0,04808 (\text{Cota [m]} - 246,64 \text{ m})^{3,1155}$$

En el siguiente gráfico se muestra la relación entre los datos de base y el ajuste realizado:

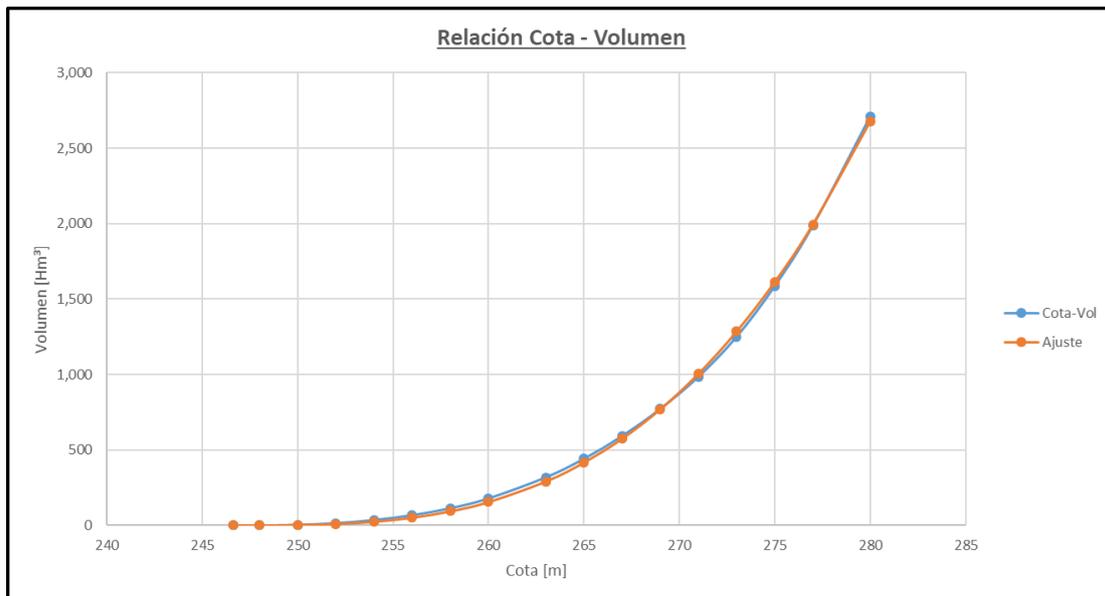


Figura 5.17: Relación cota – volumen. Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Pérdidas de carga

Además de tener que conocer la cota del embalse y aquella asociada a la restitución en cada paso del modelo para hallar el salto útil disponible (Hu) para la generación, se deben conocer las pérdidas de carga que se tienen a lo largo de la conducción, que abarca desde la toma en el embalse hasta la central y la energía cinética que se tiene a la salida del tubo de aspiración.

Debido a la falta de datos para este embalse se utiliza la misma expresión que en Portezuelo del Viento:

$$\Delta h \text{ [m]} = 0,00008582 Q^2$$

Donde:

- **Δh**: pérdida de carga en el tramo establecido. Se obtienen en metros (m).
- **Q**: caudal turbinado. Se expresa en m³/s.

5.2.4 Balance hídrico

El embalse Casa de Piedra genera un lago de 36.000 ha a nivel máximo normal de operación (283,00 m.s.n.m.), cota que permite un almacenamiento de 3.556 Hm³ de agua. Este cuerpo de agua tiene como principal característica el presentar una gran superficie expuesta a la evaporación.

Es notable la alta tasa de evaporación potencial (1.606 mm) comparado con lo exiguo de la precipitación (274 mm). Ello hace que gran parte del agua que precipita se evapore antes de aportar al balance hidrológico. A los efectos del balance hídrico es necesario conocer la cantidad de agua que anualmente se evapora del lago CDP. Para ello se debe conocer primero cómo cambia el nivel de la superficie del lago en cada paso de tiempo del modelo y a partir de ello calcular la superficie del lago expuesta a la evaporación. Según como sea el año hidrológico y el consumo aguas abajo el nivel del embalse se moverá entre el Nivel mínimo Normal y el Nivel Máximo Normal.

Para el cálculo de la evaporación se toman los datos provistos por COIRCO de tres años con características distintas, representativos de un ciclo anual con niveles bajos de embalse (2011-2012, se considera una cota de 265 msnm), uno con niveles medios (2008-2009 se considera una cota de 275 msnm) y otro con niveles altos (2005-2006 se considera una cota de 283 msnm). A mayor abundancia de agua resultan mayores los niveles del agua en el embalse y por ende son también mayores las pérdidas por evaporación.

En la Tabla 5.9) se muestra las pérdidas mensuales para cada uno de los tres casos mencionados anteriormente y la suma anual para cada uno:

Evaporación Embalse Casa de Piedra			
Mes	Año Hidrológico Pobre	Año Hidrológico Medio	Año Hidrológico Rico
	Volumen Medio Mensual Evaporado		
	[Hm ³]	[Hm ³]	[Hm ³]
Jul	7,00	8,00	11,00
Ago	12,00	15,00	19,00
Sep	20,00	25,00	32,00
Oct	28,00	38,00	46,00
Nov	38,00	52,00	63,00
Dic	48,00	73,00	85,00
Ene	42,00	70,00	81,00
Feb	35,00	60,00	70,00
Mar	28,00	47,00	52,00
Abr	14,00	27,00	30,00
May	10,00	15,00	17,00
Jun	7,00	10,00	11,00
Total Volumen Anual Evaporado	289,00	440,00	517,00

Tabla 5.9: Pérdidas por evaporación. Fuente: "Usos de las aguas del río Colorado", de Gustavo E. Díaz. Año 2013

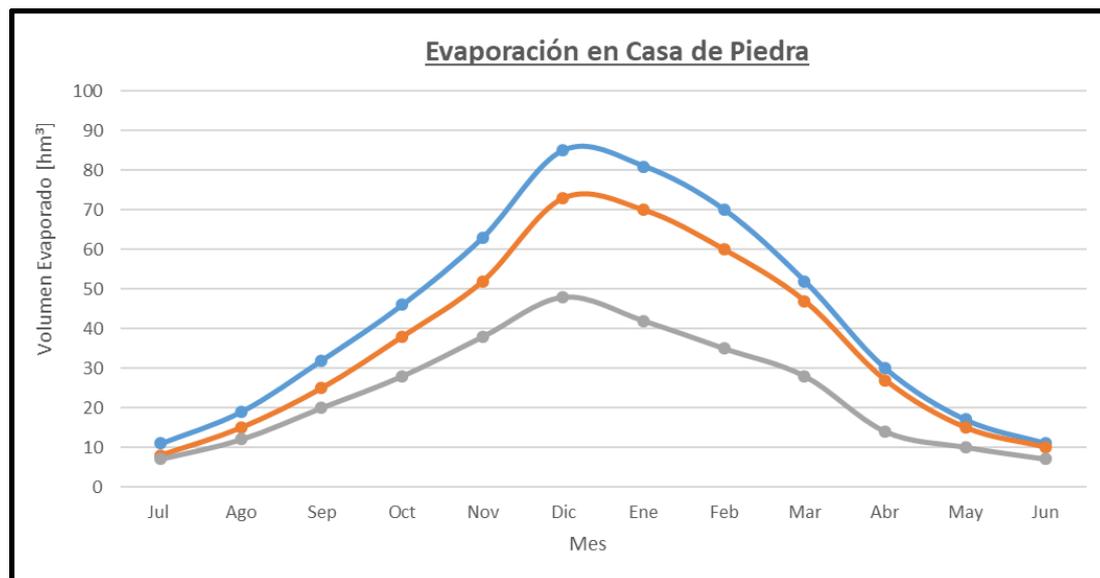


Figura 5.18: Volumen evaporado en Casa de Piedra. Fuente: "Usos de las aguas del río Colorado", de Gustavo E. Díaz. Año 2013

Para el modelo de embalse, en cada paso de cálculo y teniendo en cuenta la cota del pelo de agua, se determina interpolando entre los niveles 265 msnm, 275 msnm y 285msnm el volumen mensual medio evaporado al que pertenece el paso de tiempo en cuestión. De esta manera teniendo en cuenta la cantidad de días del mes se establece el caudal medio diario evaporado

5.2.5 Clasificación hidrológica estacional

Se considera al año hidrológico del río Colorado al período de tiempo comprendido entre el 1° de Julio y el 30 de junio.

Los aportes al embalse Casa de Piedra durante el período de aguas altas pueden pronosticarse anualmente sobre la base de la nieve caída e información hidrometeorológica pertinente. Por esta razón durante los últimos años la Subsecretaria de Recursos Hídricos de la Nación ha preparado anualmente los pronósticos de caudales mensuales, sobre la base de mediciones nivométricas y a vuelos sobre las altas cumbres.

En la Tabla 5.10 se indica la clasificación hidrológica en función del derrame pronosticado para el periodo 1° de Septiembre – 31 de Enero en la estación Buta Ranquil.

Derrame pronosticado en Buta Ranquil 01/09 al 31/01 [Hm³]	Clasificación hidrológica estacional
<1500	Extra Seco (ES)
1500-2550	Seco (S)
2550-3600	Medio (M)
3600-5100	Húmedo (H)
5100-7200	Extra Húmedo (H)
>7200	Crecida Máxima Probable (CMP)

Tabla 5.10: Clasificación hidrológica estacional de derrames. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

Teniendo en cuenta el apartado sobre la modificación y redefinición de la serie de caudales histórica utilizada como caudal entrante en el modelo de embalse de Casa de Piedra, debido a la influencia de la regulación de Portezuelo del Viento y a las diferencias existentes entre los distintos escenarios planteados, debe aclararse que el pronóstico de derrame hidrológico puede presentar variaciones si se lo compara con el histórico.

5.3 Normas de operación

5.3.1 Demandas y prioridades

El aprovechamiento Casa de Piedra tiene los siguientes propósitos en el orden de prelación que se detallan a continuación:

- A. Provisión de agua a las poblaciones.
- B. El riego
- C. La atenuación de crecidas.
- D. La generación hidroeléctrica.

Para el cumplimiento de las premisas anteriormente mencionadas, principalmente para el uso consuntivo, el comité de cuenca COIRCO fija periódicamente por la influencia de la regulación de Portezuelo del Viento (respetando las pautas establecidas por el Programa Único de Distribución de Caudales y Habilitación de Áreas de Riego), el valor mínimo de caudal medio diario aguas abajo del embalse. Este último parámetro debe contemplar además las pérdidas en el cauce del mencionado tramo como así también un caudal mínimo de mantenimiento de cauce, aguas debajo de la última derivación.

Como se observa en la Tabla 5.11, el COIRCO fija cada año la serie de caudales mínimos de erogación sobre la base de los requerimientos de las distintas jurisdicciones, respetando las pautas establecidas por el Programa Único de Distribución de Caudales y Habilitación de Áreas de Riego. Como esta situación no puede modelarse, debe plantearse una forma de establecer la serie de caudales mínimos de usos consuntivos para cada año en función del pronóstico de derrames y de esta manera simular lo enunciado anteriormente.

MES	CAUDAL
-	[m ³ /s]
Julio	54
Agosto	95
Septiembre	110
Octubre	115
Noviembre	115
Diciembre	120
Enero	120
Febrero	115
Marzo	100
Abril	85
Mayo	46
Junio	43

Tabla 5.11: Caudales mínimos de usos consuntivos en CdP para el ciclo 1996-1997. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

Como se menciona en el Capítulo 4.3.1, en la operación de CdP la erogación de caudales para usos consuntivos aguas abajo se determina a partir del pronóstico de caudales en Buta Ranquil.

Adicionalmente el valor de caudales varía únicamente para la porción que es asignada a la provincia de Buenos Aires. El resto de los usuarios reciben para cualquier pronóstico el mismo caudal. La provincia de Buenos Aires recibe un mínimo de 1500 hm³ y un máximo de 1800 hm³ anuales, para pronósticos de 2800 hm³ y 4400 hm³ anuales en Buta Ranquil, respectivamente. Para pronósticos entre a 2800 Hm³ y 4400 Hm³ recibe un volumen intermedio vinculado al derrame anual esperado (Tabla 5.12 y Tabla 5.13).

Días	Mes	Aguas abajo Casa de Piedra					Caudal aguas abajo última toma	Suma necesaria aguas abajo de CdP
		Ruta CdP a P. Alsina	Huma + Ind+riego	Riego LP + RN Retorno	Riego Pedro Luro Derivado			
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
31	Enero	7.02	14.90	-6.45	90.10	12.00	117.57	
28	Febrero	5.83	13.73	-6.34	71.50	12.00	96.72	
31	Marzo	4.04	10.79	-5.59	44.55	12.00	65.78	
30	Abril	4.24	9.61	-4.79	49.00	12.00	70.06	
31	Mayo	1.56	1.02	-2.60	0.00	25.00	24.98	
30	Junio	1.56	1.02	-0.95	0.00	25.00	26.63	
31	Julio	1.56	1.02	-0.35	0.00	25.00	27.24	
31	Agosto	4.35	9.61	-1.90	37.91	25.00	74.98	
30	Septiembre	4.68	10.79	-3.50	55.17	12.00	79.13	
31	Octubre	5.82	11.37	-4.36	73.68	12.00	98.51	
30	Noviembre	6.57	13.73	-5.23	83.73	12.00	110.80	
31	Diciembre	6.65	14.90	-6.07	84.00	12.00	111.49	

Tabla 5.12: Usos estimados para derrames anuales en Buta Ranquil iguales o menores a 2800 hm³. Fuente: COIRCO

Días	Mes	Aguas abajo Casa de Piedra					Caudal aguas abajo última toma	Suma necesaria aguas abajo de CdP
		Ruta CdP a P. Alsina	Huma + Ind+riego	Riego LP + RN Retorno	Riego Pedro Luro Derivado			
[-]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
31	Enero	7.91	14.90	-6.45	95.00	22.00	133.37	
28	Febrero	7.24	13.73	-6.34	85.00	22.00	121.63	
31	Marzo	5.87	10.79	-5.59	65.00	22.00	98.06	
30	Abril	4.90	9.61	-4.79	50.00	22.00	81.72	
31	Mayo	3.06	1.02	-2.60	0.00	50.00	51.48	
30	Junio	3.06	1.02	-0.95	0.00	50.00	53.13	
31	Julio	3.06	1.02	-0.35	0.00	50.00	53.74	
31	Agosto	6.58	9.61	-1.90	50.00	50.00	114.29	
30	Septiembre	6.59	10.79	-3.50	77.00	22.00	112.87	
31	Octubre	6.95	11.37	-4.36	82.50	22.00	118.47	
30	Noviembre	7.54	13.73	-5.23	90.00	22.00	128.04	
31	Diciembre	8.21	14.90	-6.07	100.00	22.00	139.05	

Tabla 5.13: Usos estimados para derrames anuales en Buta Ranquil iguales o mayores a 4400 hm³. Fuente: COIRCO

Derrames $\leq 2800 \text{ hm}^3$	
Mes	Q mín
	[m^3/s]
Julio	27.24
Agosto	74.98
Septiembre	79.13
Octubre	98.51
Noviembre	110.80
Diciembre	111.49
Enero	117.57
Febrero	96.72
Marzo	65.78
Abril	70.06
Mayo	24.98
Junio	26.63

Derrames $> 4400 \text{ hm}^3$	
Mes	Q mín
	[m^3/s]
Julio	53.74
Agosto	114.29
Septiembre	112.87
Octubre	118.47
Noviembre	128.04
Diciembre	139.05
Enero	133.37
Febrero	121.63
Marzo	98.06
Abril	81.72
Mayo	51.48
Junio	53.13

Tabla 5.14: Caudales mínimos diarios mensuales para derrames hidrológicos estacionales menores a 2800 hm^3 y mayores a 4400 hm^3 . Fuente: EIAR PdV

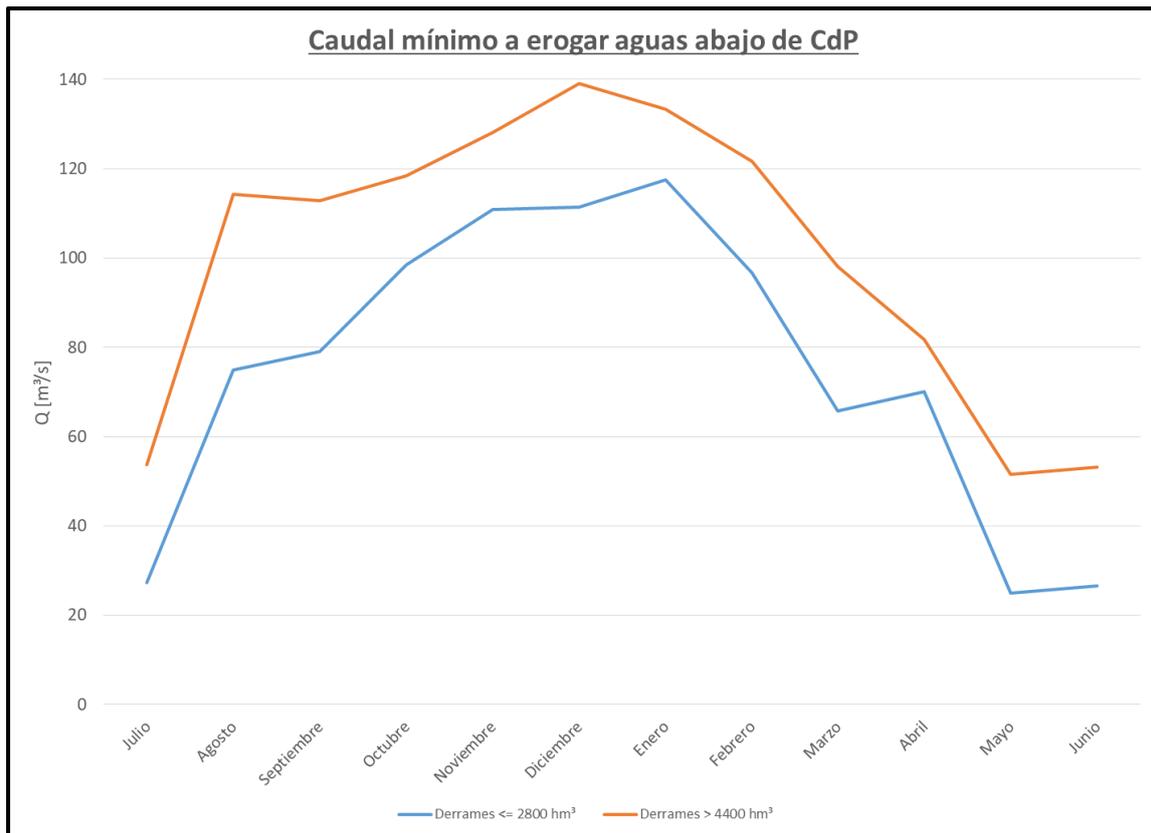


Figura 5.19: Caudales mínimos a erogar aguas abajo de CdP (mínimos y máximos). Fuente: EIAR PdV

Con una óptima operación del embalse se busca cumplir la mayor cantidad del tiempo posible con la demanda de agua para uso consuntivo plasmada anteriormente, es decir es el valor objetivo que tiene el modelo de embalse de Casa de Piedra.

En la Norma de Manejo de Aguas de Casa de Piedra también figura una serie de caudales ecológicos, que se vuelca en la siguiente tabla:

MES	CAUDAL
-	[m ³ /s]
Julio	30
Agosto	40
Septiembre	50
Octubre	55
Noviembre	55
Diciembre	60
Enero	60
Febrero	60
Marzo	50
Abril	50
Mayo	40
Junio	30

Tabla 5.15: Caudales ecológicos. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

Siguiendo con el orden de prioridades del aprovechamiento Casa de Piedra, la atenuación de crecidas se logra almacenando parte del hidrograma de entrada durante el período de aguas altas en embalse, aumentando así la cota del pelo de aguas. Sin embargo, deben respetarse las normas de atenuación definidas para contar con la capacidad de embalse requerida, a los efectos de garantizar el control de las mismas y la seguridad de la presa.

Debido a esto, cuando el nivel del embalse supera nivel de alerta el caudal mínimo a erogar queda definido por una serie de tablas en función del tipo de año hidrológico (según pronóstico de derrame estacional) y adicionalmente fija el nivel que debe tener el embalse en el primer día de cada mes, debiéndose interpolar entre los valores para definir el caudal mínimo a erogar correspondiente a esa situación.

5.3.2 Regulación de caudales (variación máxima horaria y diaria de caudales)

En las Normas de Manejo de Aguas también se define la variación máxima de caudales horaria y diaria, de acuerdo a lo enunciado a continuación:

- 10% de variación máxima horaria para caudales en descenso y/o ascenso, salvo el caso en que el caudal erogado por el embalse sea inferior a 70 m³/s, en el que se admitirá un ritmo de ascenso mayor, hasta un 15% horario. El porcentaje de oscilación horaria para una hora "i" se calculará como la diferencia entre el caudal en la hora "i" y el caudal en la hora anterior "i-1", multiplicado por 100.
- 20% de variación máxima diaria para caudales inferiores a 250 m³/s, en descenso y/o ascenso. Para caudales superiores a 250 m³/s, la variación diaria será de 50 m³/s en

descenso y/o ascenso. El cálculo del gradiente diario se realizará sumando los distintos gradientes horarios del día en valor absoluto.

5.3.3 Niveles de operación

En la etapa de proyecto se definieron los niveles de operación del embalse, los cuales son definidos de la siguiente manera:

Descripción	Cota
	[msnm]
Nivel Mínimo Extraordinario	265,00
Nivel Mínimo Normal	275,00
Nivel Máximo Normal	283,00
Nivel Máximo Extraordinario	285,50

Tabla 5.16: Niveles de operación. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

Nivel Máximo Extraordinario

El Nivel Máximo Extraordinario (285,5 msnm) es el nivel Máximo Maximorum del embalse, considerado en el Proyecto como una condición extraordinaria. EL Nivel Máximo Extraordinario es el extremo superior de la Franja de Atenuación de Crecidas (FAC).

Nivel Máximo Normal

El Nivel Máximo Normal (283,00 msnm) es el máximo nivel del embalse considerado en el Proyecto de las obras de Presa y Central para hipótesis de Operación normal.

Nivel Mínimo Normal

El Nivel Mínimo Normal (275,00 msnm) es el mínimo nivel del embalse que permite un funcionamiento normal de las turbinas de la Central Hidroeléctrica que garantiza además, la reserva para cubrir los requerimientos mínimos aguas abajo.

Nivel Mínimo Extraordinario

El Nivel Mínimo Extraordinario (265,00 msnm) es el nivel debajo del cual no debe descender el embalse Portezuelo del Viento por restricciones físicas de diseño.

Nivel de Alerta

Es el nivel del embalse a partir del cual tiene prioridad la atenuación y control de crecidas. La Operación del embalse y el manejo del agua deberán respetar las Normas de atenuación definidas, para contar con la capacidad de embalse requerida, a los efectos de garantizar el control de las crecidas. Dicho nivel variará para los distintos meses del año en función de la clasificación hidrológica correspondiente al período Septiembre – Enero (01/09 al 31/01). La clasificación será definida el 1° de Septiembre de cada año por el derrame pronosticado para el período antes mencionado.

Clasificación hidrológica	Extra Seco	Seco	Medio	Húmedo	Extra Húmedo
	Nivel máximo de alerta				
Julio	283,00	283,00	283,00	283,00	283,00
Agosto	283,00	283,00	283,00	283,00	283,00
Septiembre	281,80	282,40	281,80	281,80	281,80
Octubre	283,00	282,40	281,80	281,59	281,30
Noviembre	283,00	282,70	281,80	281,36	280,65
Diciembre	283,00	283,00	282,39	281,15	280,00
Enero	283,00	283,00	283,00	281,15	280,00
Febrero	283,00	283,00	283,00	282,12	280,00
Marzo	283,00	283,00	283,00	283,00	281,50
Abril	283,00	283,00	283,00	283,00	283,00
Mayo	283,00	283,00	283,00	283,00	283,00
Junio	283,00	283,00	283,00	283,00	283,00

Tabla 5.17: Niveles de Alerta. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

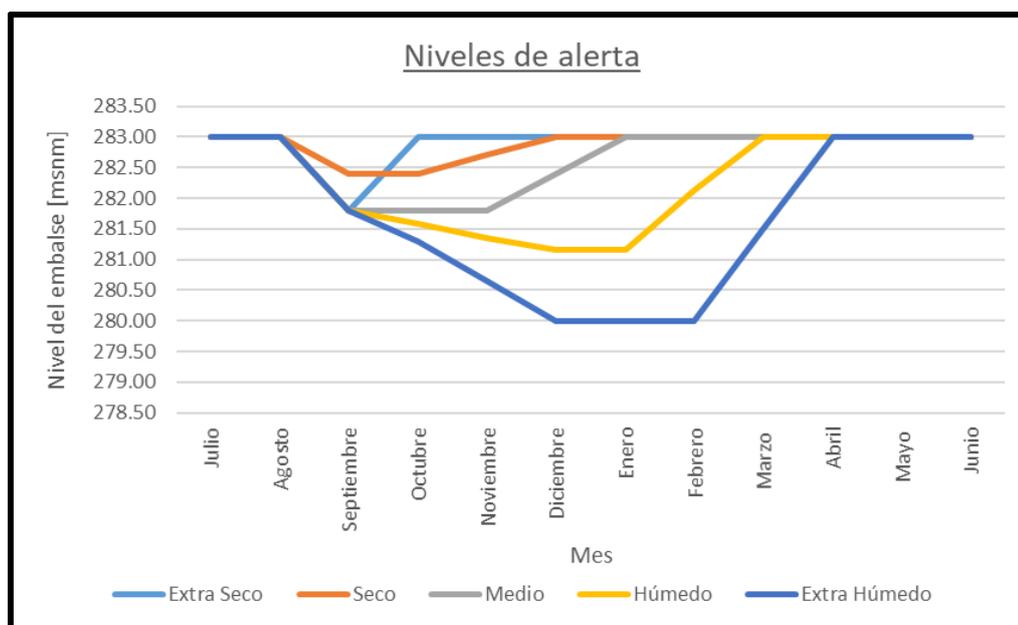


Figura 5.20: Niveles de Alerta. Fuente: Normas de Manejo de Aguas de CdP

A continuación, se muestra en la Figura 5.21 un extracto del modelo de embalse realizado para CdP, en el cual se visualizan los diferentes niveles de operación y cómo varía la erogación de caudales de acuerdo a los mismos. Puede observarse que cuando el nivel del embalse supera el Nivel de Alerta, aumenta la erogación de caudales de acuerdo a lo establecido en las Normas de Manejo. También puede percibirse que en el pico del hidrograma de entrada los caudales de salida son superiores a los turbinados, por lo que la diferencia debería ser erogada por otros órganos de regulación, tales como el vertedero. Puede apreciarse también el efecto de regulación del embalse al visualizar la diferencia entre los caudales ingresantes y los salientes del embalse (curvas naranja y amarilla respectivamente). En este período de análisis, los caudales mínimos de usos consuntivos se ven ampliamente superados en la erogación. Se verifica además el cumplimiento de la variación máxima en la erogación de caudales (rampas de

ascenso y descenso en la curva negra de la figura). Otra observación que puede realizarse, es que, en la mayoría de tiempo del período analizado los prevalecen las erogaciones asociadas a la consigna de adelantamiento de caudales turbinados por sobre aquella que responde a los usos consuntivos.

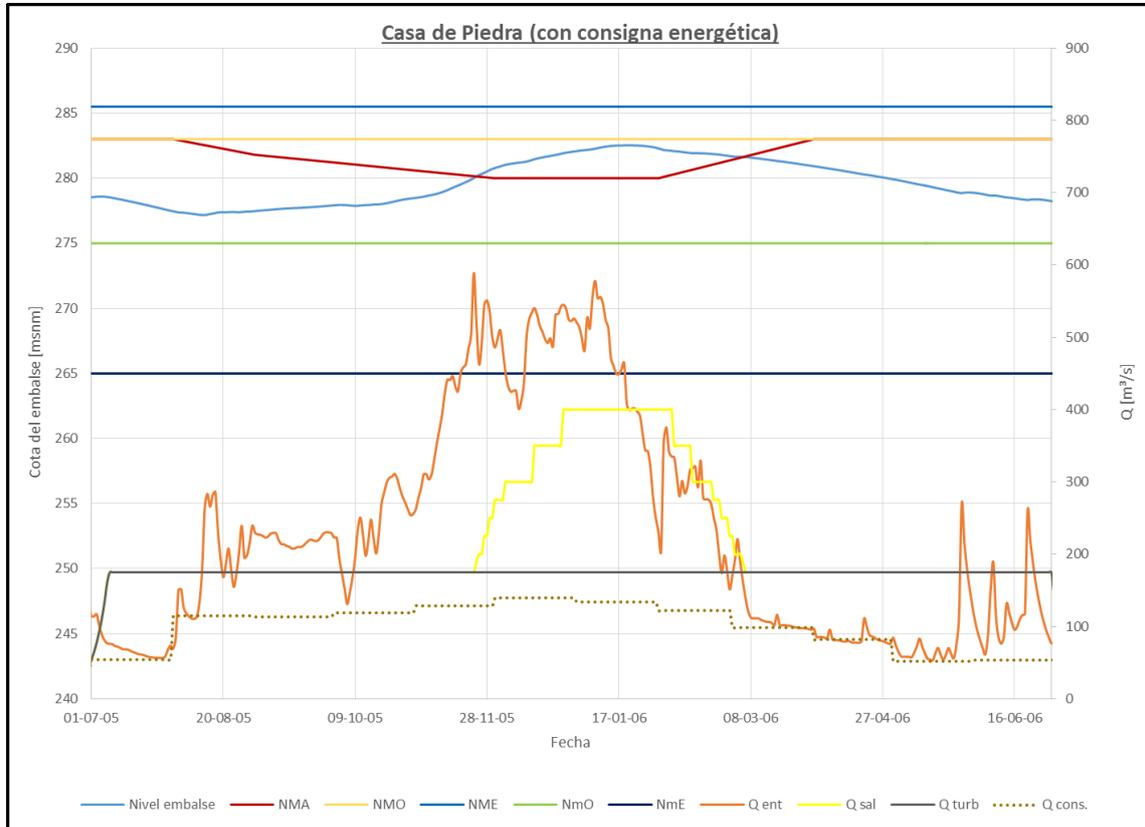


Figura 5.21: Extracto del modelo de embalse de CdP para el año hidrológico 2005-2006

5.4 Explicación conceptual del Modelo de Embalse

Se siguen las mismas premisas que para el modelo de embalse de Portezuelo del Viento detallado en el Capítulo 4.4.

5.5 Explicación del Modelo de Embalse desarrollado

Se implementa de igual manera que el modelo de embalse de Portezuelo del Viento detallado en el Capítulo 4.6.

La única diferencia que existe entre el modelo de embalse desarrollado para PdV y el de CdP, es que a partir del año 2013, para los meses de abril, mayo, junio, julio y agosto, se aplica una **veda de riego** para asemejarse más al manejo que se lleva a cabo realmente en este aprovechamiento. La misma consiste en la erogación de un caudal igual a **15 m³/s** en dicho período de tiempo. Lo que esto provoca, es una mejora en la falla en volumen y en los niveles del embalse. El objetivo de este tipo de maniobra, es fallar de manera selectiva en los meses en los que la demanda es baja. Por lo tanto, la falla en volumen termina siendo menor, al concentrarse en dicho margen de tiempo, permitiendo así una mayor disponibilidad de volúmenes en el embalse para los meses en los que se concentra la demanda.

6. Escenarios

A continuación, se detallan las características principales de los diferentes escenarios modelados. Luego, estos son comparados y se obtienen conclusiones acerca de su funcionamiento, para poder decidir cuál de ellos resulta ser el más conveniente, teniendo siempre en cuenta la prioridad de los diferentes usos que están comprendidos en las normas de operación.

Para cada escenario planteado, se modelan a su vez **dos alternativas**: una **sin consigna (CE) de adelantamiento de caudales turbinados** (se turbinan lo que se eroga en el momento: caudales mínimos de usos consuntivos, caudales en Franja de Atenuación de Crecidas o caudales ecológicos, siempre y cuando estén en el rango operativo de la central) y la restante **con una consigna (CE) de adelantamiento de caudales** turbinados adicional para el embalse Casa de Piedra. De esta forma, se aproxima la modelación a una situación más realista, en la cual se da una confluencia de intereses entre los actores involucrados en un aprovechamiento multipropósito de este tipo. A continuación, se presenta la tabla que se utiliza para modelar esto último.

Año hidrológico	Rango de Niveles de Embalse [m]			
	275.00	277.00	279.00	281.00
	277.00	279.00	281.00	283.50
Extra Húmedo	175	175	175	175
Húmedo	150	175	175	175
Medio	0	120	120	120
Seco	0	0	0	0
Extra Seco	0	0	0	0

Tabla 6.1: Ejemplo de consigna de adelantamiento de caudales turbinados en CdP

Como puede observarse, la tabla entrega valores de caudales a turbinar según el tipo de año hidrológico (obtenido a partir del pronóstico de derrame estacional) y el nivel en el que se encuentra el embalse.

En la sección de resultados, se muestran gráficos y tablas. En los primeros puede observarse la evolución a lo largo de la corrida de las variables más importantes durante la operación, tales como: nivel del embalse, caudales de ingreso al embalse, caudales de salida, caudales turbinados, entre otros. En las tablas, se resumen los valores más representativos, útiles a la hora de comparar la modelación entre diferentes escenarios: energía media anual producida, tiempo de falla en volumen, tiempo de operación en las diferentes franjas (FON, FAC, FM), entre otros. A continuación, se explican cuáles son las variables seleccionadas:

- **Volumen de falla:** se contabiliza la diferencia de caudal entre el mínimo de usos consuntivos y el erogado, cuando éste último es menor que el primero. Se calculan los volúmenes asociados a dicha diferencia y se los suma para toda la serie. A esto último se lo compara con la suma de volúmenes correspondientes a los caudales mínimos de usos consuntivos. Al cociente entre estos dos valores se lo expresa finalmente en porcentaje y se lo denomina como “volumen de falla”.
- **Tiempo de operación en Franja de Atenuación de Crecidas (FAC)**
- **Energía media anual [GWh/año]**

- Tiempo de falla: corresponde al porcentaje de días de la serie en los que se eroga un caudal menor al mínimo de usos consuntivos.
- Tiempo objetivo: corresponde al porcentaje de días en los que se eroga un caudal igual o mayor al mínimo de usos consuntivos.
- Tiempo de operación en Franja Magra (FM)
- Tiempo de operación en Franja de Operación Normal (FON)
- Volumen evaporado medio anual [hm^3]: resulta útil para visualizar la cantidad de agua media anual que se estaría perdiendo en el sistema (principalmente en Casa de Piedra) debida a la evaporación.
- Tiempo excedente (no turbinable): corresponde al porcentaje de días en los que se eroga un caudal mayor al máximo turbinable.
- Volumen no turbinable medio anual [hm^3]: es el volumen (medio anual) asociado al tiempo excedente no turbinable. Representa un volumen que se “pierde”, en el sentido de que no puede ser ni turbinado ni almacenado y que no puede por ende ser correctamente aprovechado. Es útil para comparar las consignas de diferentes escenarios y ver la efectividad de las mismas, desde el punto de vista de la generación. También da una idea de la regulación de volúmenes del sistema.

A continuación se definen los escenarios a modelar junto con sus particularidades y consignas operativas (recordando que para situación, se realizan dos modelaciones: con y sin consigna de adelantamiento de caudales turbinados), siempre cumpliendo con las Normas de Manejo de Aguas de cada aprovechamiento.

6.1 Escenario 0: validación del modelo

- **Escenario 0:** este escenario representa la situación actual en la cuenca. Es decir, se modela únicamente el embalse Casa de Piedra con sus respectivas normas de operación, sin presencia de Portezuelo del Viento.

El objetivo de este escenario, es verificar el funcionamiento del modelo de embalse planteado, mediante la comparación de los resultados de la corrida del mismo y los datos históricos extraídos del sitio web oficial del COIRCO. Para ello, se analiza el período de tiempo comprendido entre los años 2001 y 2017, ya que es en éste último en el que se tiene la información disponible de registros históricos de Casa de Piedra.

En este caso, el embalse Casa de Piedra eroga los caudales ecológicos cuando el nivel del embalse desciende más allá de la cota 274 msnm. De esta forma es que se obtuvieron los valores más similares en comparación con los registros de COIRCO.

6.2 Escenarios 1 a 5: modelación en serie de PdV y CdP

- I. **Escenario 1:** en este escenario, se realiza una modelación de los dos embalses en serie, cada uno funcionando con sus respectivas normas de operación.
Cabe destacar que existe una diferencia respecto al funcionamiento de los embalses. **En el embalse Casa de Piedra se eroga el caudal ecológico cuando este opera en la Franja Magra**, mientras que en Portezuelo del Viento se erogan los caudales mínimos de usos consuntivos tanto en la Franja de Operación Normal como en la Franja Magra. Es decir, si el embalse se encuentra entre los niveles NmO (275 m) y NmE (265 m), cambia el régimen de erogación de caudales: se pasa de caudales mínimos por usos consuntivos a los caudales ecológicos.
- II. **Escenario 2:** en este escenario se mantienen las mismas condiciones de modelación explicadas para el escenario anterior. La diferencia planteada es la modificación de la operación de **Casa de Piedra** al estar en la Franja Magra: se eroga el **caudal mínimo de usos consuntivos entre los niveles 275 y 270 m; entre 270 y 265 m** comienza la erogación con el **esquema de caudales ecológicos**.
- III. **Escenario 3:** se mantienen las mismas condiciones de modelación explicadas para el escenario anterior. La diferencia planteada es la modificación de la operación de **Casa de Piedra**: se eroga el **caudal mínimo** de usos consuntivos en toda la **Franja Magra**.
- IV. **Escenario 4:** presenta las mismas características de modelación que las analizadas en el escenario 2. La diferencia radica en la operación del embalse **Portezuelo del Viento**: si en los **meses de septiembre, octubre, noviembre y/o diciembre la cota del embalse es superior a 1600 msnm y el caudal mínimo demandado aguas abajo es menor a 175m³/s**, se impone una **erogación de 175m³/s**. Si esta condición no se cumple, se continúa con la erogación de caudales mínimos consuntivos y de atenuación de crecidas.
- V. **Escenario 5:** presenta las mismas características de modelación que las analizadas en el escenario 2. La diferencia radica en el tratamiento de los caudales a erogar en la Franja Magra en **Casa de Piedra**: **entre los niveles 275 m y 270 m** se erogan los **caudales mínimos para usos consuntivos**; **entre los niveles 270 m y 265 m** se realiza una **interpolación entre el caudal mínimo para usos consuntivos y el caudal ecológico**,

según el nivel del embalse. Es decir, se establece una proporcionalidad y variación gradual entre el nivel del embalse y el caudal de salida: a menor nivel, los caudales se ven reducidos, acercándose de esta manera a los ecológicos.

7. Resultados

A continuación, se presentan los resultados en modo de tabla resumen y en gráficos para los escenarios detallados anteriormente.

7.1.1 Escenario 0

	Escenario 0 (comparación COIRCO)		
	Sin CE	Con CE	
Volumen de falla =	6.7%	7.2%	[-]
Tiempo en FAC =	15.8%	9.0%	[-]
Energía media anual =	213	220	[GWh]
Tiempo de falla =	18.3%	19.1%	[-]
Tiempo objetivo =	81.7%	80.9%	[-]
Tiempo en FM =	23.1%	27.0%	[-]
Tiempo en FON =	61.1%	64.0%	[-]
Volumen evaporado medio anual =	489	487	[hm ³]
Tiempo excedente no turbinable =	14.9%	8.6%	[-]
Volumen no turbinable medio anual =	316	221	[hm ³]

Tabla 7.1: Tabla resumen de resultados para el Escenario 0 (2001 – 2017)

	Datos COIRCO	
Volumen de falla =	7.6%	[-]
Tiempo en FAC =	4.5%	[-]
Energía media anual =	258	[GWh]
Tiempo de falla =	38.5%	[-]
Tiempo objetivo =	61.5%	[-]
Tiempo en FM =	20.0%	[-]
Tiempo en FON =	75.5%	[-]
Volumen evaporado medio anual =	461	[hm ³]
Tiempo excedente no turbinable =	25.0%	[-]
Volumen no turbinable medio anual =	370	[hm ³]

Tabla 7.2: Tabla resumen de resultados obtenidos de los datos del COIRCO. Fuente: COIRCO

Como puede observarse en las tablas anteriores, si bien existen diferencias entre los resultados obtenidos, se asemeja la operación del Escenario 0 con Consigna de adelantamiento de caudales turbinados respecto a la operación de COIRCO. Los valores de falla en volumen alcanzados son similares. Sí se observa una diferencia en la Franja Atenuación de Crecidas, donde se reduce a la mitad el tiempo según la operación existente. Esto se debe a que no es posible modelar la operación diaria de un embalse, en la que se toman decisiones que depende de la situación de la cuenca al momento de operar. Cabe recordar que tampoco se modela el evento de 2007 mencionado en el Capítulo 4.5, cuando el Curacó descargó sobre el río Colorado y se debió aumentar la erogación.

En términos generales, si se observan los gráficos de la Figura 7.1 y Figura 7.2 podría decirse que la lógica operativa en ambas situaciones es similar y que, por ello, el modelo entrega resultados coherentes y responde de manera efectiva a las consignas operativas impuestas en las Normas de Manejo de Aguas.

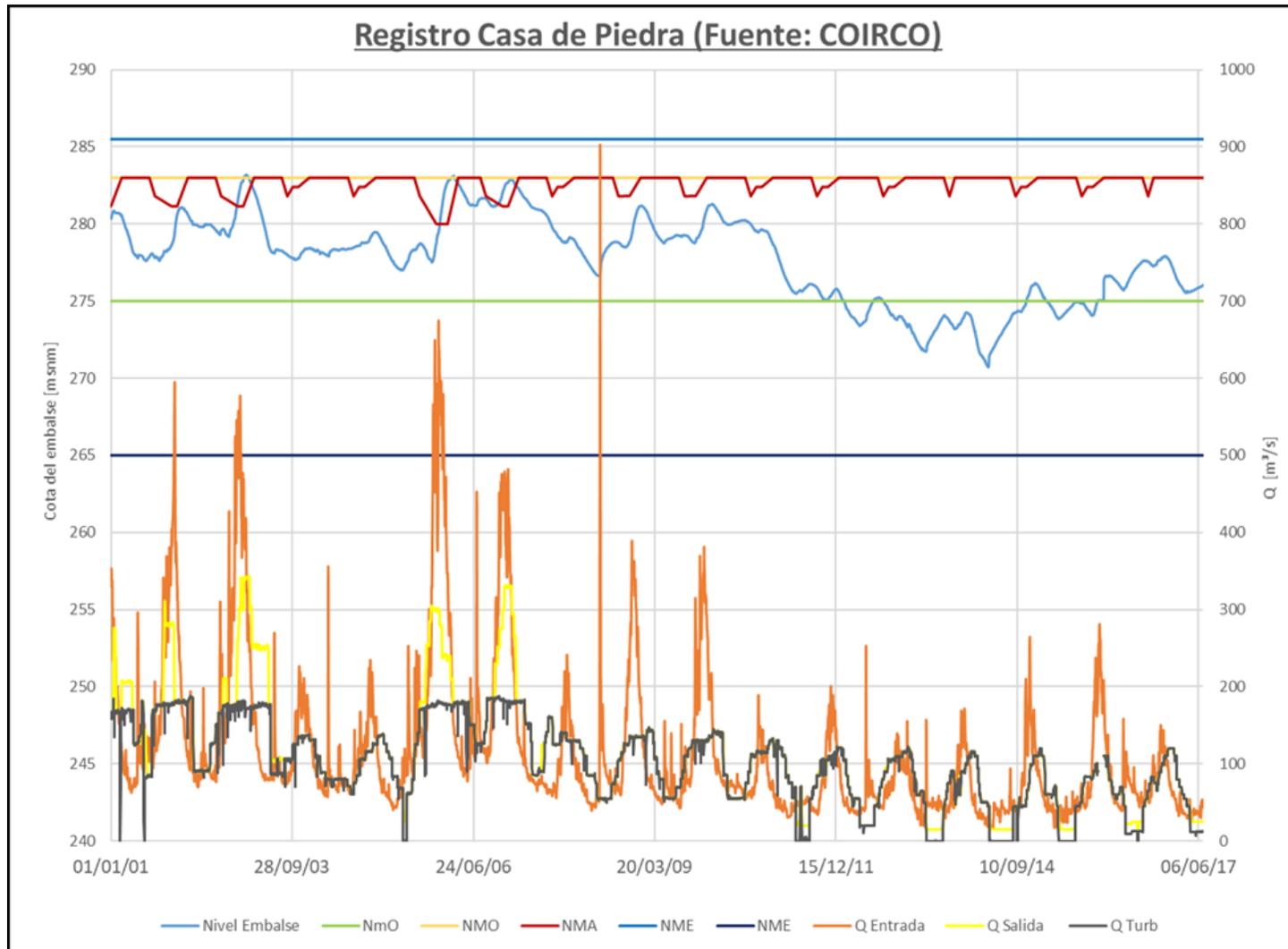


Figura 7.1: Datos de información de la operación de CdP. Fuente: COIRCO

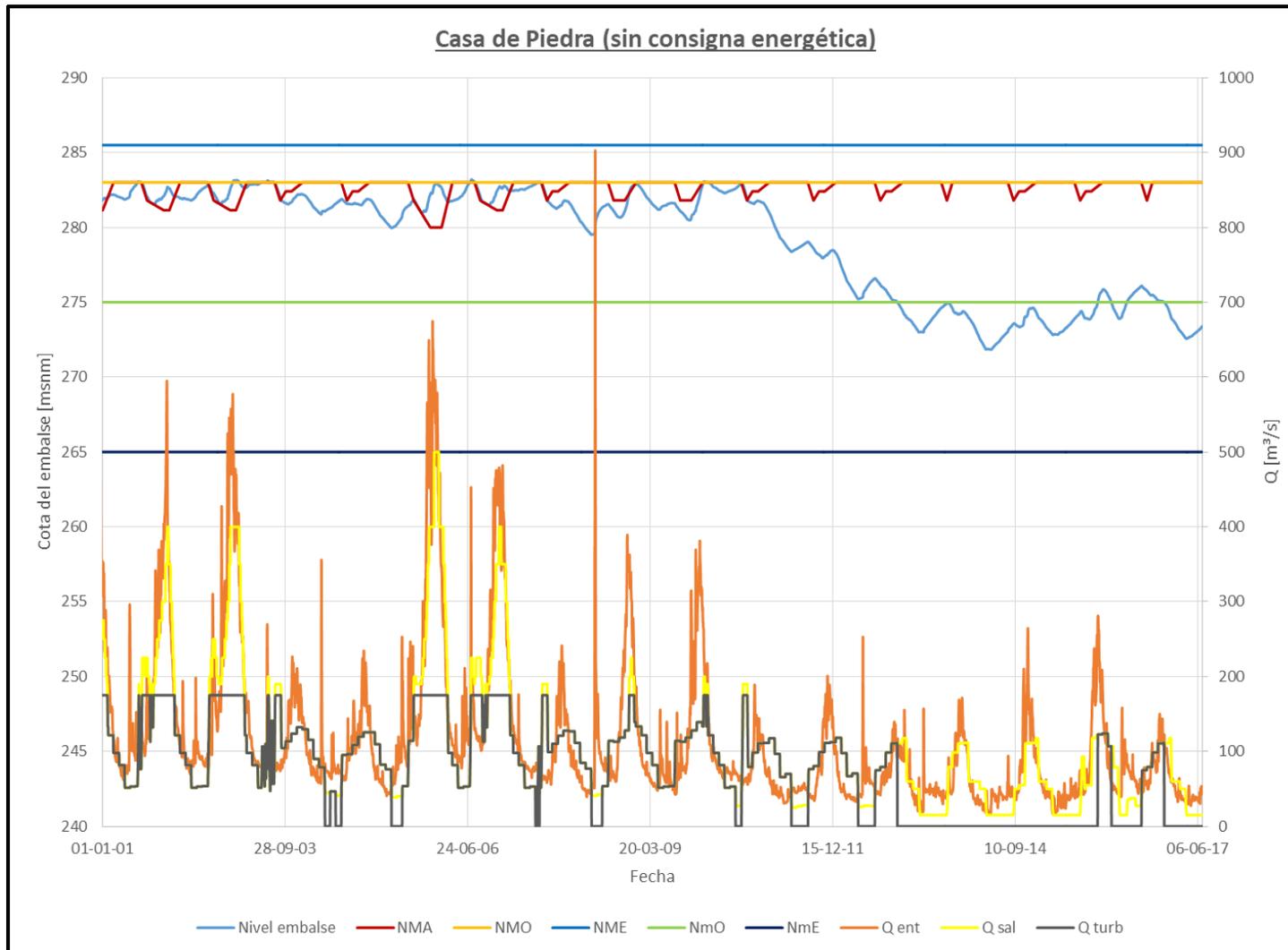


Figura 7.2: Resultados de la modelación del Escenario 0 sin consigna energética

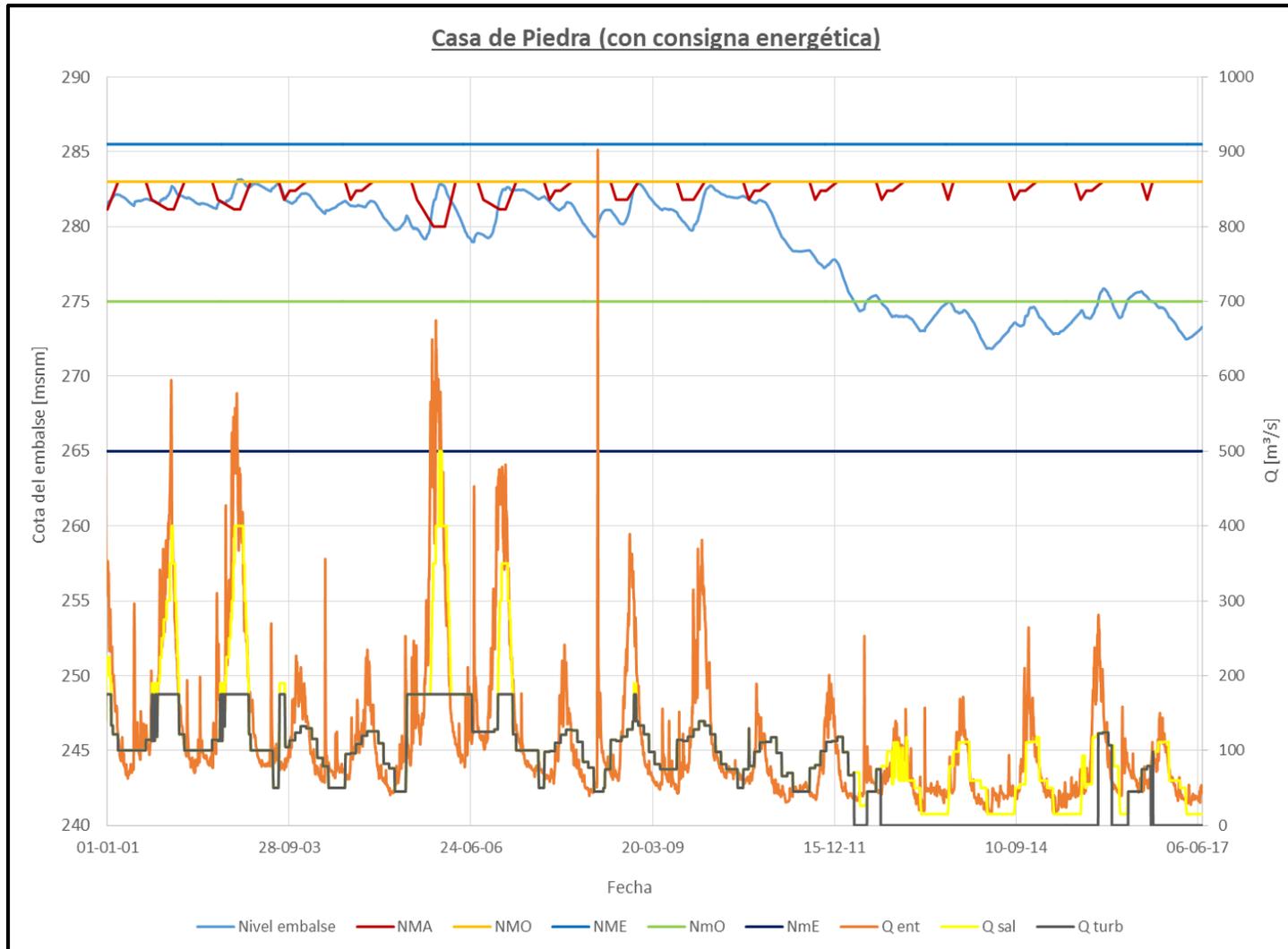


Figura 7.3: Resultados de la modelación del Escenario 0 con consigna energética

7.1.2 Escenario 1

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 1</u>	<u>Unidad</u>
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	[-]
	Energía media anual =	698	[GWh]
	Tiempo de falla =	3.4%	[-]
	Tiempo objetivo =	96.6%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	71	[hm ³]

Energía media anual entre ambos embalses =	907	916	[GWh]
--	-----	-----	-------

Sin CE	Con CE
--------	--------

EMBALSE CDP	Volumen de falla =	8.1%	8.6%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	8.1%	5.0%	[-]
	Energía media anual =	209	218	[GWh]
	Tiempo de falla =	19.2%	21.0%	[-]
	Tiempo objetivo =	80.8%	79.0%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	17.4%	20.4%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	74.5%	74.6%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	495	493	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	7.6%	4.6%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	229	157	[hm ³]

Tabla 7.3: Tabla resumen de resultados para el Escenario 1

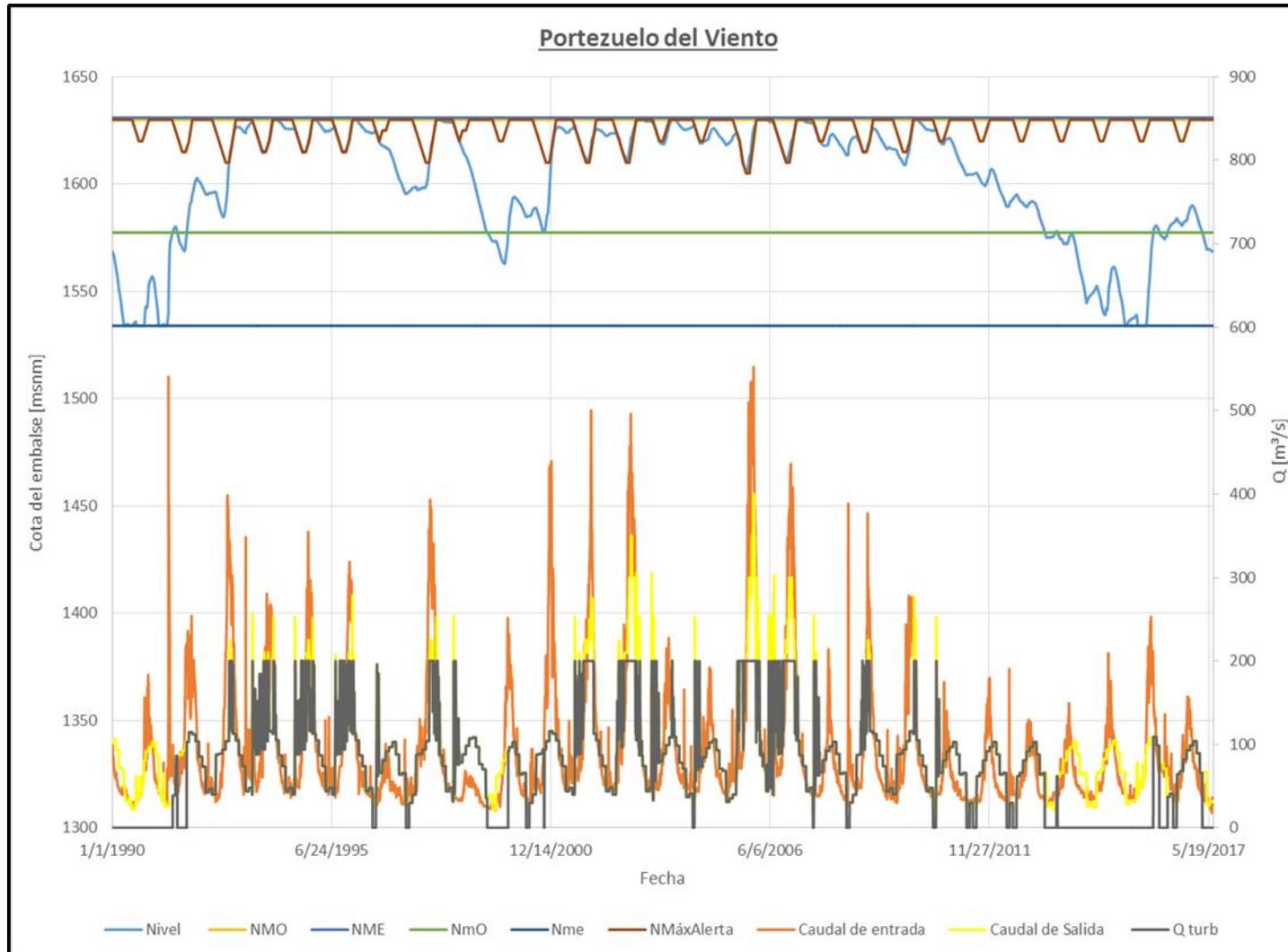


Tabla 7.4: Resultados de la modelación del Escenario 1 en PdV

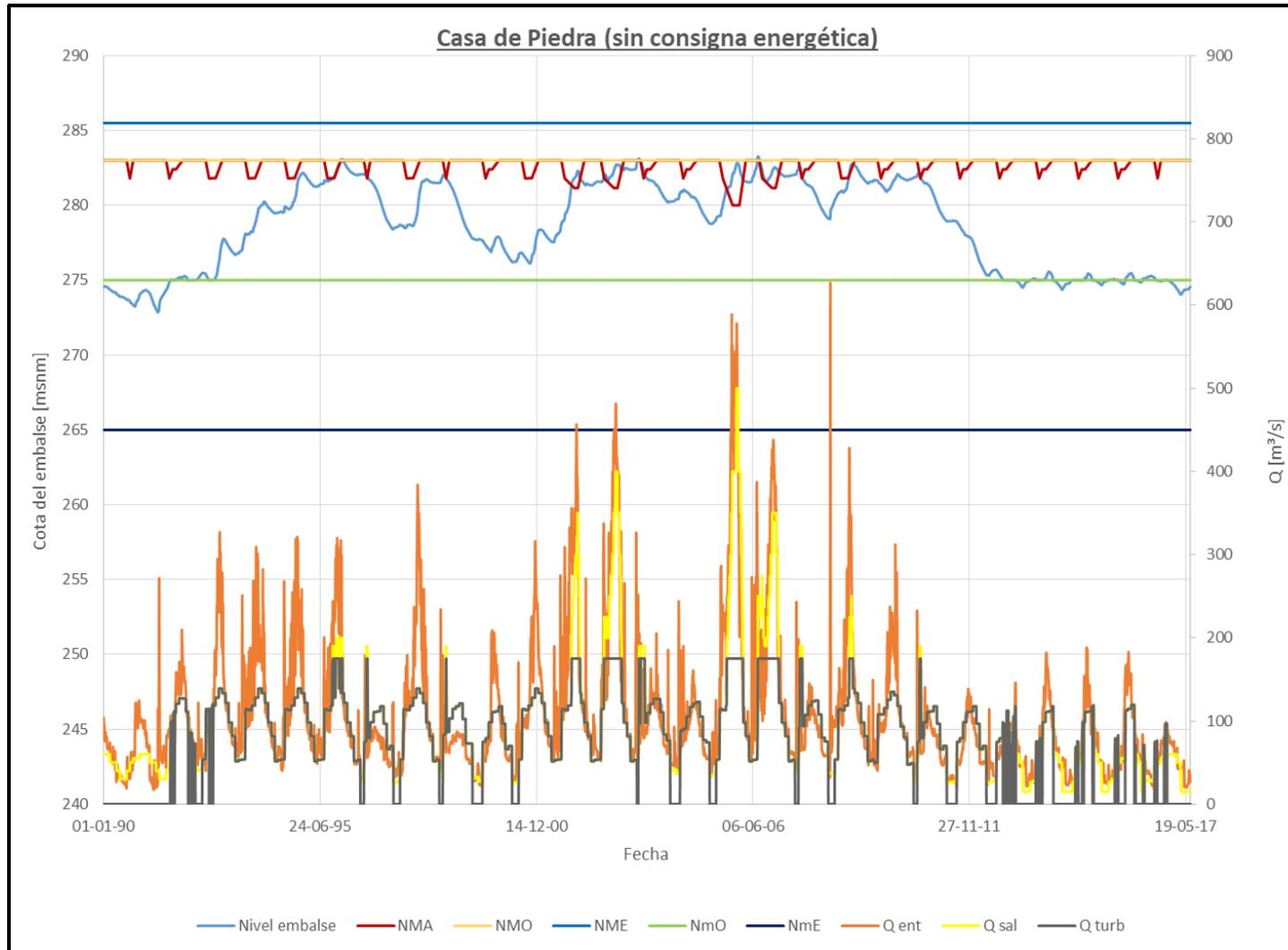


Figura 7.4: Resultados de la modelación del Escenario 1 en CdP sin consigna energética

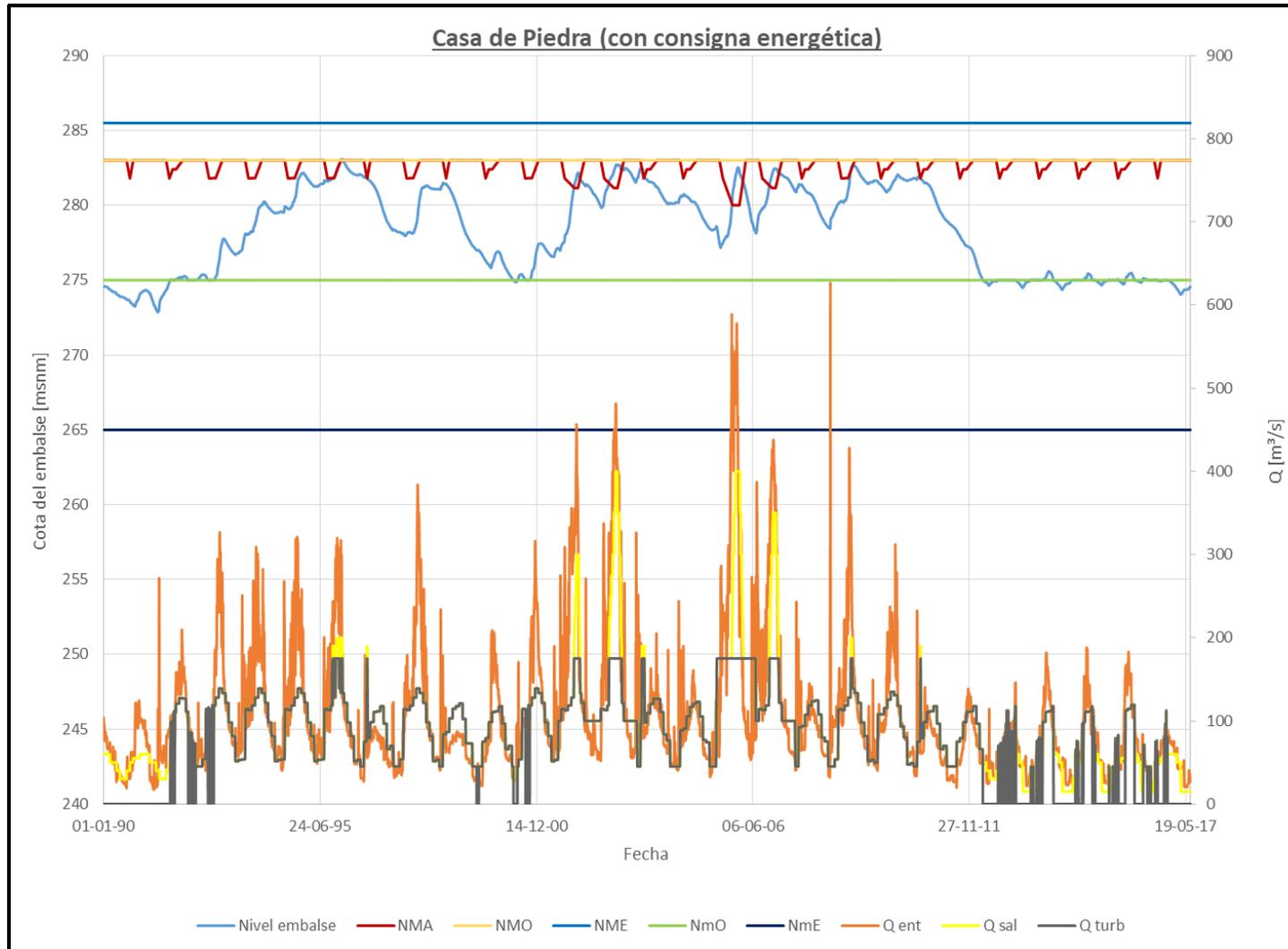


Figura 7.5: Resultados de la modelación del Escenario 1 en CdP con consigna energética

7.1.3 Escenario 2

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 2</u>	<u>Unidad</u>
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	[-]
	Energía media anual =	698	[GWh]
	Tiempo de falla =	3.4%	[-]
	Tiempo objetivo =	96.6%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	71	[hm ³]

Energía media anual entre ambos embalses =	873	882	[GWh]
--	-----	-----	-------

Sin CE	Con CE
--------	--------

EMBALSE CDP	Volumen de falla =	6.4%	6.5%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	7.1%	3.8%	[-]
	Energía media anual =	175	184	[GWh]
	Tiempo de falla =	16.0%	15.8%	[-]
	Tiempo objetivo =	84.0%	84.2%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	31.0%	30.8%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	61.9%	65.4%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	473	472	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	6.8%	3.6%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	220	150	[hm ³]

Tabla 7.5: Tabla resumen de resultados para el Escenario 2

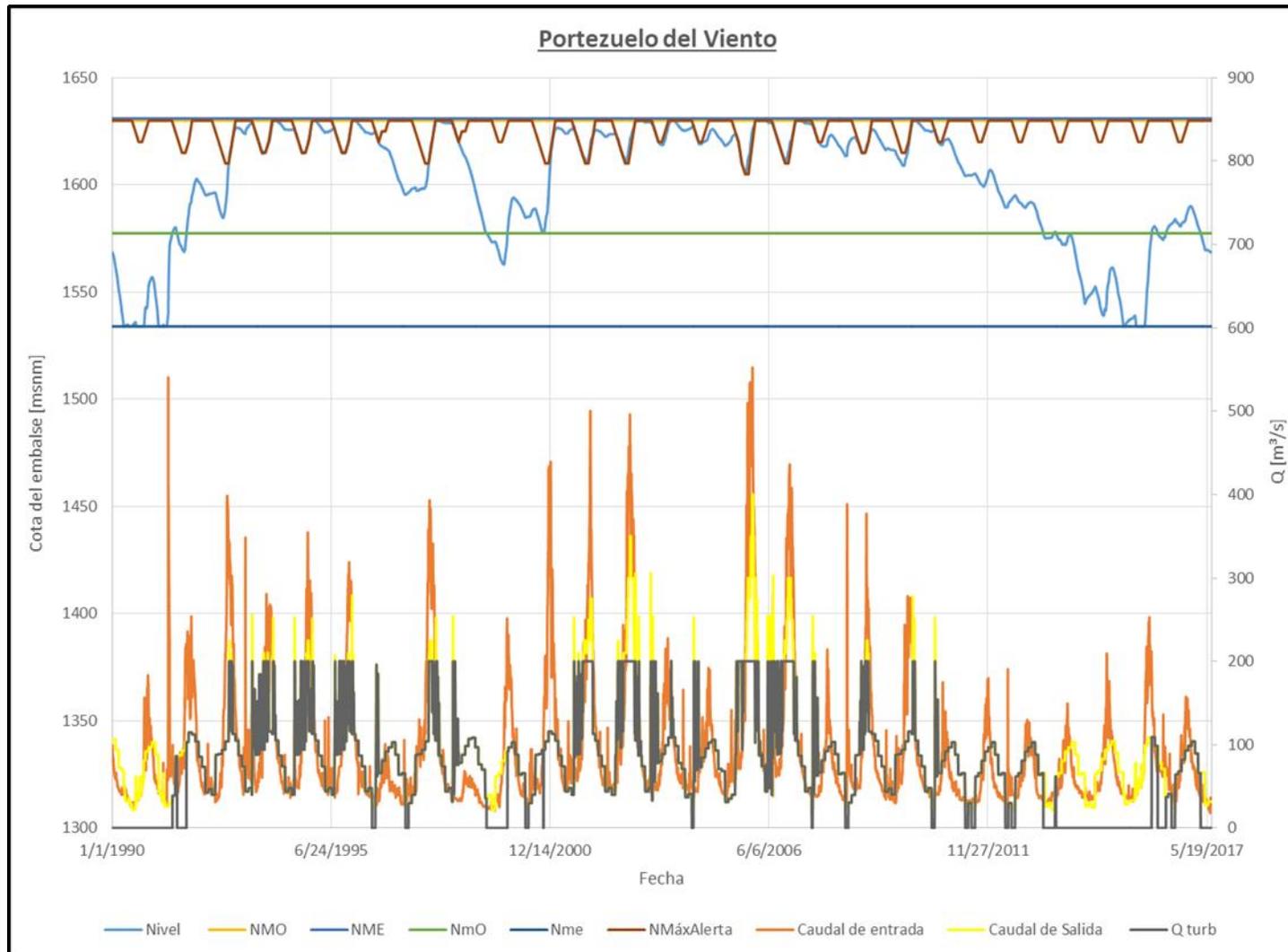


Figura 7.6: Resultados de la modelación del Escenario 2 en PdV

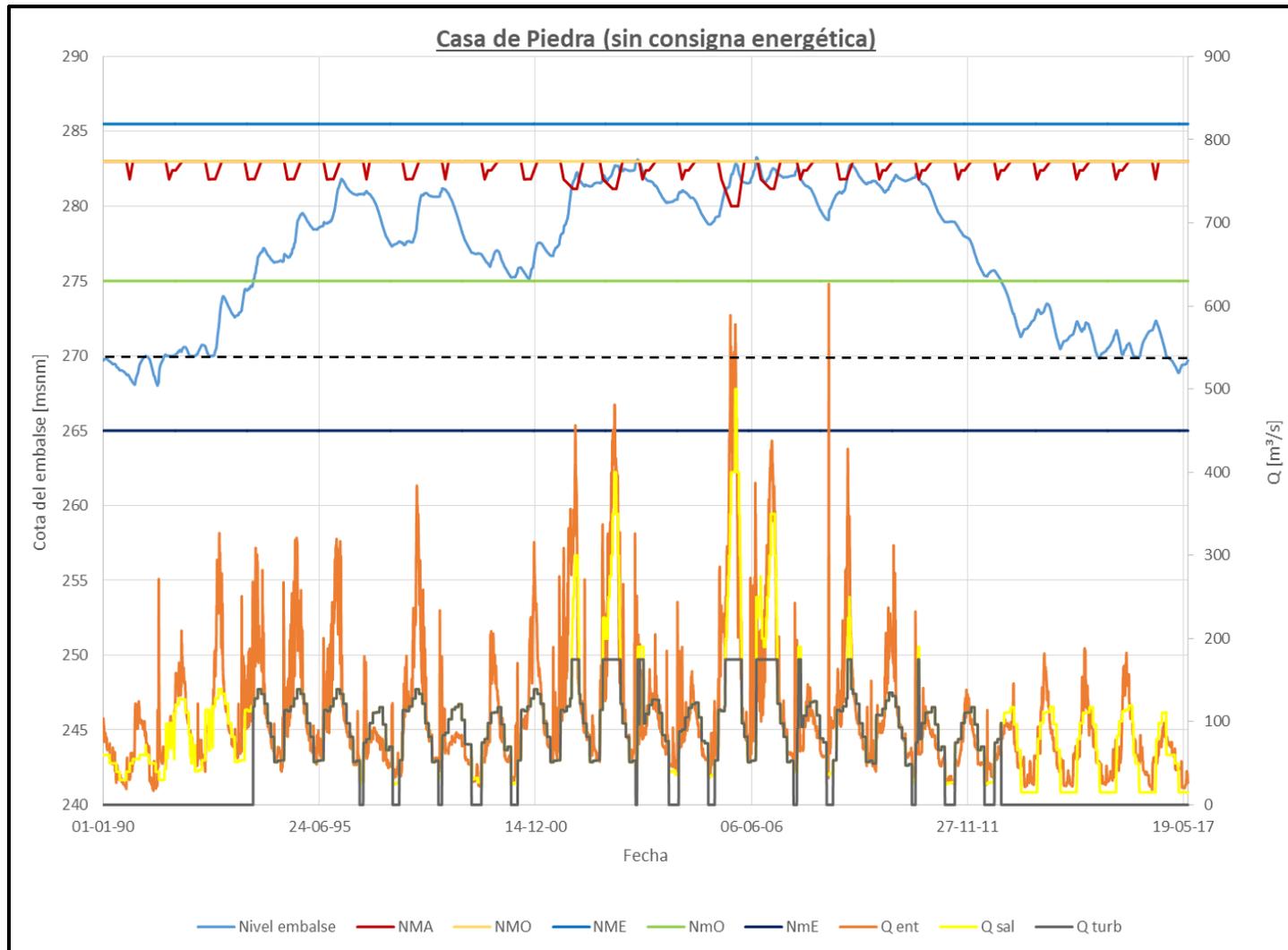


Figura 7.7: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP sin consigna energética

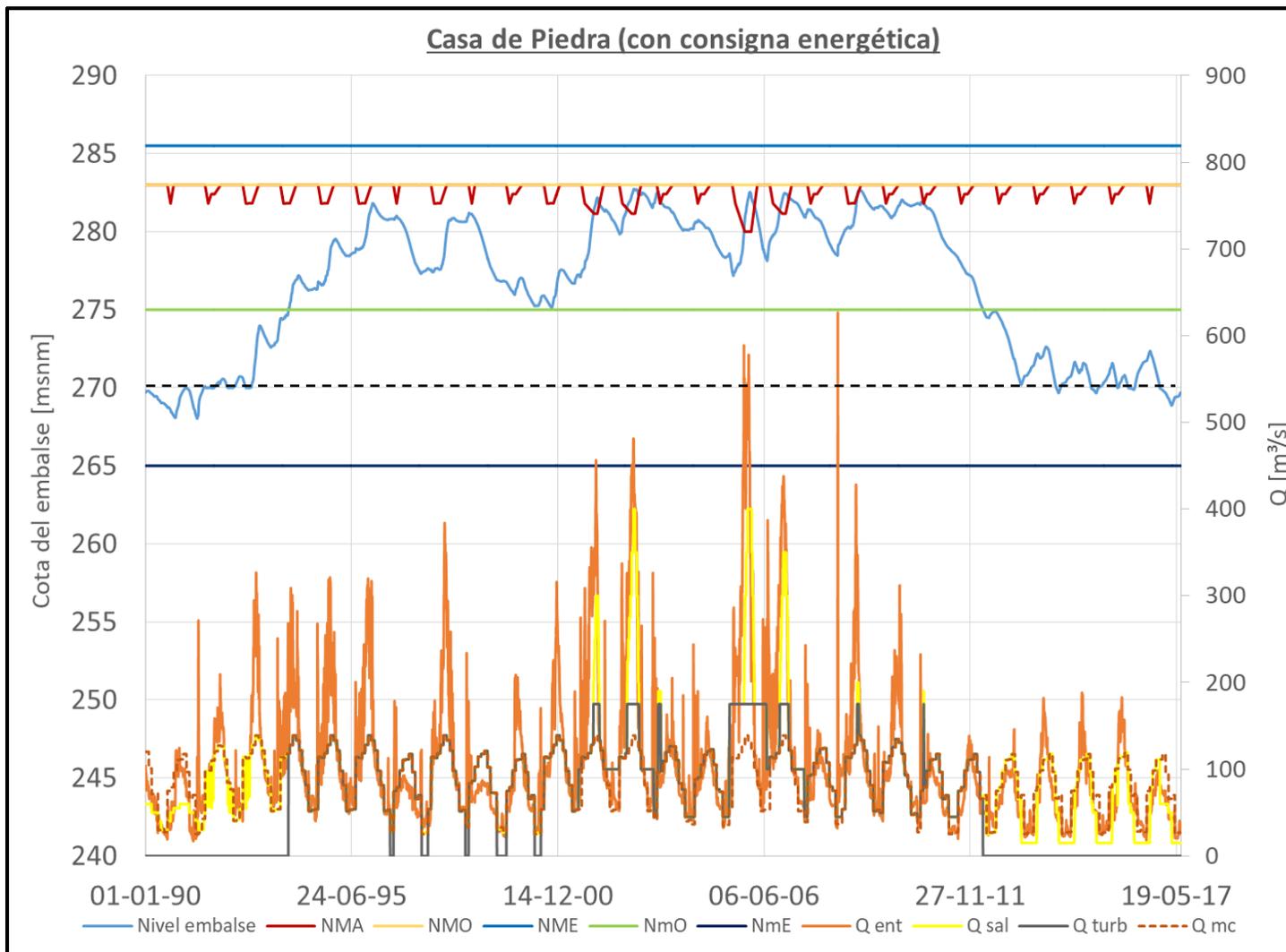


Figura 7.8: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP con consigna energética

7.1.4 Escenario 3

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 3</u>	<u>Unidad</u>	
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	[-]	
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	[-]	
	Energía media anual =	698	[GWh]	
	Tiempo de falla =	3.4%	[-]	
	Tiempo objetivo =	96.6%	[-]	
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	[-]	
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	[-]	
	Volumen evaporado medio anual =	92	[hm ³]	
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	[-]	
	Volumen no turbinable medio anual =	71	[hm ³]	
Energía media anual entre ambos embalses =		850	856	[GWh]

		<u>Sin CE</u>	<u>Con CE</u>	
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	4.7%	4.7%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	6.8%	3.7%	[-]
	Energía media anual =	152	159	[GWh]
	Tiempo de falla =	12.5%	12.5%	[-]
	Tiempo objetivo =	87.5%	87.5%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	41.1%	43.1%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	52.1%	53.2%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	457	452	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	6.5%	3.6%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	206	137	[hm ³]

Tabla 7.6: Tabla resumen de resultados para el Escenario 3

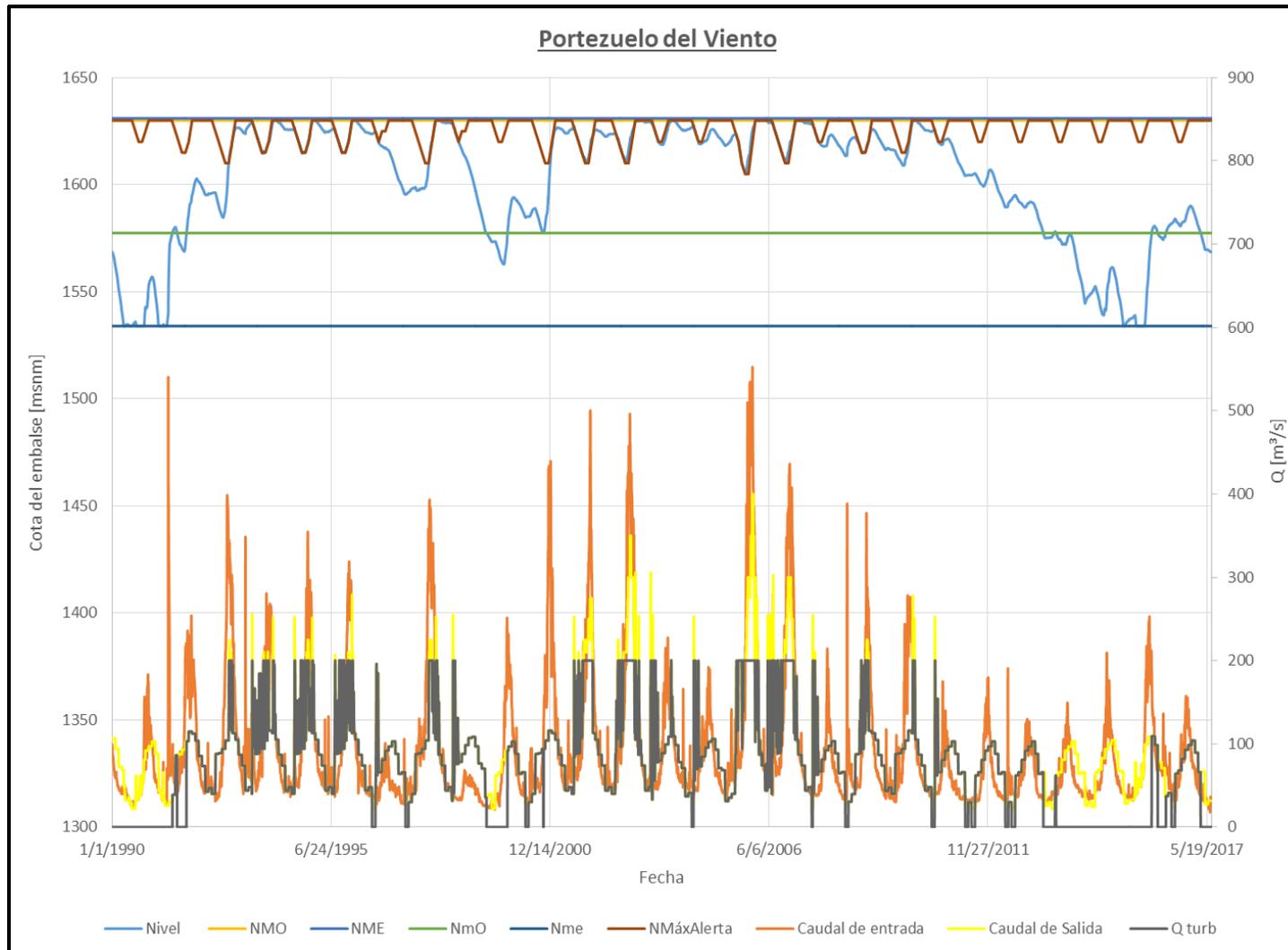


Figura 7.9: Resultados de la modelación del Escenario 3 en PdV

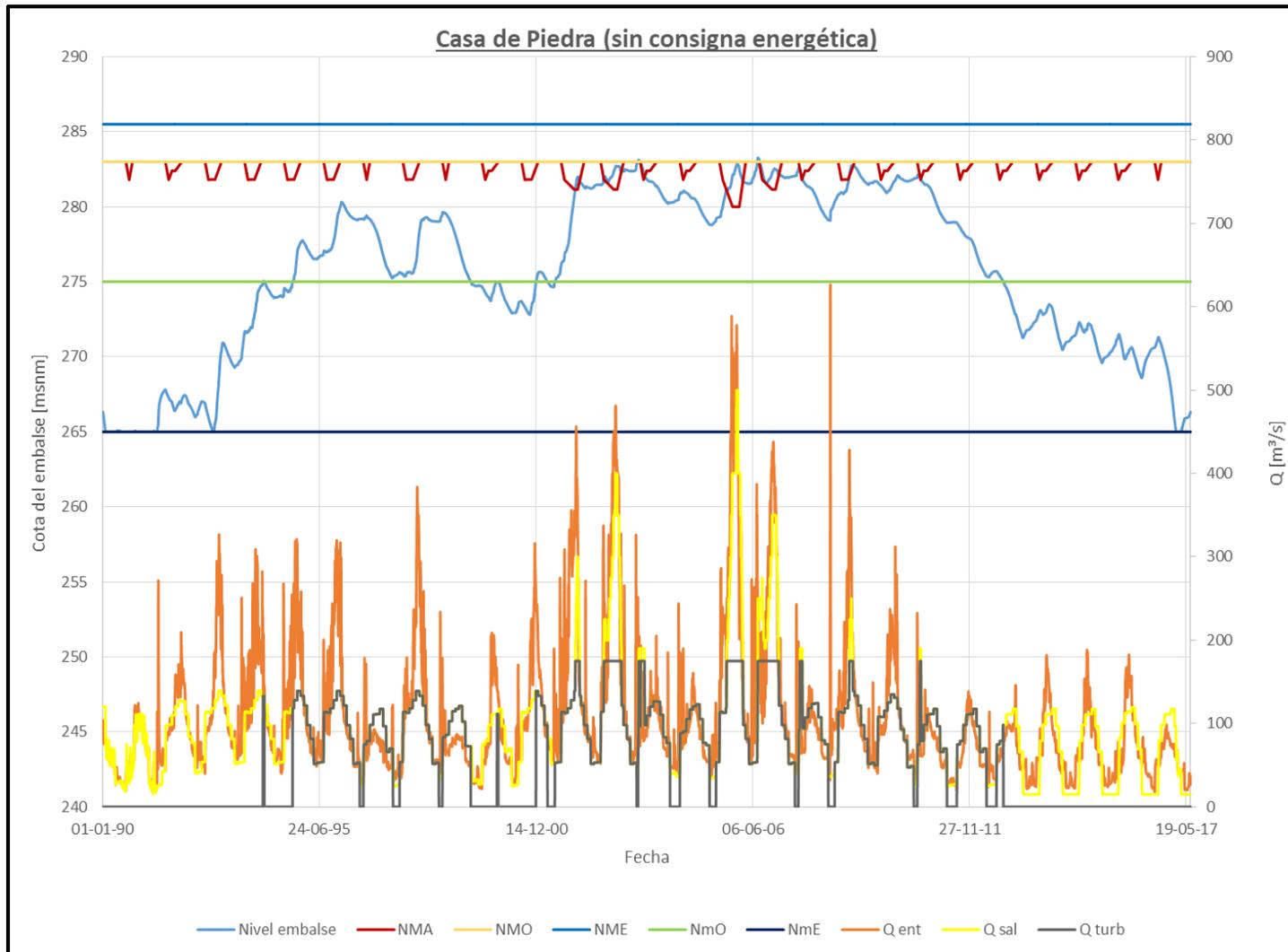


Figura 7.10: Resultados de la modelación del Escenario 3 en CdP sin consigna energética

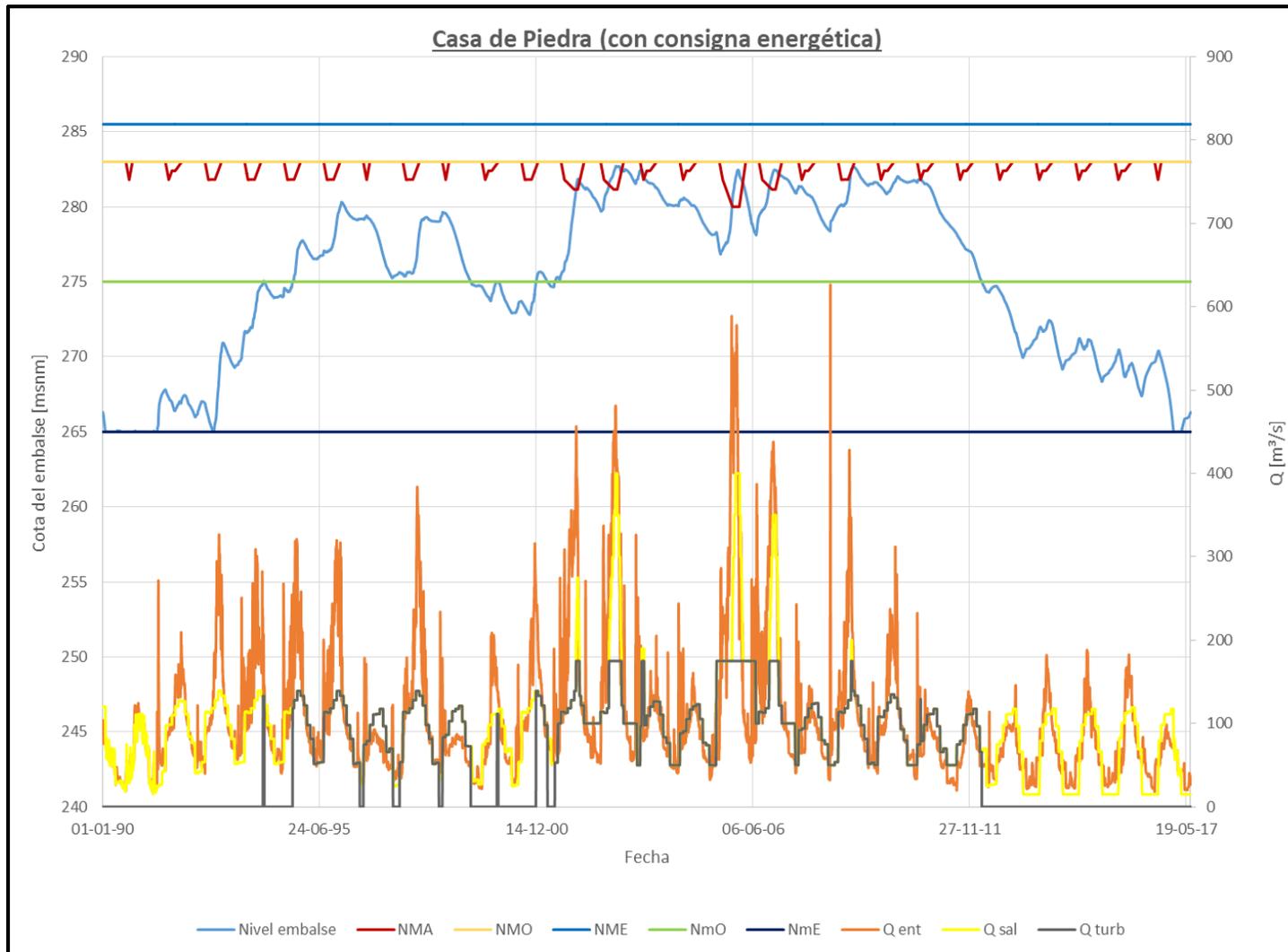


Figura 7.11: Resultados de la modelación del Escenario 3 en CdP con consigna energética

7.1.5 Escenario 4

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 4</u>	<u>Unidad</u>
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	2.1%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	4.0%	[-]
	Energía media anual =	596	[GWh]
	Tiempo de falla =	6.9%	[-]
	Tiempo objetivo =	93.1%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	33.3%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	62.7%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	2.7%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	59	[hm ³]
Energía media anual entre ambos embalses =		782	785 [GWh]

		<u>Sin CE</u>	<u>Con CE</u>	
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	6.9%	7.1%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	7.6%	4.4%	[-]
	Energía media anual =	186	189	[GWh]
	Tiempo de falla =	17.0%	17.5%	[-]
	Tiempo objetivo =	83.0%	82.5%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	30.2%	33.4%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	62.2%	62.2%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	476	471	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	7.0%	4.1%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	191	101	[hm ³]

Tabla 7.7: Tabla resumen de resultados para el Escenario 4

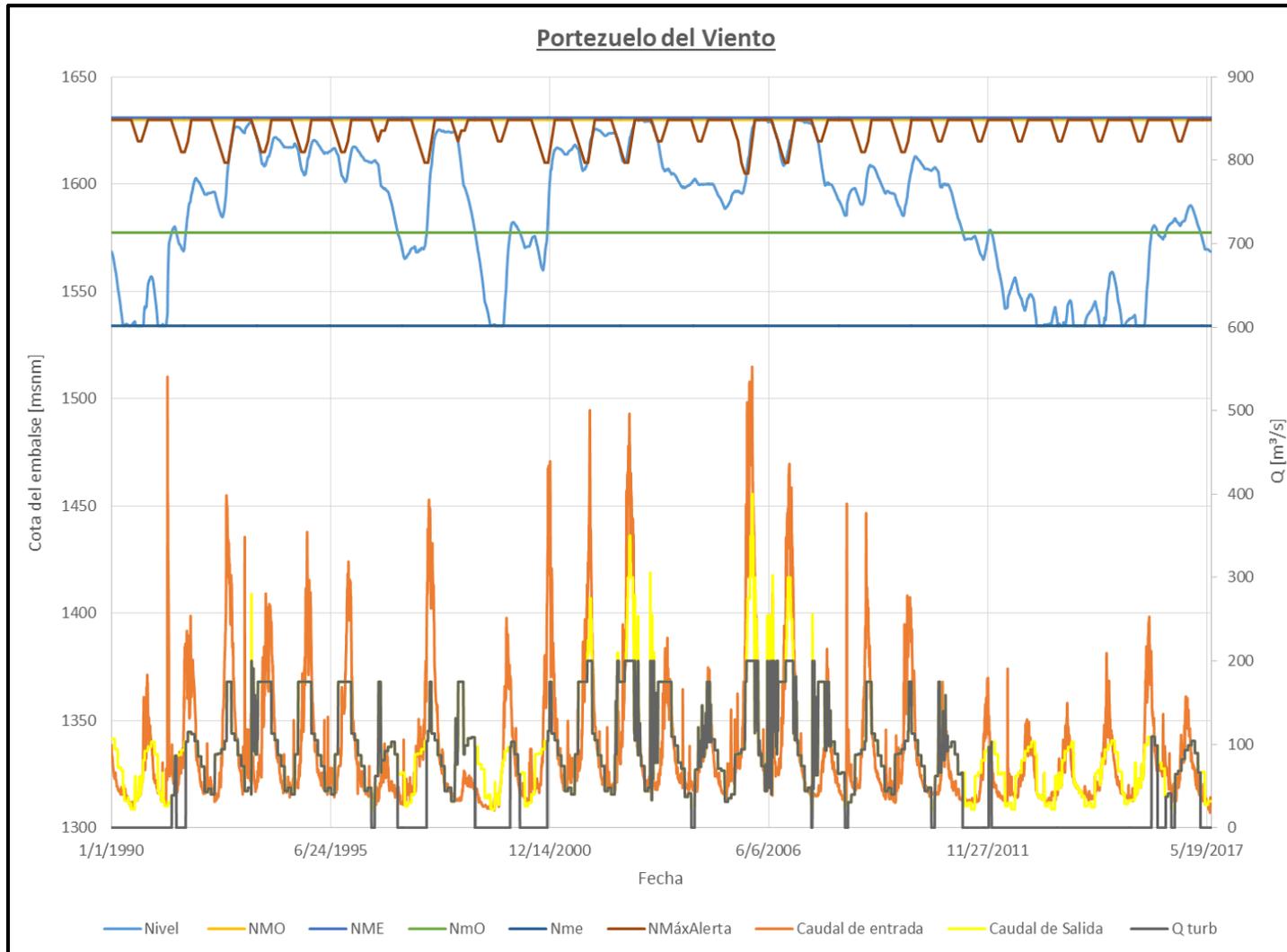


Figura 7.12: Resultados de la modelación del Escenario 4 en PdV

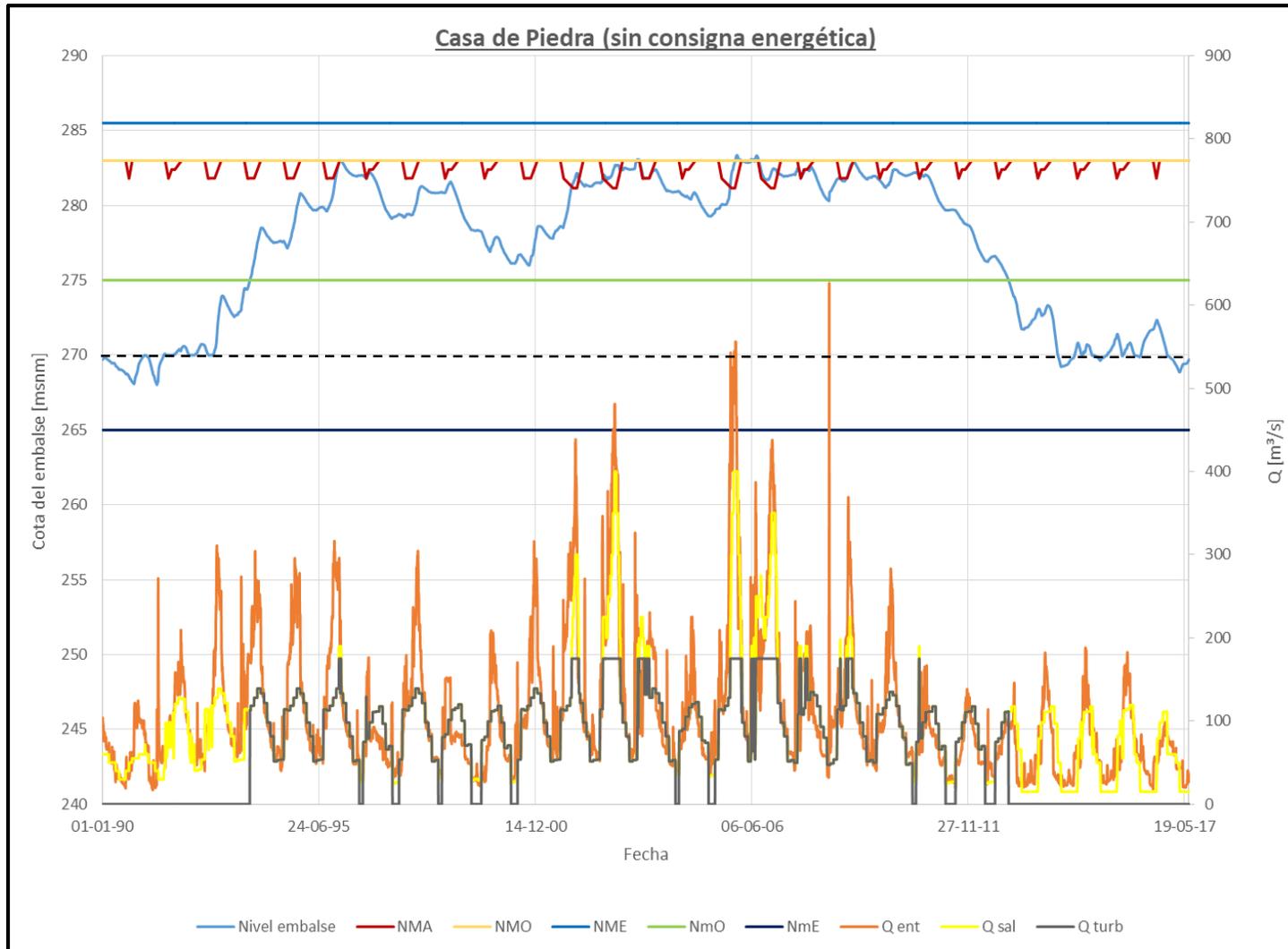


Figura 7.13: Resultados de la modelación del Escenario 4 en CdP sin consigna energética

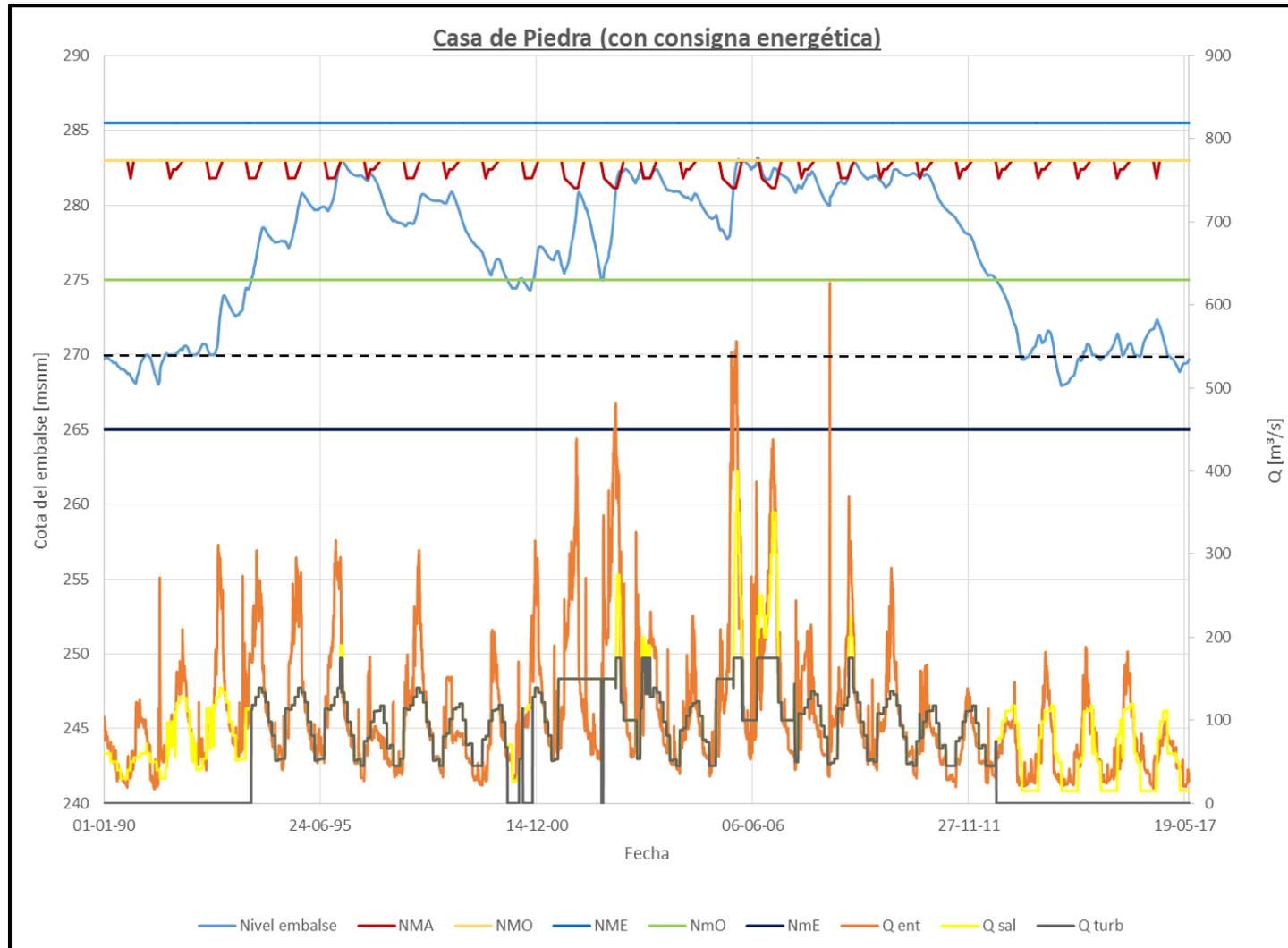


Figura 7.14: Resultados de la modelación del Escenario 4 en CdP con consigna energética

7.1.6 Escenario 5

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 5</u>	<u>Unidad</u>	
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	[-]	
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	[-]	
	Energía media anual =	698	[GWh]	
	Tiempo de falla =	3.4%	[-]	
	Tiempo objetivo =	96.6%	[-]	
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	[-]	
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	[-]	
	Volumen evaporado medio anual =	92	[hm ³]	
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	[-]	
	Volumen no turbinable medio anual =	71	[hm ³]	
Energía media anual entre ambos embalses =		870	874	[GWh]

		<u>Sin CE</u>	<u>Con CE</u>	
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	5.8%	6.0%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	7.0%	4.3%	[-]
	Energía media anual =	172	176	[GWh]
	Tiempo de falla =	20.1%	21.4%	[-]
	Tiempo objetivo =	79.9%	78.6%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	32.5%	35.0%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	60.6%	60.8%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	466	462	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	6.7%	4.1%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	214	162	[hm ³]

Tabla 7.8: Tabla resumen de resultados para el Escenario 5

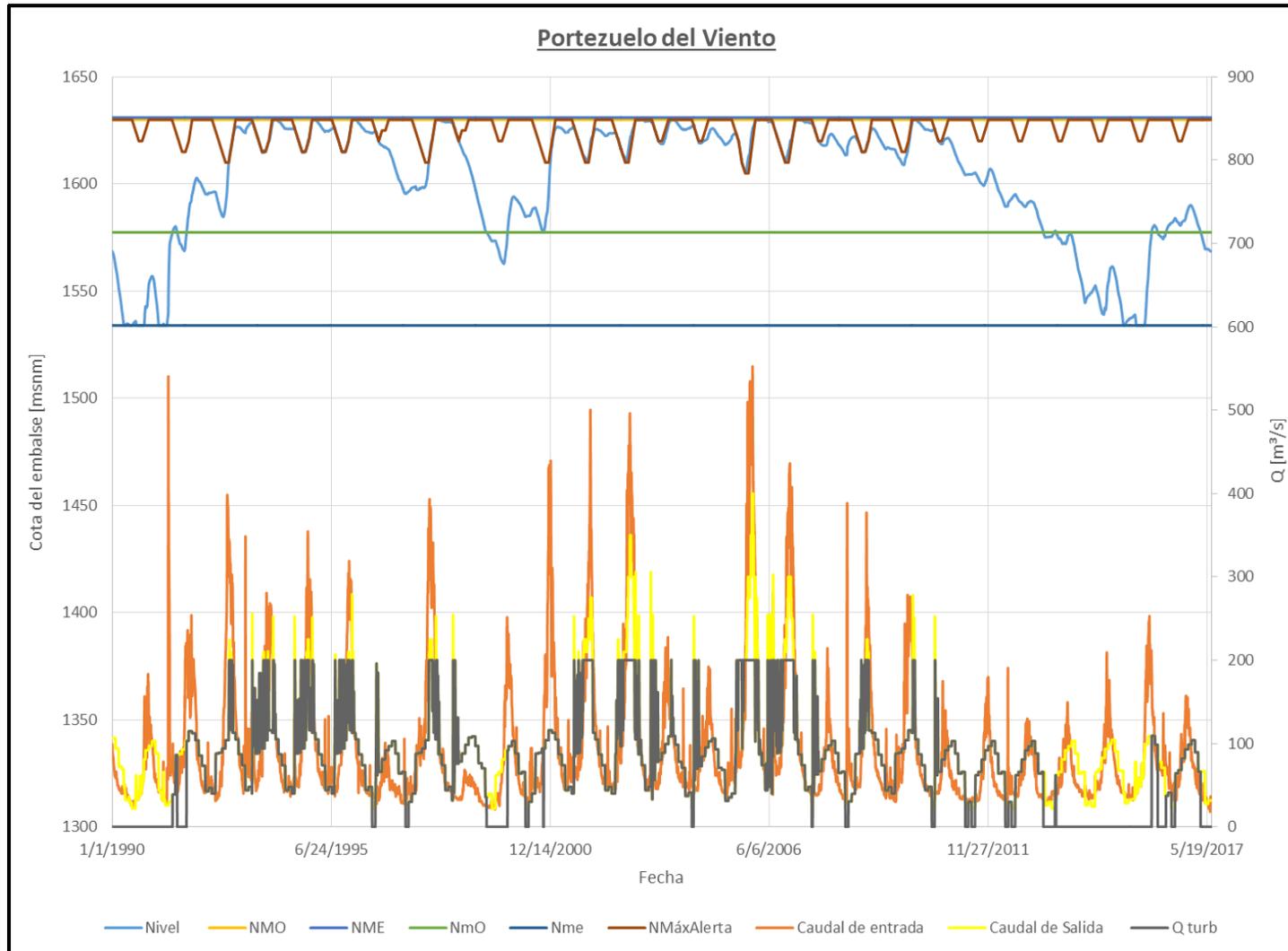


Figura 7.15: Resultados de la modelación del Escenario 5 en PdV

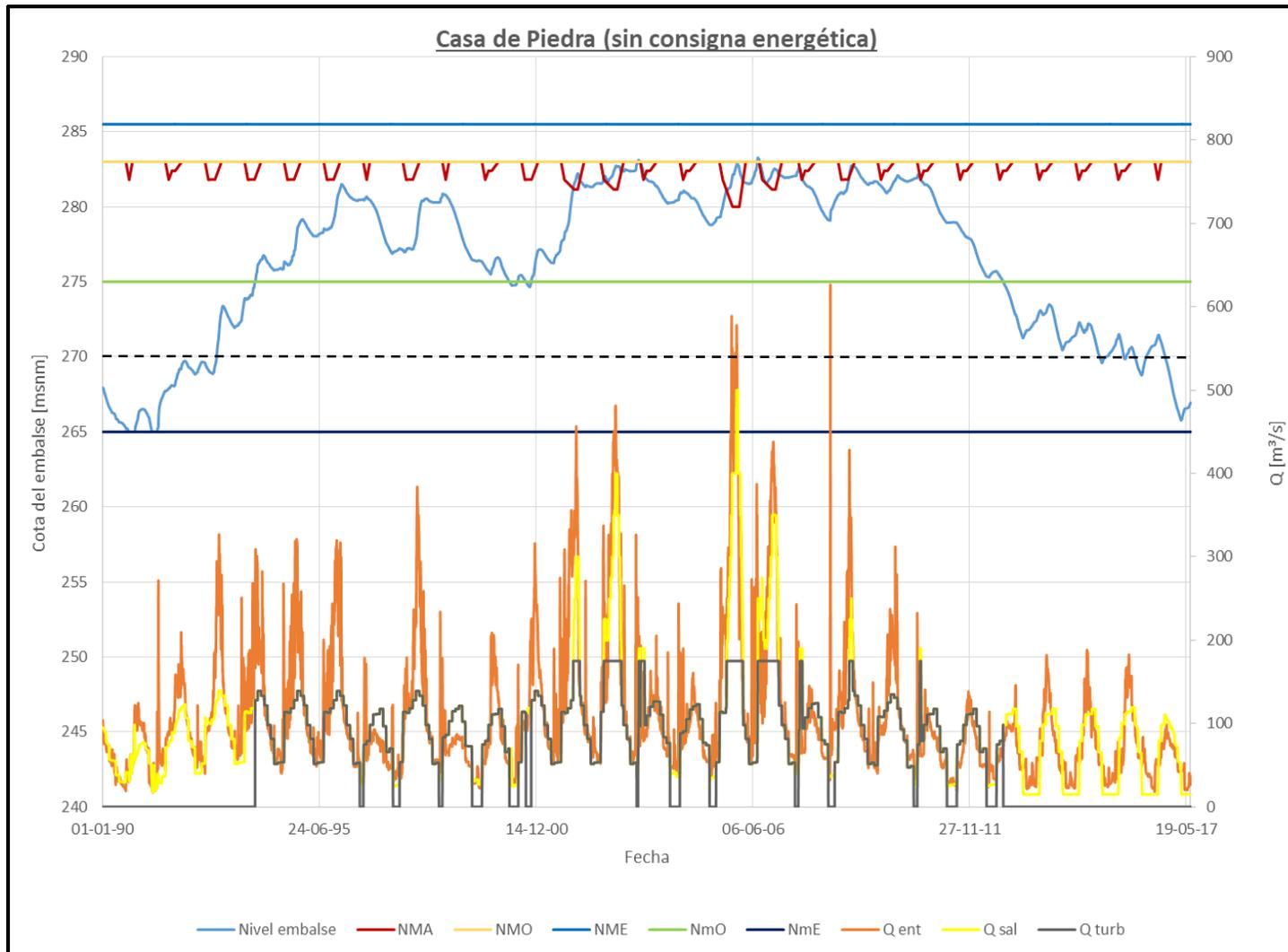


Figura 7.16: Resultados de la modelación del Escenario 5 en CdP sin consigna energética

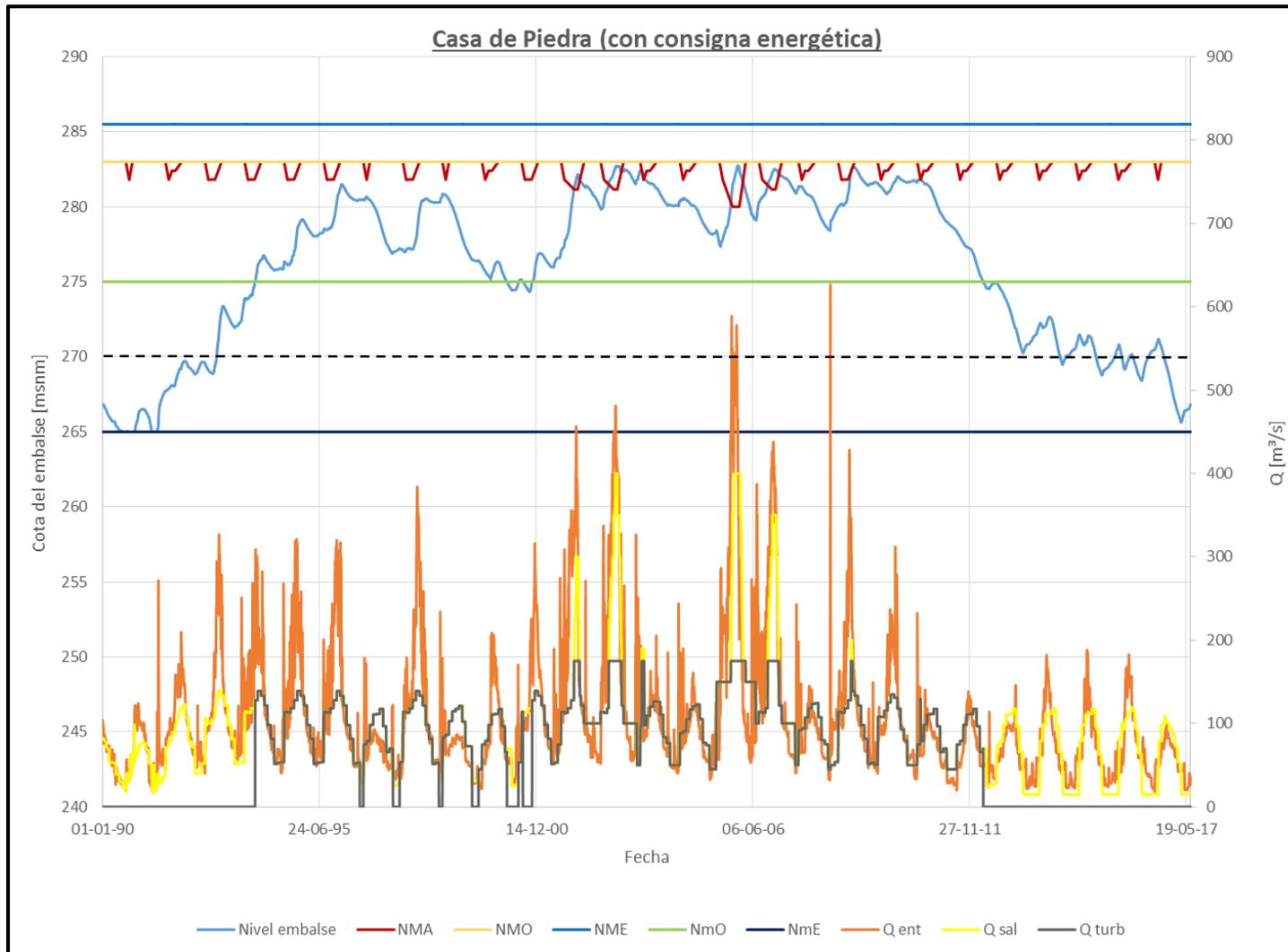


Figura 7.17: Resultados de la modelación del Escenario 5 en CdP con consigna energética

7.2 Resumen de resultados y conclusiones (escenarios 1 a 5)

		Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3	Escenario 4	Escenario 5
EMBALSE PDV	Volumen de falla [-] =	1.0%	1.0%	1.0%	2.1%	1.0%
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	9.7%	9.7%	4.0%	9.7%
	Energía media anual [GWh] =	698	698	698	596	698
	Tiempo de falla =	3.4%	3.4%	3.4%	6.9%	3.4%
	Tiempo objetivo =	96.6%	96.6%	96.6%	93.1%	96.6%
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	19.7%	19.7%	33.3%	19.7%
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	70.6%	70.6%	62.7%	70.6%
	Volumen evaporado medio anual [hm³] =	92	92	92	92	92
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	3.7%	3.7%	2.7%	3.7%
Volumen no turbinable medio anual [hm³] =	71	71	71	59	71	

Energía media anual (ambos embalses) [GWh] =	907.08	915.73	873.10	882.03	850.22	856.39	781.69	784.70	869.96	874.11
--	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

		Sin CE	Con CE								
EMBALSE CDP	Volumen de falla [-] =	8.1%	8.6%	6.4%	6.5%	4.7%	4.7%	6.9%	7.1%	5.8%	6.0%
	Tiempo de operación en FAC =	8.1%	5.0%	7.1%	3.8%	6.8%	3.7%	7.6%	4.4%	7.0%	4.3%
	Energía media anual [GWh] =	209	218	175	184	152	159	186	189	172	176
	Tiempo de falla =	19.2%	21.0%	16.0%	15.8%	12.5%	12.5%	17.0%	17.5%	20.1%	21.4%
	Tiempo objetivo =	80.8%	79.0%	84.0%	84.2%	87.5%	87.5%	83.0%	82.5%	79.9%	78.6%
	Tiempo de operación en FM =	17.4%	20.4%	31.0%	30.8%	41.1%	43.1%	30.2%	33.4%	32.5%	35.0%
	Tiempo de operación en FON =	74.5%	74.6%	61.9%	65.4%	52.1%	53.2%	62.2%	62.2%	60.6%	60.8%
	Volumen evaporado medio anual [hm³] =	495	493	473	472	457	452	476	471	466	462
	Tiempo excedente no turbinable =	7.6%	4.6%	6.8%	3.6%	6.5%	3.6%	7.0%	4.1%	6.7%	4.1%
Volumen no turbinable medio anual [hm³] =	229	157	220	150	206	137	191	101	214	162	

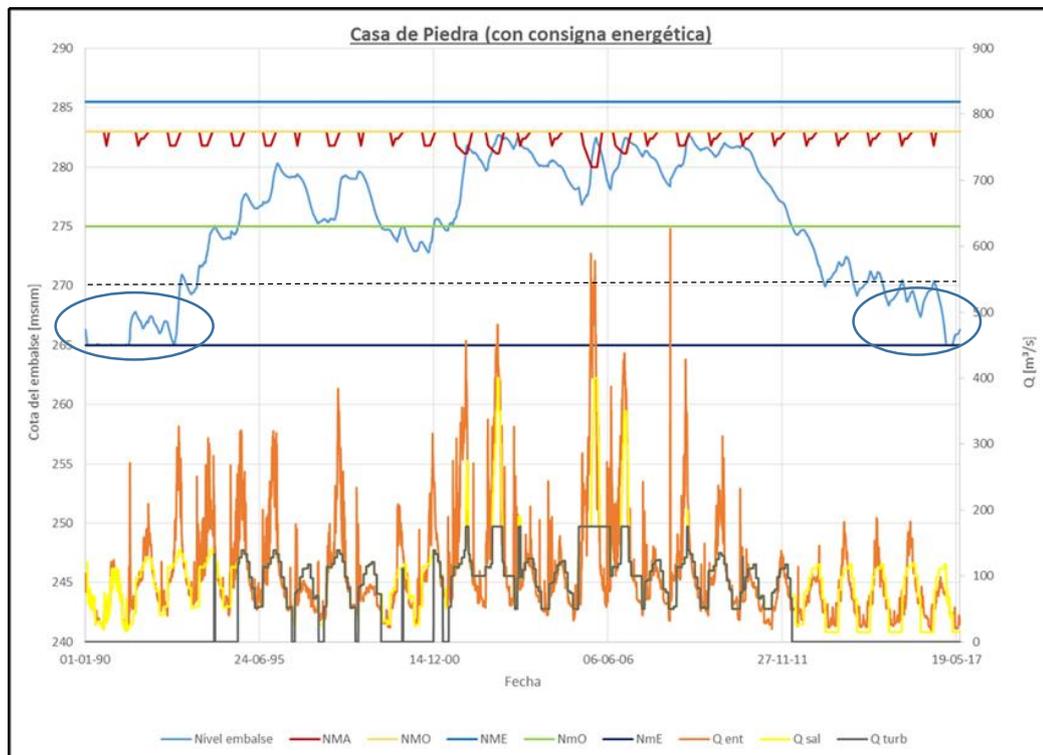
Tabla 7.9: Tabla resumen de resultados para todos los escenarios modelados

En la anterior tabla (Tabla 7.9) se vuelcan a modo de resumen todos los resultados obtenidos en las corridas de los escenarios. Se emplea una escala de colores comparativa para cada variable, la cual varía desde el verde (valores más satisfactorios) al rojo (valores más desfavorables).

A continuación, se describen las observaciones finales, en las cuales se detallan los aspectos más destacables de cada corrida, para de este modo definir cuál es el escenario más factible de llevar a cabo en la operación en serie de ambos aprovechamientos.

De la comparación entre los escenarios 1 a 5, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El escenario 1, si bien es el que entrega la mayor producción energética, presenta el porcentaje de falla más alto de todos los escenarios en Casa de Piedra. Al tener la máxima prioridad los usos consuntivos, este escenario no sería el más conveniente desde este punto de vista.
- El escenario 3, si bien es el que entregaría el menor porcentaje de falla en volumen, tiene el gran inconveniente de alcanzar niveles cercanos al nivel mínimo extraordinario lo cual dificulta una futura recuperación del embalse, por lo que se pone en peligro el abastecimiento futuro de caudales mínimos para usos consuntivos.



- Respecto del escenario 4, la decisión de modificar el régimen de caudales a erogar en Portezuelo del Viento no genera resultados positivos en la operación conjunta de los embalses, al entregar la menor energía media anual frente al resto de los escenarios y provocar un aumento de la falla en Portezuelo del Viento (hasta dos veces mayor). Esto se da, ya que la erogación forzada de caudales mayores a los consuntivos en Portezuelo del Viento provoca un mayor descenso de los niveles, disminuyendo de esta manera el salto útil disponible para la generación. Además, esto provoca que el tiempo de operación en la franja magra aumente y que el nivel del embalse oscile más tiempo cerca del nivel mínimo extraordinario, dejando de garantizar la entrega de los caudales mínimos de usos consuntivos aguas abajo. Esto incide también de manera negativa en el volumen de falla de Casa de Piedra.
- Finalmente, la generación energética de los embalses según las consignas de los escenarios 2 y 5 no presenta grandes diferencias. La energía media anual generada es

prácticamente la misma (existe una diferencia de 8 GWh/año a favor del escenario 2). Donde sí se pueden observar algunas diferencias es en los niveles de operación y la falla. Los porcentajes de falla en volumen son de 6,48% para el escenario 2 y 5,98% para el escenario 5. Si bien desde este punto de vista podría optarse por el escenario 5, debe destacarse también que este último presenta la desventaja de operar en los últimos años de la corrida con niveles menores respecto a los del escenario 2. Es por ello que, si se prolongara el período de sequía por algunos años más, se vería limitada la capacidad de recuperación y peligraría el normal abastecimiento de los caudales mínimos para usos consuntivos.

Basándose en las conclusiones anteriores, **se opta al escenario 2** como el más favorable para la operación en serie de ambos aprovechamientos.

7.3 Otros análisis respecto de la serie hidrológica utilizada

7.3.1 Escenario 2 omitiendo últimos años del período de sequía

El objetivo del planteo de este escenario, es la comparación de los valores obtenidos para las variables analizadas en ambos aprovechamientos, si no se tuviera en cuenta el marcado período de sequía que se viene teniendo en los últimos años. Es por ello, que se realiza una modelación idéntica a la del Escenario 2, con la salvedad de que se omiten los últimos 5 años y medio de la serie (es decir, se modela desde el año 1990 hasta el 2011 inclusive). De esta manera, se tienen solamente en cuenta 2 años consecutivos de bajos derrames en la cuenca frente a los 7 años y medio que en realidad se vienen acumulando de manera extraordinaria.

		Escenario 2		Unidad
		Con sequía	Sin sequía	
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	0.2%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	12.5%	[-]
	Energía media anual =	698	874	[GWh]
	Tiempo de falla =	3.4%	0.8%	[-]
	Tiempo objetivo =	96.6%	99.2%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	3.1%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	84.5%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92	92	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	5.1%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	71	98	[hm ³]
Energía media anual entre ambos embalses =		882.03	1118.13	[GWh]
		Con sequía	Sin sequía	
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	6.5%	0.9%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	3.8%	5.2%	[-]
	Energía media anual =	184	244	[GWh]
	Tiempo de falla =	15.8%	2.9%	[-]
	Tiempo objetivo =	84.2%	97.1%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	30.8%	13.5%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	65.4%	81.3%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	472	506	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.6%	5.0%	[-]
Volumen no turbinable medio anual =	150	195	[hm ³]	

Tabla 7.10: Tabla resumen de resultados para las modelaciones con y sin sequía del Escenario 2

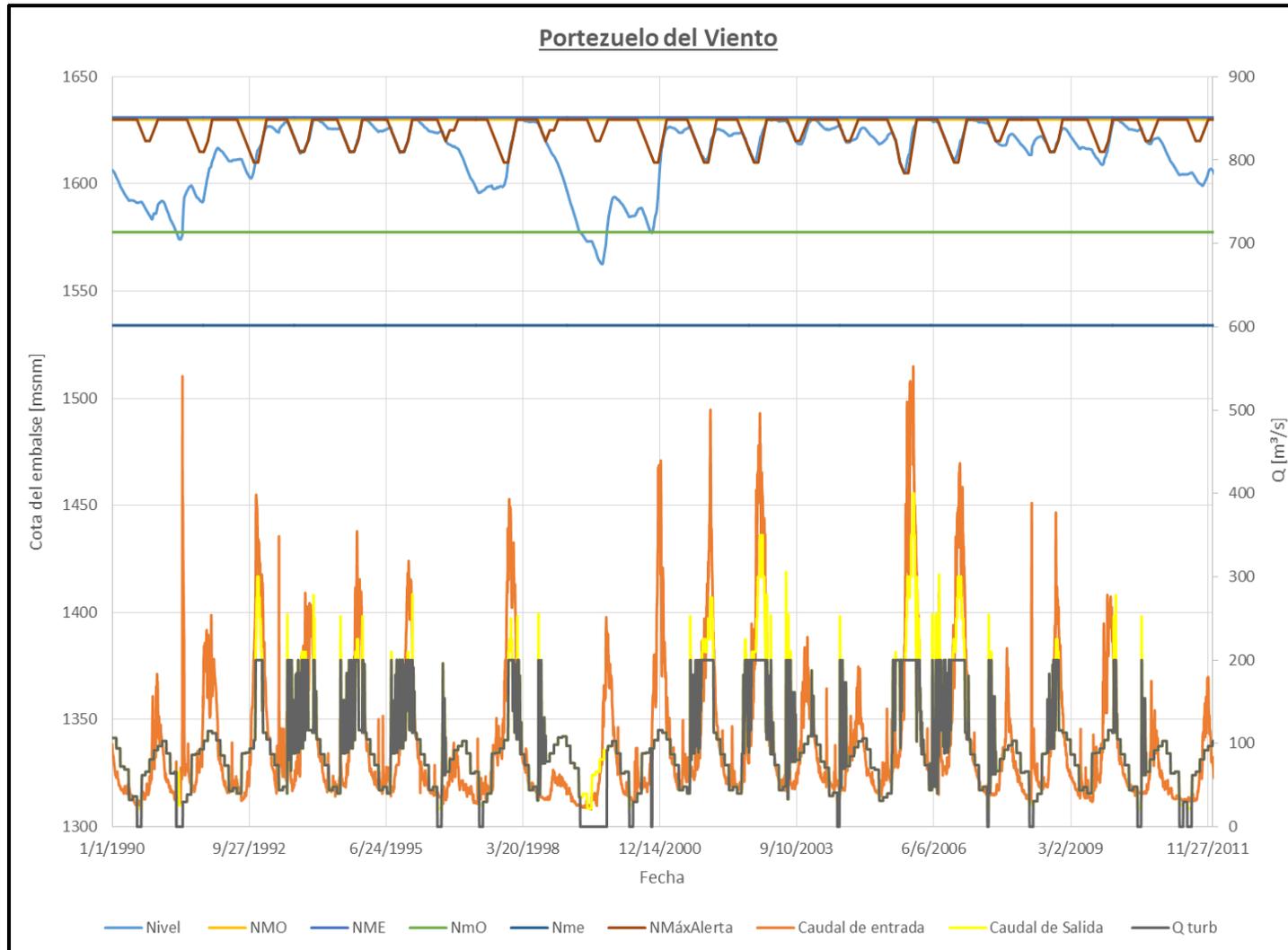


Figura 7.18: Resultados de la modelación del Escenario 2 en PdV omitiendo el último período de sequía

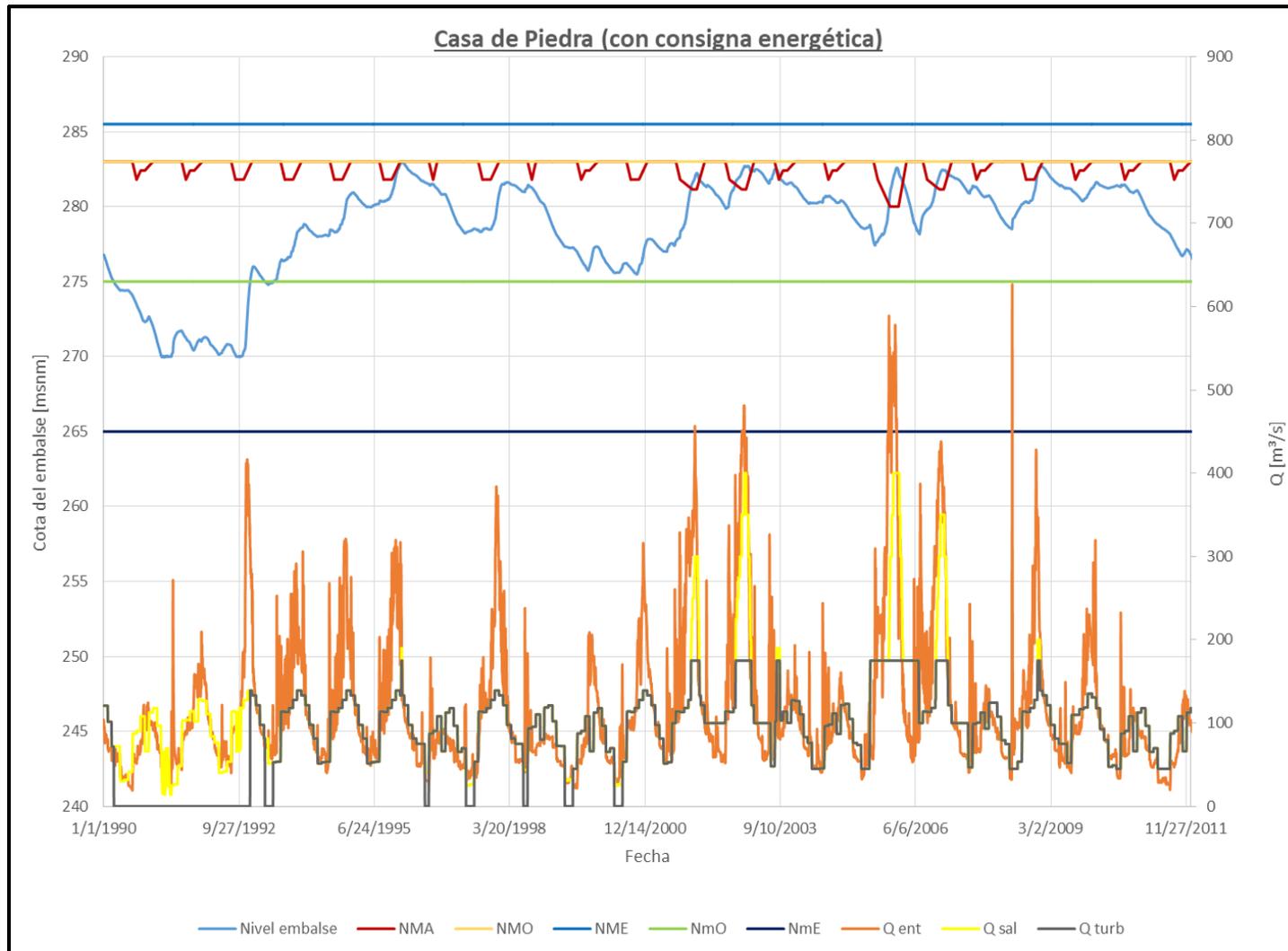


Figura 7.19: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP omitiendo el último período de sequía

A partir de la observación de la Tabla 7.10 y las figuras anteriores se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- En ambos aprovechamientos se tiene una mejora notable en la producción energética media anual, incrementándose un 23% en Portezuelo del Viento y un 32% en Casa de Piedra.
- Respecto a la falla en volumen, se da una diferencia importante en Casa de Piedra: disminuye de un 6,48% a 0,86%. Es decir, se presenta 1/6 del valor anterior.
- La corrida de este modelo permitiría afirmar que, al tenerse un período tan prolongado de derrames magros y no contar con una suficiente capacidad de regulación en la cuenca, no es posible efectuar la retención de volúmenes necesaria para lograr una correcta regulación de caudales y poder atenuar los efectos negativos de este período, no pudiéndose garantizar la erogación de caudales mínimos de usos consuntivos a lo largo de este último.

Este tipo de situaciones desencadenan la aplicación de vedas de riego durante los meses de baja demanda, para posibilitar una recuperación del embalse en este tiempo y asegurar que el aprovechamiento erogue los caudales correspondientes en los meses de mayor demanda, en los que los cultivos necesitan el agua para garantizar el correcto desarrollo de la planta y un buen rinde. Esto puede confirmarse a partir de los registros que entrega el COIRCO (a partir del 2013 se vienen tomando este tipo de medidas en los meses de invierno). Durante del desarrollo de los modelos de embalse se verificó el funcionamiento de las vedas de riego y la efectiva recuperación de niveles que producen. Es por ello que se optó incorporar esta medida en la modelación.

7.3.2 Comparación Portezuelo del Viento: series 1990-2017 y 1971-2017

El objetivo de la realización de este escenario, es observar el comportamiento del embalse si se modelara con una serie de mayor cantidad de años (19 años más) y comparar los resultados obtenidos con la modelación previa basada en una serie más acotada, en la que se tiene una mayor cantidad de años secos en relación a la cantidad de años que posee la serie empleada.

	<u>Variable</u>	<u>1990 - 2017</u>	<u>1971 - 2017</u>	<u>Unidad</u>
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%	0.4%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%	12.8%	[-]
	Energía media anual =	698	787	[GWh]
	Tiempo de falla =	3.4%	1.5%	[-]
	Tiempo objetivo =	96.6%	98.5%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	19.7%	10.2%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	70.6%	77.0%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92	90	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%	5.2%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	71	99	[hm ³]

Tabla 7.11: Tabla resumen de resultados en PdV

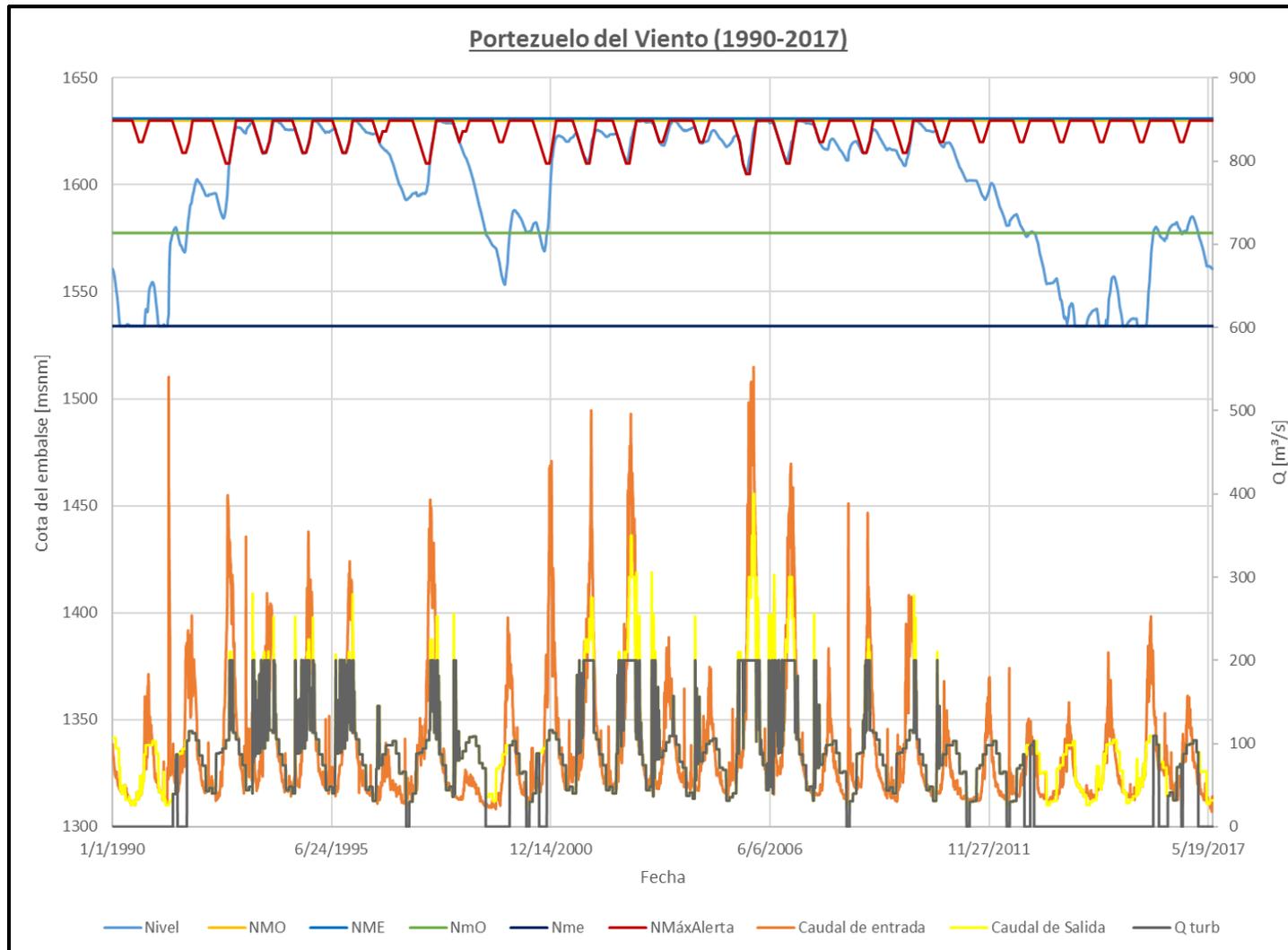


Figura 7.20: Resultados de la modelación en PdV correspondiente al período 1990 - 2017

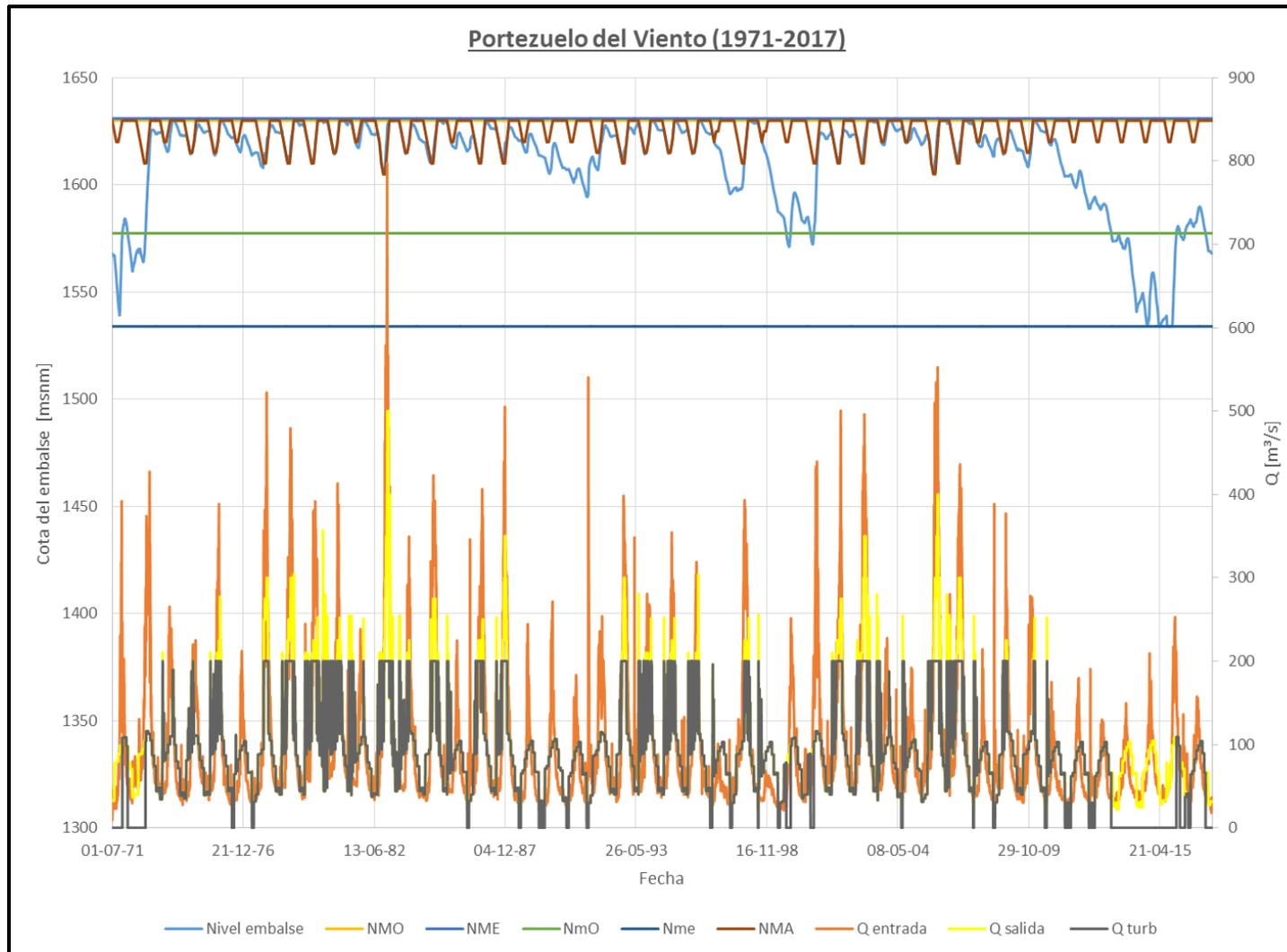


Figura 7.21: Resultados de la modelación en PdV correspondiente al período 1971 - 2017

A partir de la observación de la Tabla 7.11 y las figuras anteriores, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Al tener la serie 1971 – 2017 una mayor cantidad de años con derrames importantes, la generación media anual resulta ser mayor.
- El volumen de falla disminuye, presentando una mejora sustancial.
- Si bien el período de sequía de los últimos años tiene un peso menor en la serie 1971-2017 que en la serie 1990-2017, sigue condicionando fuertemente la operación del embalse en dicho período de tiempo. Si se observan los gráficos correspondientes a ambas situaciones, puede verse que el comportamiento del embalse resulta ser muy similar en ambos casos, lo que destaca el carácter extraordinario de este fenómeno.

8. Alternativa seleccionada

8.1 Conclusiones generales del funcionamiento en conjunto de ambos aprovechamientos

En este apartado se realiza un análisis de los efectos que tiene la presencia del aprovechamiento Portezuelo del Viento sobre la operación de Casa de Piedra. Para ello, se compara el Escenario 2 con una modelación adicional del mismo, pero sin Portezuelo del Viento, y se obtienen conclusiones a partir de las diferencias observadas en los resultados alcanzados.

A continuación, se muestra en forma de tabla resumen los resultados obtenidos para ambas situaciones.

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 2 (sin PdV)</u>		<u>Unidad</u>
		<u>Sin CE</u>	<u>Con CE</u>	
<u>EMBALSE</u> <u>CDP</u>	Volumen de falla =	5.7%	5.8%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	12.5%	7.8%	[-]
	Energía media anual =	200	204	[GWh]
	Tiempo de falla =	14.1%	14.4%	[-]
	Tiempo objetivo =	85.9%	84.2%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	29.5%	31.7%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	58.0%	60.5%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	484	481	[hm³]
	Tiempo excedente no turbinable =	11.6%	7.6%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	308.12	240.77	[hm³]

Tabla 8.1: Tabla resumen de resultados para la modelación del Escenario 2 sin PdV

	<u>Variable</u>	<u>Escenario 2</u>		<u>Unidad</u>
EMBALSE PDV	Volumen de falla =	1.0%		[-]
	Tiempo de operación en FAC =	9.7%		[-]
	Energía media anual =	698		[GWh]
	Tiempo de falla =	3.4%		[-]
	Tiempo objetivo =	96.6%		[-]
	Tiempo de operación en FM =	19.7%		[-]
	Tiempo de operación en FON =	70.6%		[-]
	Volumen evaporado medio anual =	92		[hm³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.7%		[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	71		[hm³]
Energía media anual entre ambos embalses =		873	882	[GWh]
		Sin CE	Con CE	
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	6.4%	6.5%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	7.1%	3.8%	[-]
	Energía media anual =	175	184	[GWh]
	Tiempo de falla =	16.0%	15.8%	[-]
	Tiempo objetivo =	84.0%	84.2%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	31.0%	30.8%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	61.9%	65.4%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	473	472	[hm³]
	Tiempo excedente no turbinable =	6.8%	3.6%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	220	150	[hm³]

Tabla 8.2: Tabla resumen de resultados para la modelación del Escenario 2 con PdV

De la comparación de ambas situaciones, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Se da un aumento en el volumen de falla del orden de 0,7% para el caso con Portezuelo del Viento.
- Se reduce a la mitad el tiempo de operación de Casa de Piedra en la FAC, para el caso con Portezuelo del Viento.
- En el caso en el que se cuenta con la presencia del aprovechamiento Portezuelo del Viento aguas arriba, se reduce la generación de energía en Casa de Piedra, en términos generales, en un 10%. Sin embargo, si uno observa la generación en conjunto entre ambos aprovechamientos, se generan en términos medios 660 GWh/año más en el caso con Portezuelo del Viento.

En conclusión, la presencia de Portezuelo del Viento en la operación en conjunto de ambos aprovechamientos provoca un leve aumento en los volúmenes de falla, la producción energética en Casa de Piedra se ve reducida (principalmente, porque el embalse, en términos medios, opera con niveles inferiores) y también puede decirse que las amplitudes de las variaciones de niveles en CdP son menores. Cabe aclarar que, a nivel general en la cuenca, la producción energética se ve incrementada notablemente.

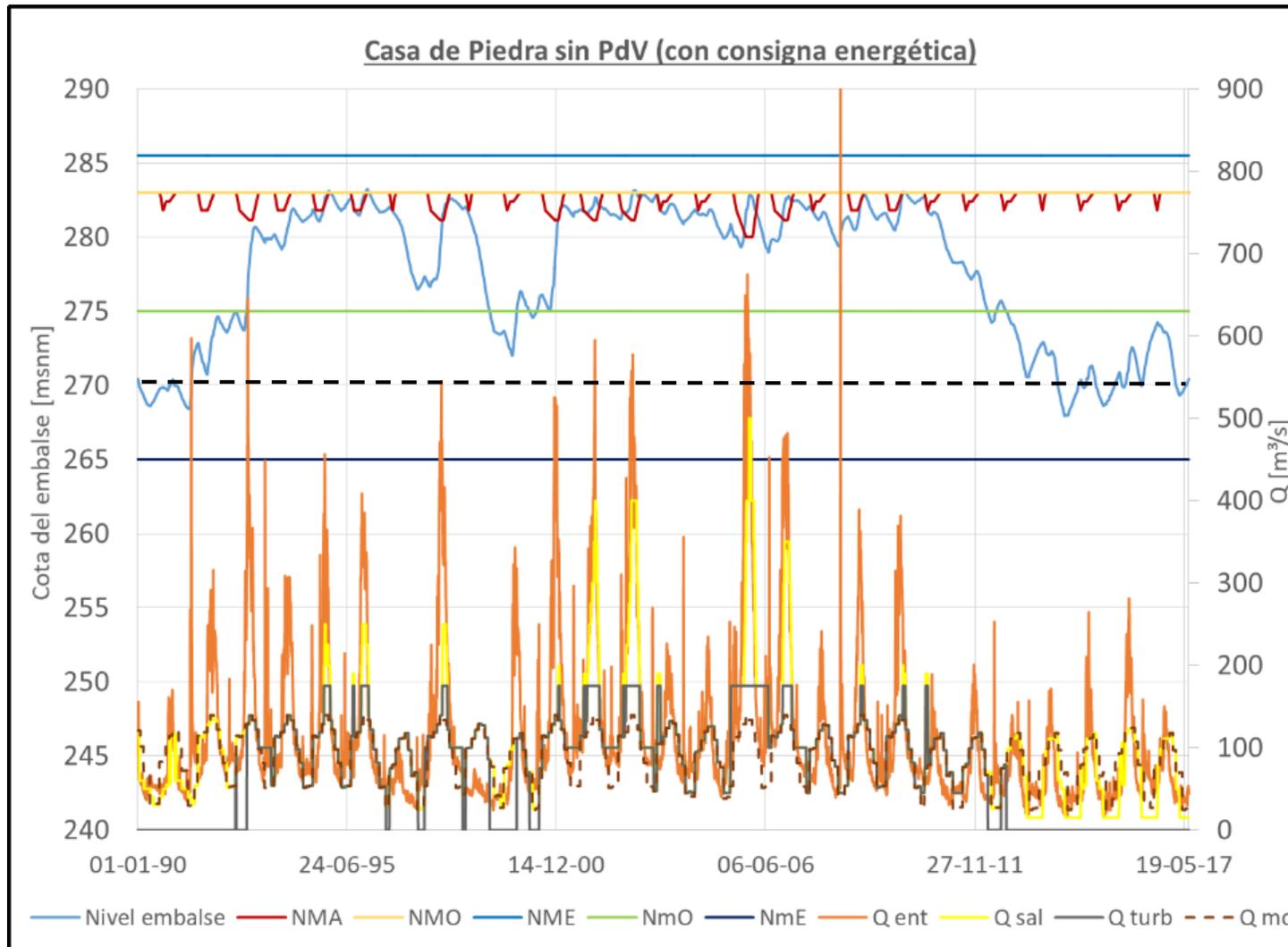


Figura 8.1: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP (sin PdV)

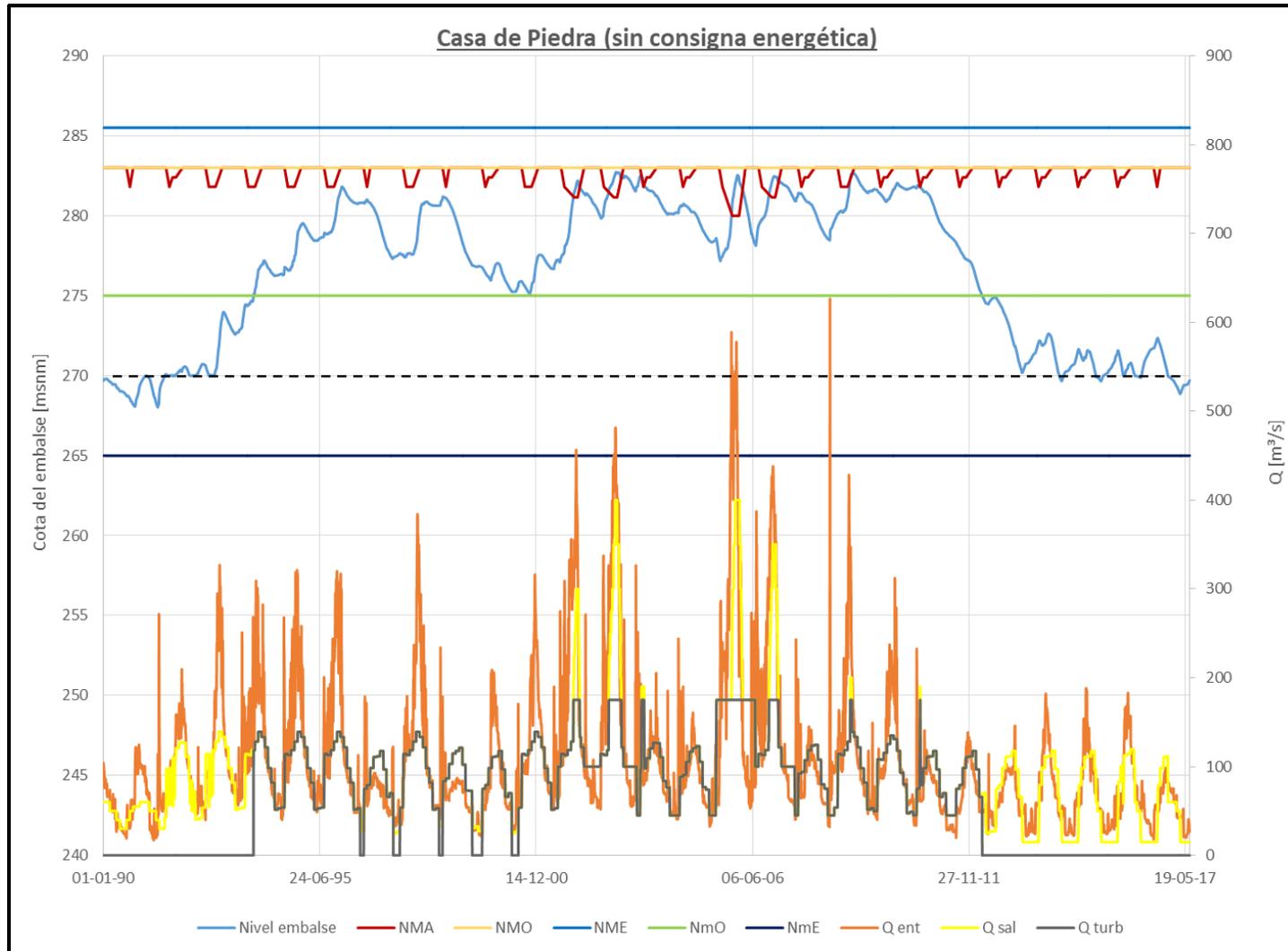


Figura 8.2: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP (con PdV)

8.1.1 Comportamiento en años hidrológicos ricos

Se elige el año hidrológico 2001 – 2002 como representativo de este tipo de eventos. A partir de la observación de la Figura 8.4 y la Figura 8.5, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Como se indica en dichas figuras, los caudales pico o máximos de erogación se ven reducidos en CdP con la presencia de PdV. Esto se debe fundamentalmente a que, al recibir la crecida, los niveles en el embalse son menores, por lo que el volumen disponible para contenerla es mayor.
- El volumen excedente (mayor al turbinable) es mayor en el caso sin PdV. Esto es así ya que, al recibir la crecida, el embalse estaba en niveles superiores si se lo compara con la situación con PdV.
- El caudal pico de ingreso a CdP es mayor en el caso con PdV. Este fenómeno se debe a que, en años hidrológicamente ricos, el embalse de PdV se encuentra casi la totalidad del tiempo cerca de su máxima capacidad. Por lo tanto, al recibir la crecida su regulación se ve disminuida al tener un volumen disponible escaso.

También puede verificarse el buen comportamiento del embalse durante las crecidas empleando los Niveles de Alerta y la erogación de caudales correspondiente a dichos niveles.

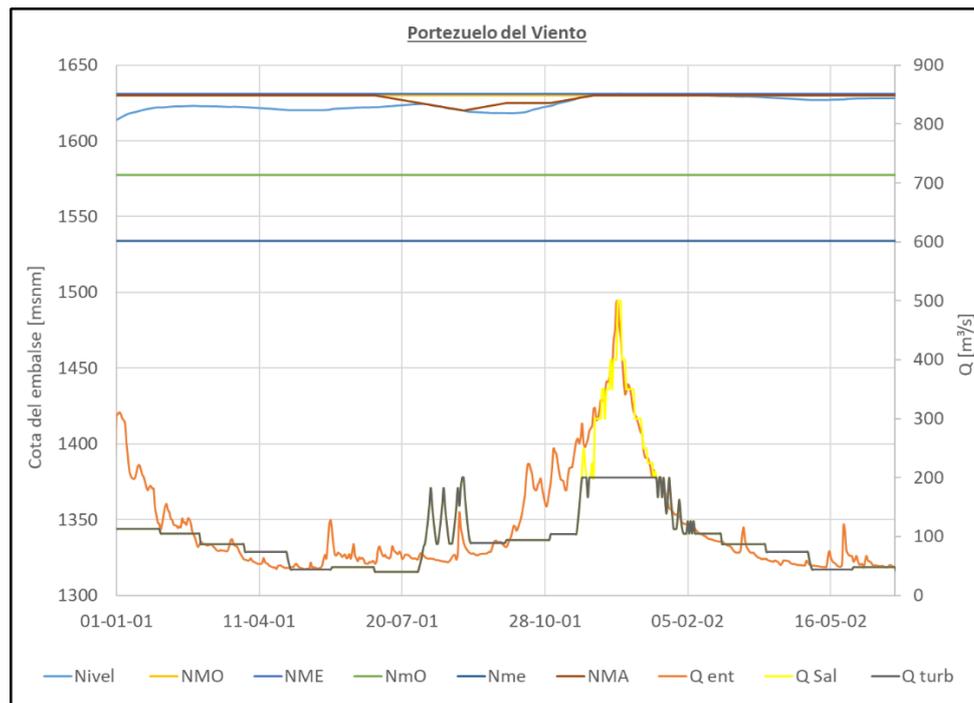


Figura 8.3: Extracto del modelo de embalse para PdV (Escenario 2) para el ciclo hidrológico 2001 – 2002 (Húmedo)

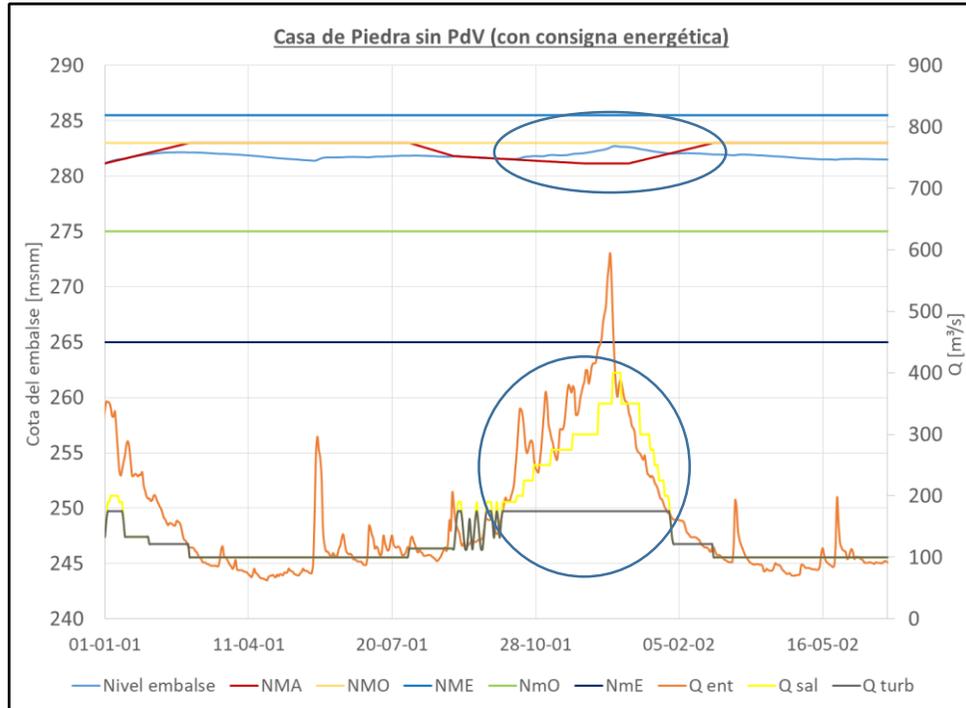


Figura 8.4: Extracto del modelo de embalse para CdP (Escenario 2 – sin PdV), para el ciclo hidrológico 2001 – 2002 (Húmedo)

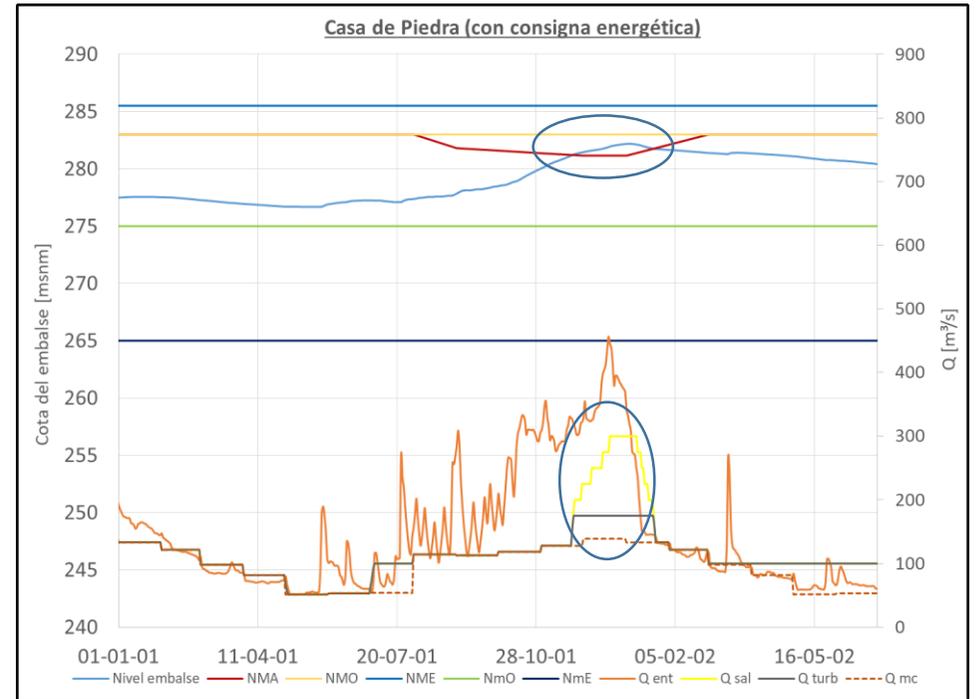


Figura 8.5: Extracto del modelo de embalse para CdP (Escenario 2 - con PdV), para el ciclo hidrológico 2001 – 2002 (Húmedo)

8.1.2 Comportamiento en años hidrológicos pobres

Se elige el año hidrológico 2013 – 2014 como representativo de este tipo de eventos. A partir de la observación de la Figura 8.7 y la Figura 8.8, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Lo primero que puede destacarse es la variación en el pronóstico de derrames hidrológicos en CdP: se pasa de una situación en la que el mismo entrega una clasificación de “Extra Seco” (sin PdV) a un pronóstico equivalente a un año “Seco” (con PdV). Esto se debe a que los caudales erogados por PdV durante años pobres siguen siendo los correspondientes a los mínimos de usos consuntivos, ya que prácticamente no se tiene falla en la entrega de los mismos. Esto mejora la situación al ingreso de CdP, ya que, de no existir PdV, los caudales serían menores, mientras que los volúmenes acumulados aguas arriba en PdV (regulación interanual) contribuyen a paliar esta situación.
- Como se indica en dichas figuras, el nivel del embalse en CdP resulta ser mayor en el escenario con PdV, lo que garantiza un mayor tiempo erogando los caudales mínimos de usos consuntivos.

Bajo este tipo de años hidrológicos, se logra una favorable distribución de caudales a lo largo de los mismos, que mejora la operación de CdP. Con ello queda verificado el buen criterio que se tuvo en la obtención de los caudales mínimos de usos consuntivos.

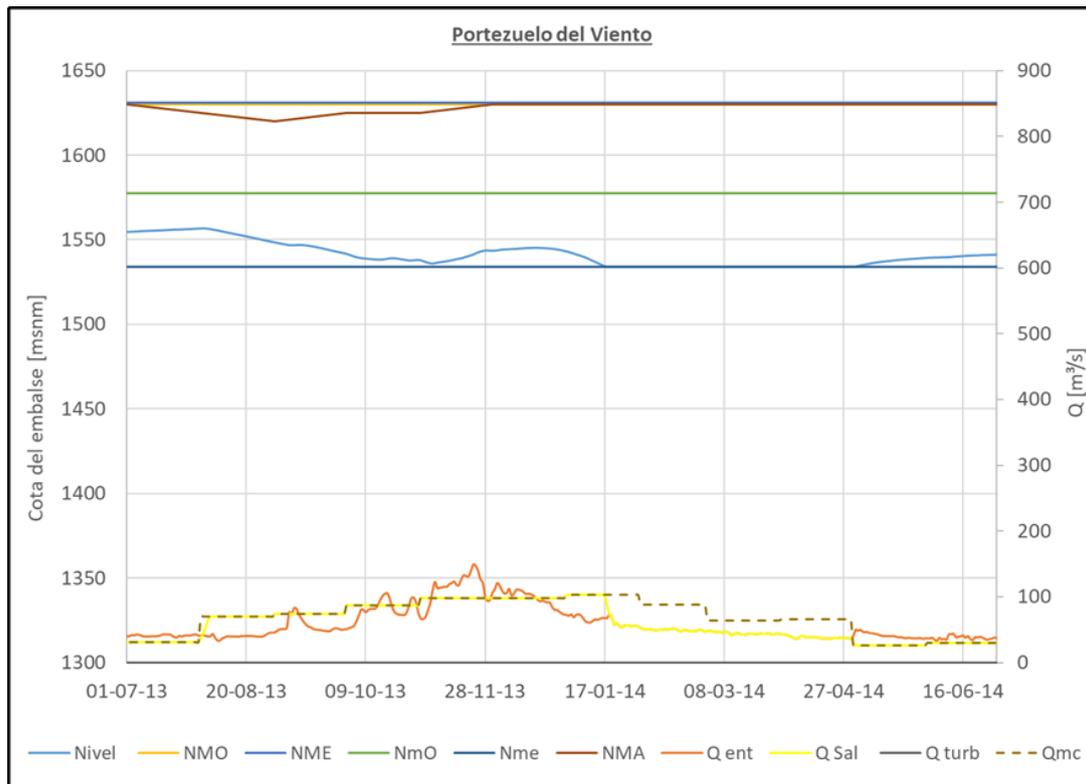


Figura 8.6: Extracto del modelo de embalse para PdV (Escenario 2), para el ciclo hidrológico 2013 - 2014 (Seco)

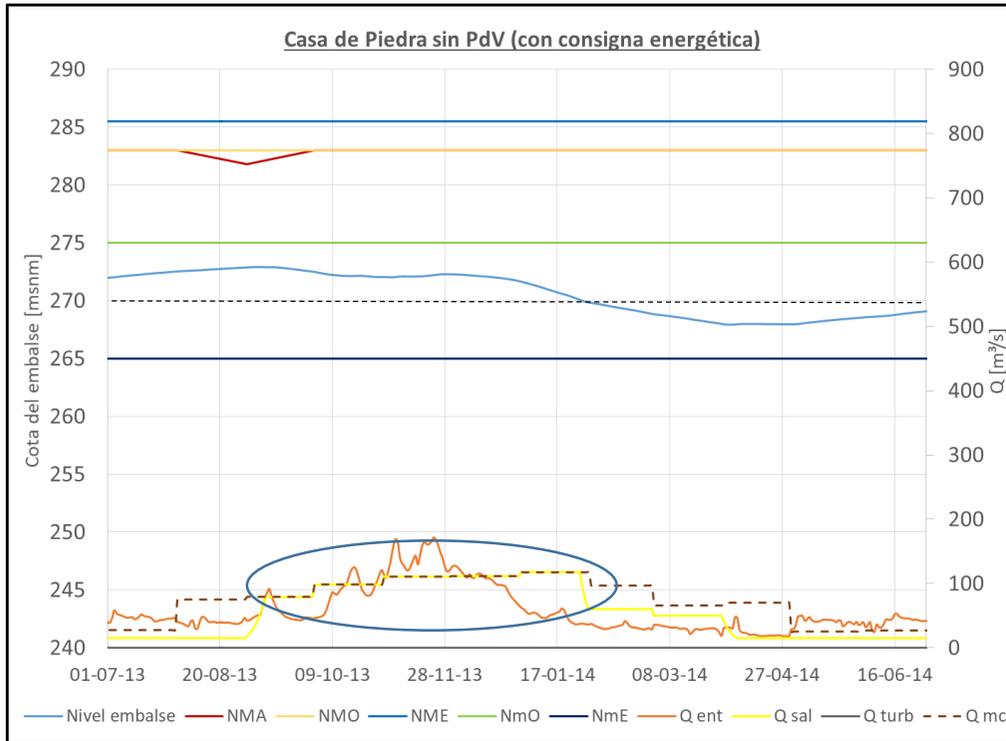


Figura 8.7: Extracto del modelo de embalse para CdP (Escenario 2 – sin PdV), para el ciclo hidrológico 2013 - 2014 (Extra Seco)

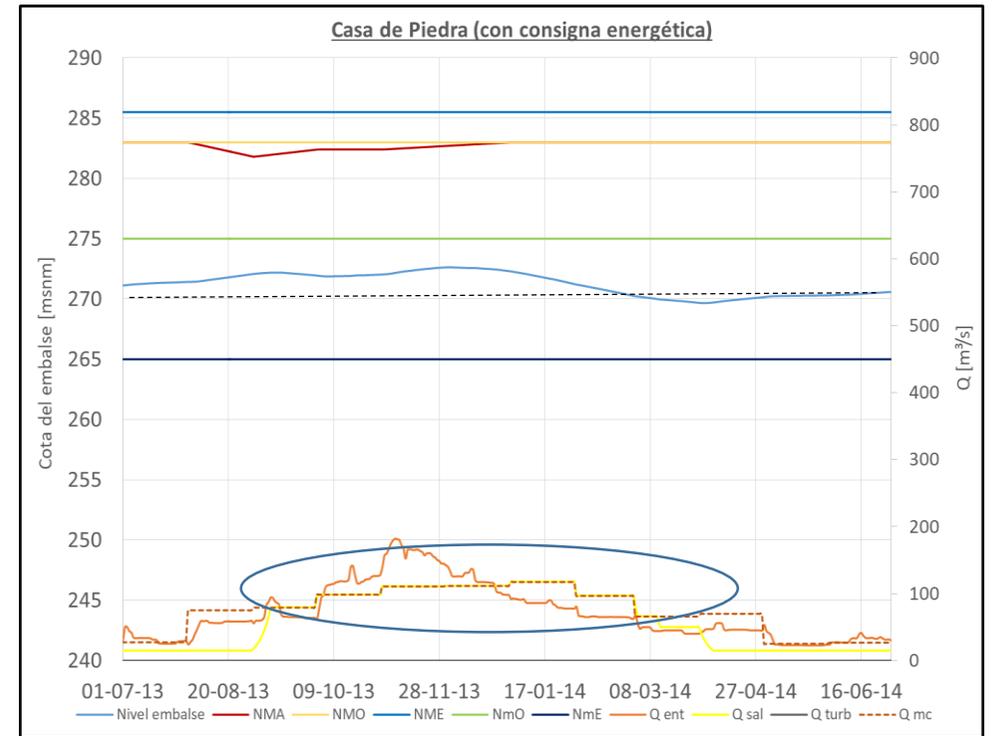


Figura 8.8: Extracto del modelo de embalse para CdP (Escenario 2 – con PdV), para el ciclo hidrológico 2013 - 2014 (Seco)

8.1.3 Comparación de excesos/déficits anuales

A continuación, se efectúa un análisis para toda la serie de caudales erogados por CdP en el Escenario 2, comparando las situaciones con y sin PdV.

Lo que se observa en la Figura 8.10 es el resultado obtenido a partir de la diferencia entre los derrames anuales erogados (por todos los órganos con los que cuenta la presa, vertedero, toma de riego y turbinas) y aquellos asociados a los mínimos de usos consuntivos (objetivo). Esto permite visualizar cómo cambia la distribución de los volúmenes de agua con la presencia de PdV. Los resultados negativos (déficit) indican que se eroga un volumen anual menor al requerido y los resultados positivos (superávit) indican que se eroga un volumen mayor al requerido por mínimos consuntivos. Esto último principalmente se da cuando la capacidad de regulación de CdP se ve superada y la crecida sale por el vertedero. Al contarse con situaciones marcadamente diferentes, se las analiza por separado:

- En los años hidrológicos comprendidos entre 1991 y 1995, se observa que o hay un déficit mayor o prácticamente no hay ni déficits ni excesos con PdV. Esto se debe a que dichos años son pobres y PdV cumple únicamente con la erogación de caudales mínimos de usos consuntivos. Los volúmenes excedentes que se tienen respecto a estos caudales terminan siendo almacenados en PdV. Esta es la diferencia que se observa entre estas situaciones.
- En años hidrológicamente ricos (2001 – 2002, 2002 – 2003, 2005 – 2006 y 2006 – 2007) se observa una diferencia en los excesos que se tienen en CdP. Las mismas se asocian a los volúmenes que son almacenados aguas arriba en PdV y que por ende son redistribuidos temporalmente.
- Puede destacarse también que, en años hidrológicamente pobres (como en los últimos de la serie analizada) las diferencias que se observan al comparar ambas situaciones se deben al comportamiento del río Barrancas, tal como puede verse en la Figura 8.9: la erogación en PdV se mantiene bastante regular (erogación de caudales mínimos) mientras que el comportamiento del Barrancas es variable. En los períodos 2012 – 2013 y 2016 – 2017 los caudales de este último son notablemente bajos, lo que se traduce en déficits en CdP, sobre todo en el ciclo 2016 - 2017. Lo contrario ocurre durante los años hidrológicos comprendidos entre 2013 – 2016, en los cuales el déficit a la salida de CdP es menor que en la situación sin PdV.

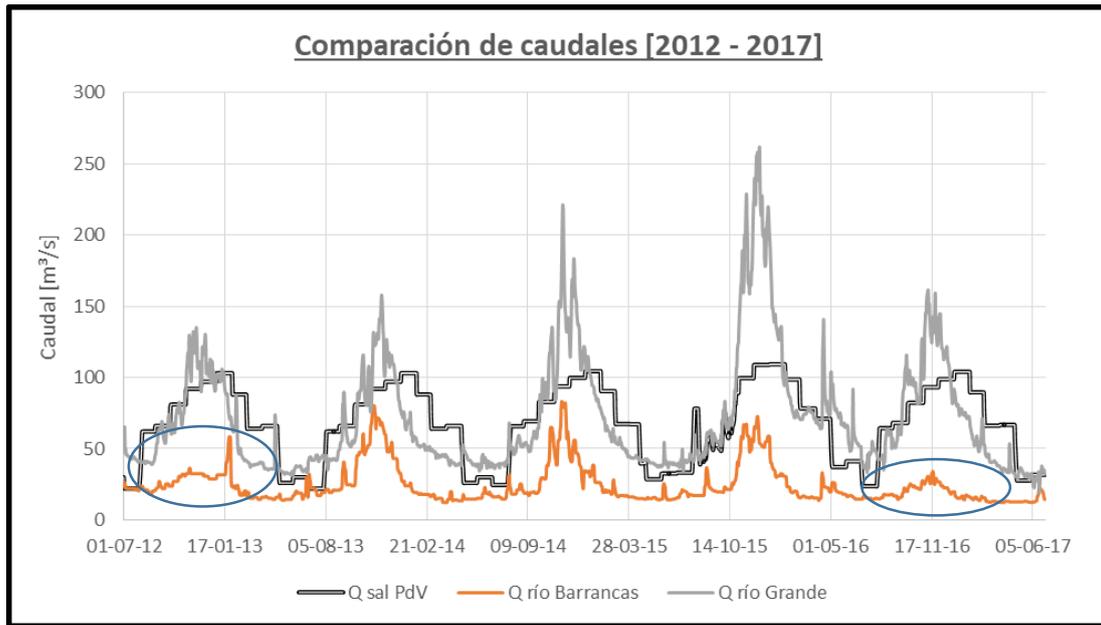


Figura 8.9: Caudales erogados por PdV en el Escenario 1 y caudales medidos en la estación Barrancas.

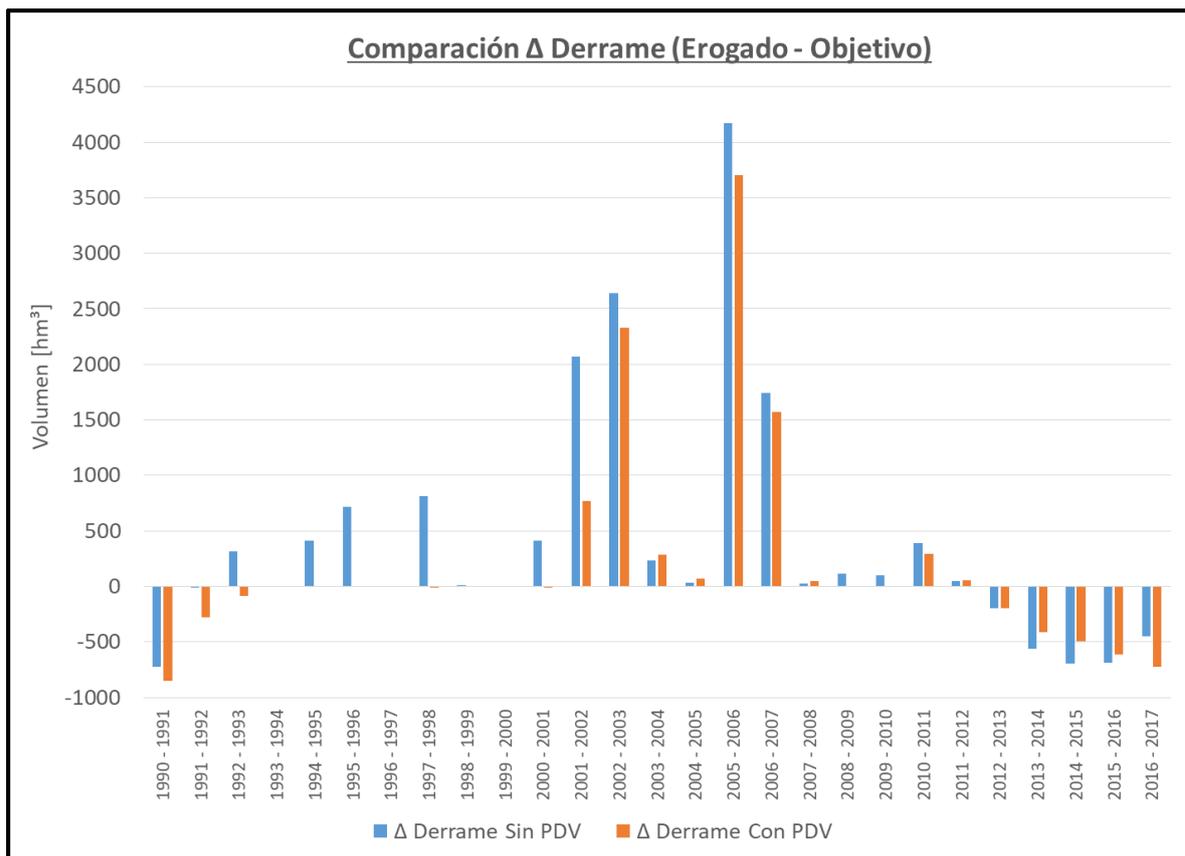


Figura 8.10: Comparación de excesos/déficits a la salida de CdP con y sin la presencia de PdV

En la Figura 8.11 se muestran de manera acumulada los déficit y/o derrames a lo largo de la toda la serie. A partir de la observación de la misma, puede concluirse que, si bien se logran disminuir los volúmenes excedentes (aquellos que no pueden ser aprovechados en el momento que llegan al embalse), todavía existen importantes volúmenes que podrían ser regulados interanualmente si se contara con un mayor volumen de almacenamiento (esto podría darse con la materialización de otros aprovechamientos). De esta manera sería posible atenuar aún más los efectos negativos de períodos prolongados de sequía, mejorando también la generación de energía gracias a una redistribución de caudales. Cabe aclarar que no fueron tenidos en cuenta los fenómenos de pérdidas por evaporación e infiltración que pudieran llegar a existir en dichos aprovechamientos, los que harían disminuir estos volúmenes excedentes acumulados.

Lo anteriormente mencionado únicamente hace referencia a la posibilidad del aprovechamiento del recurso hídrico sin tener en cuenta la temática económica y ambiental muy necesaria para determinar si esta última afirmación es correcta o si dichos volúmenes son económicamente inviables de aprovechar.

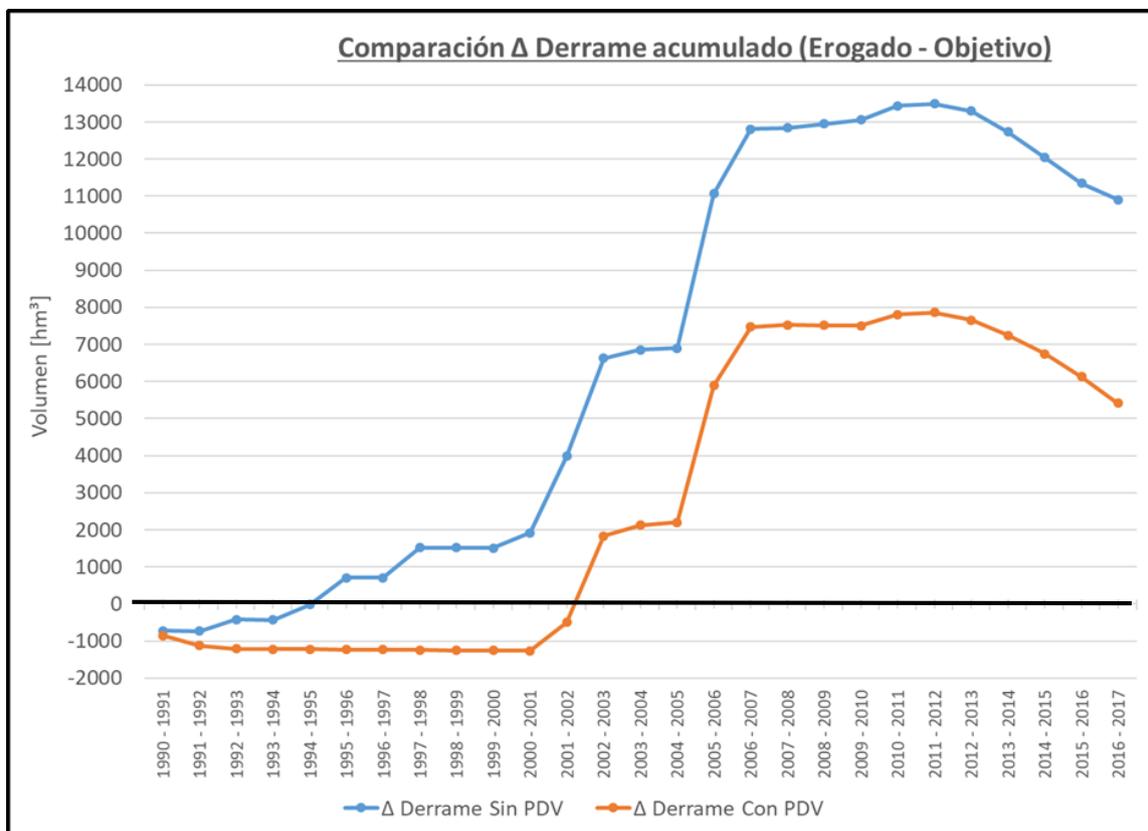


Figura 8.11: Diferencia de derrames erogado menos derrame objetivo acumulados a la salida de CdP con y sin la presencia de PdV

8.2 Fundamentación para la incorporación de una turbina al aprovechamiento Casa de Piedra

Según se concluyó en el Capítulo 7.2 al analizar los resultados del Escenario 1, si se opera rígidamente según las normas de operación y si se erogaran los caudales ecológicos al ingresar en la Franja Magra, la falla en volumen rondaría cerca del 8,5%, mientras que para la situación del Escenario 2, la falla ronda el 6,4%. Como quedó demostrado, éste último es el que más se adapta a la prioridad de usos del aprovechamiento, lo que evidentemente provoca que el régimen de niveles operativos y caudales de CdP se vean modificados y deban ser revisados por la autoridad de cuenca. Cabe aclarar que sin la presencia de Portezuelo del Viento el COIRCO permite bajar más allá de los 275 m debido al importante período de sequía que se está atravesando.

Como queda demostrado en el Capítulo 8.1, la presencia de Portezuelo del Viento provoca que el nivel del embalse de Casa de Piedra en términos medios se vea levemente reducido. Esto afectaría la operación de la central de éste último debido a este descenso en los niveles. Además, si se compara la operación actual frente a la asociada a la alternativa seleccionada (Escenario 2) aumenta el tiempo de operación en la Franja Magra, lo que también afectaría notablemente a la central, ya que con las máquinas actuales no se podría generar estando el embalse en dicha franja de operación. Cabe aclarar que en los últimos años el manejo del embalse se asemeja bastante a lo planteado en el Escenario 2.

Como se dijo anteriormente, debido a los escasos hídrica actual la producción energética está sufriendo una importante disminución en términos medios anuales además la presencia de PdV acentuaría un poco esta baja en los niveles. Es por ello, que para subsanar esta situación se sugiere añadir una nueva turbina a la central de CdP, para que la misma actúe en rangos de niveles menores que los de las turbinas con las que se cuenta en la actualidad y, además, poder turbinar caudales inferiores, que en éstos últimos años han tenido una gran preponderancia durante la situación crítica que se está atravesando. Inclusive varios estudios sobre cambio climáticos sugieren que este fenómeno podría mantenerse y hasta agudizarse con el correr de los años.

Es por ello, que en el capítulo siguiente se realiza un estudio de prefactibilidad técnica para una tercera turbina en la central hidroeléctrica de Casa de Piedra.

9. Estudio de prefactibilidad de una 3° turbina en Casa de Piedra

En esta etapa del trabajo, se analiza la prefactibilidad técnica de una tercera turbina para el aprovechamiento de Casa de Piedra. Para ello se emplea, como se menciona en el capítulo anterior, el Escenario 2 como base para el predimensionado de la misma. Es decir, que se emplean los valores de la serie de caudales y saltos útiles disponibles a la salida del modelo de embalse desarrollado para Casa de Piedra como referentes para el diseño de la misma.

La idea de este planteo, es ampliar el rango de generación de la central y mejorar los rendimientos que se tienen actualmente. Como se aclara en las conclusiones del capítulo anterior, tomando como referencia que Portezuelo del Viento opera según lo establecido en el Escenario 2, la generación se ve disminuida en Casa de Piedra respecto a la situación original (sin Portezuelo del Viento). Si se tuviera una tercera turbina que operara con caudales y niveles menores, se tendría una mejora en la producción energética de esta central.

9.1 Análisis de frecuencias de caudales, saltos y potencias para el Escenario 2

Primeramente, se realiza un análisis de frecuencias para los valores obtenidos de la corrida del Escenario 2, para luego utilizarlos y definir los valores de salto y caudal nominales para la nueva turbina.

En la Tabla 9.1 se muestran las frecuencias obtenidas para saltos comprendidos entre 20 m y 41 m y caudales que van desde los 10 m³/s hasta 230 m³/s. Como puede observarse, las frecuencias más elevadas se dan para los caudales de la franja 100 – 120 m³/s. Esto es así, ya que estos valores son los correspondientes a los caudales mínimos de usos consuntivos para los meses de septiembre, octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo. Esto representa más de la mitad del año y además concentra los valores de caudales más elevados.

Sin embargo, para el diseño de la turbina se analizan los valores de caudales más reducidos: específicamente, aquellos comprendidos entre 30 m³/s y 60 m³/s. Este rango corresponde al de los caudales ecológicos, los cuales, al ser erogados, no pueden ser turbinados con las dos máquinas actuales y si lo hacen, es con rendimientos muy bajos y entrando en la zona de operación de carga parcial (caracterizada por las fluctuaciones de presión en el tubo de aspiración). El objetivo es poder adaptar la nueva turbina a estos últimos para aprovecharlos.

Análisis de frecuencias H - Q																							
H [m]	Q [m³/s]																				ΣFrec.		
	10 - 20	20 - 30	30 - 40	40 - 50	50 - 60	60 - 70	70 - 80	80 - 90	90 - 100	100 - 110	110 - 120	120 - 130	130 - 140	140 - 150	150 - 160	160 - 170	170 - 180	180 - 190	190 - 200	200 - 210		210 - 220	220 - 230
20 - 21	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
21 - 22	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
22 - 23	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
23 - 24	0.00%	0.00%	0.28%	0.31%	0.28%	0.30%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.89%
24 - 25	0.00%	0.64%	0.67%	0.55%	0.30%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	2.15%
25 - 26	0.29%	0.54%	0.06%	1.24%	2.45%	0.24%	0.26%	0.44%	0.62%	0.09%	1.35%	0.90%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	8.47%
26 - 27	2.33%	0.13%	0.12%	1.13%	0.55%	0.18%	0.01%	0.18%	0.38%	0.07%	1.59%	0.29%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	6.95%
27 - 28	1.74%	0.02%	0.02%	0.02%	0.03%	0.26%	0.23%	0.04%	0.47%	0.00%	0.43%	0.03%	0.12%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	3.41%
28 - 29	1.55%	0.05%	0.06%	0.02%	0.62%	0.21%	0.22%	0.31%	0.71%	0.00%	0.28%	0.16%	0.19%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	4.37%
29 - 30	0.75%	0.01%	0.00%	0.01%	0.21%	0.01%	0.22%	0.00%	0.31%	0.00%	1.59%	0.12%	0.31%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	3.53%
30 - 31	0.11%	0.02%	0.02%	0.00%	0.10%	0.01%	0.01%	0.00%	0.31%	0.00%	1.02%	0.10%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.69%
31 - 32	0.00%	1.01%	0.03%	0.05%	0.03%	0.35%	1.16%	0.01%	0.40%	0.00%	0.73%	0.49%	0.10%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	4.34%
32 - 33	0.00%	0.44%	0.34%	0.03%	1.21%	0.32%	0.82%	0.61%	1.11%	0.00%	0.39%	0.32%	0.79%	0.43%	0.00%	0.00%	0.76%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	9.62%
33 - 34	0.00%	0.32%	0.30%	0.03%	0.88%	0.21%	0.81%	0.02%	0.70%	0.28%	2.12%	0.91%	0.45%	0.01%	0.00%	0.01%	0.48%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	7.51%
34 - 35	0.00%	0.56%	0.02%	0.95%	0.94%	0.16%	1.01%	0.31%	0.76%	0.09%	1.37%	0.81%	0.83%	0.00%	0.00%	0.00%	0.40%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	8.18%
35 - 36	0.00%	0.00%	0.00%	0.93%	0.02%	0.31%	0.68%	0.31%	0.37%	0.52%	2.21%	1.16%	0.35%	0.00%	0.00%	0.00%	0.30%	0.02%	0.02%	0.00%	0.00%	0.02%	7.21%
36 - 37	0.00%	0.00%	0.13%	1.13%	1.53%	0.06%	0.87%	1.74%	2.18%	0.77%	3.50%	2.05%	0.78%	0.01%	0.01%	0.01%	0.33%	0.12%	0.33%	0.00%	0.00%	0.15%	15.69%
37 - 38	0.00%	0.28%	0.21%	0.31%	0.94%	0.06%	0.32%	0.63%	3.93%	0.47%	0.85%	1.33%	1.03%	0.00%	0.06%	0.01%	0.00%	0.39%	0.05%	0.00%	0.00%	0.06%	10.91%
38 - 39	0.00%	0.00%	0.00%	0.88%	0.34%	0.02%	0.11%	0.00%	0.09%	0.00%	0.34%	0.09%	0.33%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	2.61%
39 - 40	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
40 - 41	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
ΣFrec.	6.77%	4.00%	2.25%	7.57%	10.44%	2.39%	6.70%	4.59%	13.06%	2.28%	19.45%	8.82%	5.26%	0.45%	0.07%	0.03%	2.26%	0.53%	0.40%	0.00%	0.00%	0.23%	97.54%

Tabla 9.1: Análisis de frecuencias de salto - caudal para saltos comprendidos entre 20 y 41 m y caudales que van desde 20 hasta 240 m³/s

Análisis de frecuencias H - Q																							
H [m]	Q [m³/s]																				ΣFrec.		
	14 - 16	16 - 18	18 - 20	20 - 22	22 - 24	24 - 26	26 - 28	28 - 30	30 - 32	32 - 34	34 - 36	36 - 38	38 - 40	40 - 42	42 - 44	44 - 46	46 - 48	48 - 50	50 - 52	52 - 54		54 - 56	56 - 58
20 - 21	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
21 - 22	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
22 - 23	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
23 - 24	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.31%	0.00%	0.00%	0.30%	0.00%	0.89%
24 - 25	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.64%	0.00%	0.02%	0.01%	0.00%	0.64%	0.00%	0.00%	0.01%	0.54%	0.00%	0.00%	0.30%	0.00%	2.15%
25 - 26	0.28%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.52%	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%	0.04%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%	1.22%	0.00%	0.00%	0.06%	0.00%	2.19%
26 - 27	2.30%	0.02%	0.01%	0.02%	0.01%	0.02%	0.01%	0.07%	0.01%	0.00%	0.02%	0.00%	0.09%	0.31%	0.30%	0.01%	0.01%	0.50%	0.01%	0.31%	0.05%	0.02%	4.09%
27 - 28	1.73%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%	0.02%	0.01%	0.00%	1.83%
28 - 29	1.53%	0.01%	0.01%	0.01%	0.01%	0.02%	0.01%	0.00%	0.03%	0.00%	0.00%	0.02%	0.01%	0.00%	0.00%	0.02%	0.00%	0.00%	0.29%	0.32%	0.00%	0.01%	2.30%
29 - 30	0.74%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.21%	0.00%	0.00%	0.98%
30 - 31	0.10%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.10%	0.00%	0.00%	0.25%
31 - 32	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.52%	0.47%	0.02%	0.00%	0.02%	0.00%	0.00%	0.01%	0.02%	0.00%	0.00%	0.01%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%	0.01%	1.10%
32 - 33	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.44%	0.00%	0.01%	0.01%	0.30%	0.00%	0.02%	0.00%	0.01%	0.00%	0.02%	0.00%	0.30%	0.89%	0.00%	0.03%	2.02%	
33 - 34	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.31%	0.01%	0.00%	0.29%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%	0.01%	0.29%	0.58%	0.00%	0.00%	1.51%
34 - 35	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.26%	0.30%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.95%	0.00%	0.00%	0.30%	0.63%	0.00%	0.01%	2.46%
35 - 36	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.92%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.92%	0.00%	0.01%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.94%
36 - 37	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.12%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	1.13%	0.00%	0.00%	0.58%	0.93%	0.00%	0.03%	2.79%
37 - 38	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.28%	0.00%	0.01%	0.01%	0.17%	0.01%	0.01%	0.00%	0.00%	0.27%	0.01%	0.29%	0.62%	0.00%	0.00%	0.02%	1.72%
38 - 39	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.58%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.58%	0.00%	0.30%	0.30%	0.02%	0.00%	0.02%	1.21%
39 - 40	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
40 - 41	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
ΣFrec.	6.68%	0.07%	0.02%	0.07%	0.02%	0.85%	1.81%	1.25%	0.09%	0.35%	0.65%	0.06%	1.11%	0.37%	0.31%	3.89%	0.07%	2.93%	2.35%	4.62%	0.72%	0.15%	28.43%

Tabla 9.2: Análisis de frecuencias de salto - caudal para saltos comprendidos entre 20 y 41 m y caudales que van desde 14 hasta 58 m³/s.

En la Tabla 9.2 puede observarse que para los caudales comprendidos entre 14 y 24 m³/s, el rango de saltos es relativamente reducido (de 25 a 30 m aproximadamente). Para los caudales que van desde 24 hasta 58 m³/s, el rango de saltos se amplía considerablemente: desde 23 hasta 38 m. Esto pasa a condicionar el diseño de la turbina, el cual se debe adaptar a esta situación.

También se desprende de la Tabla 9.1 que hay caudales erogados que son superiores a los máximos turbinables actualmente (en el orden de los 175 m³/s). Con la presencia de la nueva turbina se amplía el rango de operación, pudiéndose turbinar caudales mayores que los actuales. Esto tendría también consecuencias positivas para la generación de energía.

9.2 Predimensionado de la turbina

A continuación, se detallan las dos metodologías que se emplean para el predimensionado de la nueva turbina. Luego, se comparan los resultados obtenidos para ver si existen grandes diferencias entre ambos o si los resultados de estos métodos arrojan valores similares.

9.2.1 Método $Q_{11} - n_{11}$

Este método se basa en el concepto de los parámetros adimensionales y unitarios que se emplean usualmente para la modelación física de turbinas, que se fundamenta en las leyes de la semejanza dinámica y cinemática.

$$n_{11} = \frac{n D}{\sqrt{Hu}}$$
$$Q_{11} = \frac{Q}{\sqrt{Hu} D^2}$$

En otras palabras, se emplean los diagramas colinares de explotación de las turbinas existentes y se los “escala” para obtener el diagrama colinar de la nueva turbina, cuyo diseño hidráulico resulta ser semejante al de las existentes.

Se detalla a continuación el procedimiento realizado, basándose en esta metodología.

- I. Se grafica el diagrama colinar de las turbinas existentes empleando un software de dibujo técnico. El objetivo de este procedimiento es discretizar el diagrama colinar para las curvas de explotación de igual rendimiento.

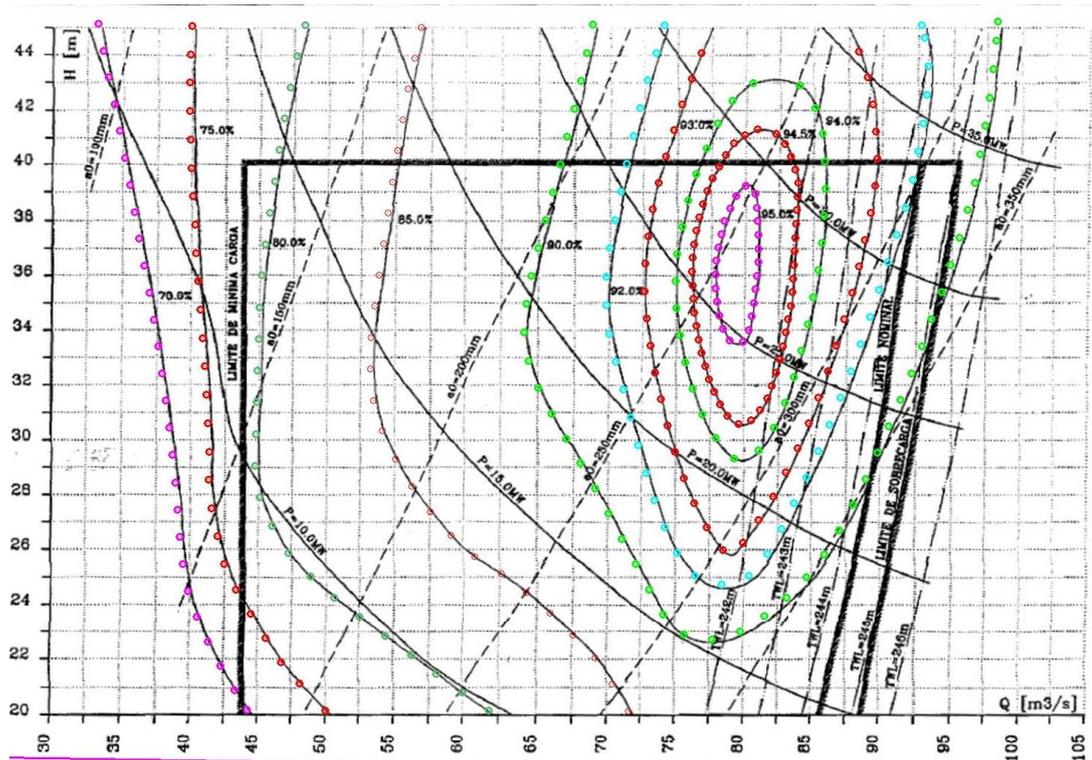


Figura 9.1: Discretización del diagrama colinar de las turbinas actuales

II. Se vuelcan estos pares de valores (caudal y salto de la turbina existente) y se los emplea para calcular los parámetros adimensionales n_{11} y q_{11} . A su vez, estos últimos dependen de los valores nominales de salto y caudal de las turbinas actuales (38 m y 80 m³/s aproximadamente). Esto queda representado en la siguiente tabla.

QTA	HTA	η	n_{11}	Q_{11}
[m ³ /s]	[m]	[-]	[-]	[-]
81.26	38.99	95.00%	85.97	1.13
81.38	38.50	95.00%	86.53	1.13
81.43	38.00	95.00%	87.09	1.14
81.45	37.50	95.00%	87.67	1.15
81.45	37.00	95.00%	88.26	1.16
81.45	36.50	95.00%	88.87	1.17
81.39	36.00	95.00%	89.48	1.17
81.25	35.50	95.00%	90.10	1.18
81.14	35.01	95.00%	90.74	1.19
80.97	34.51	95.00%	91.38	1.19
80.79	34.02	95.00%	92.04	1.20
80.33	33.59	95.00%	92.63	1.20
79.40	33.65	95.00%	92.55	1.18
78.90	34.08	95.00%	91.97	1.17

Tabla 9.3: Extracto de tabla empleada

III. Se adoptan los valores de salto y caudal nominales para la nueva turbina, para luego generar el correspondiente diagrama colinar de explotación. El criterio mediante el cual se eligen estos valores, es a través de la superposición del diagrama colinar propuesto

con un gráfico de frecuencias para pares de valores de salto y caudal (obtenidos a partir del ya explicado análisis de frecuencias). A continuación, se muestra una imagen a modo de resumen de este procedimiento. Los círculos o burbujas que pueden visualizarse, representan con su diámetro la frecuencia de los mismos: a mayor frecuencia, mayor será su tamaño.

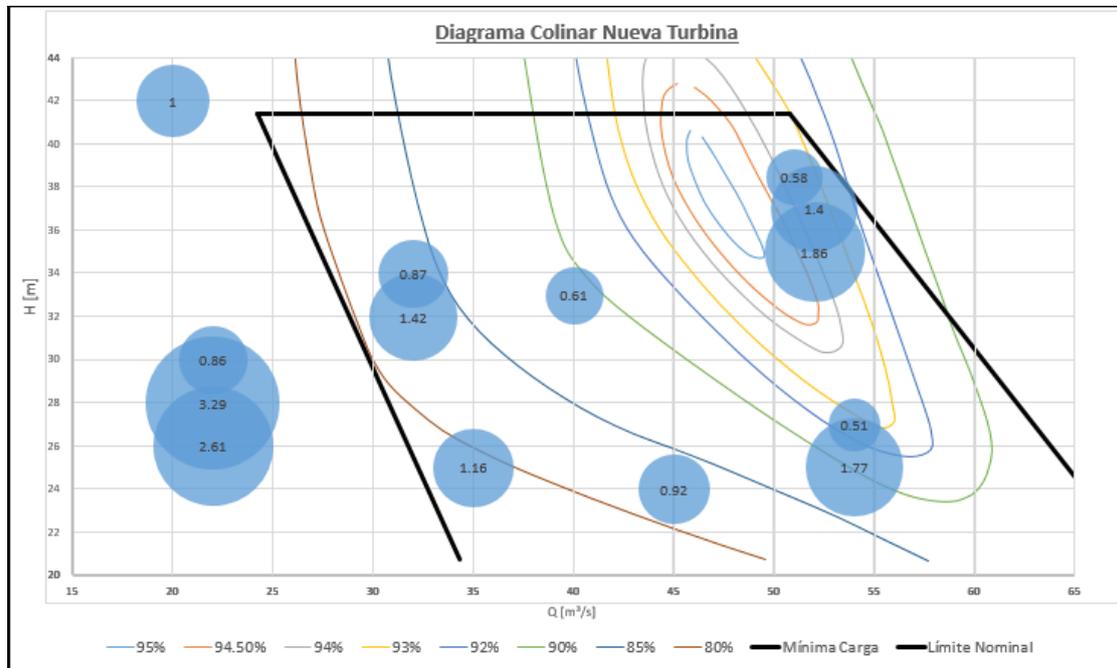


Figura 9.2: Diagrama colinar de la nueva turbina presentado en conjunto con puntos que representan las frecuencias de ciertos pares de valores $H - Q$

Se adoptan como valores finales de **salto y caudal nominales 36 m y 46 m^3/s** respectivamente. Estos parámetros permiten aprovechar la energía generada por caudales inferiores al mínimo turbinable de las máquinas actuales. Basándose en el análisis de frecuencias anterior, si se suman las frecuencias comprendidas en el rango operativo de esta nueva turbina (30 – 58 m^3/s y 175 – 220 m^3/s) más las frecuencias asociadas a caudales menores a 30 m^3/s , se estarían turbinando el 62% de los caudales disponibles.

También puede observarse que un grupo de caudales queda afuera del rango operativo de esta nueva turbina (aquellos caudales inferiores a Línea de Mínima Carga). Éstos se asocian a los caudales mínimos de usos consuntivos erogados durante los meses de menor demanda. Si se tienen éstos últimos en cuenta, se turbinaría aproximadamente el 62% de lo que hoy en día quedaría fuera del rango operativo, pero en términos energéticos se estaría aprovechando el 80%, por lo que dejar afuera caudales menores a 30 m^3/s no tendría un peso tan importante, al representar sólo el 20% de la energía aprovechable.

H	Q	Frecuencia
[m]	[m ³ /s]	[%]
26	22	2.6
28	22	3.3
30	22	0.9
25	35	1.2
32	32	1.4
34	32	0.9
33	40	0.6
24	45	0.9
35	52	1.9
37	52	1.4
38.5	51	0.6
25	54	1.8
27	54	0.5
24	61	0.6

Tabla 9.4: Pares de valores de salto – caudal que están representados en la Figura 9.2, extraídos del análisis de frecuencias.

IV. Basándose en el análisis anterior, se obtienen los siguientes valores para los parámetros principales del diseño de la turbina:

- Diámetro nominal = 2,55 m
- Número de vueltas = 214,20 rpm
- Número específico de la turbina = 309,50 rpm kW^{1/2}/ m^{5/4}

9.2.2 Método de De Siervo y De Leva

Este método se basa en la información estadística suministrada por De Siervo y De Leva para turbinas Francis. Estos autores han tomado una cantidad importante de datos de máquinas construidas en distintas épocas, y que han funcionado bien, para analizar sus diseños y así poder recomendar dimensiones principales, número de vueltas y cota de instalación de las máquinas. Estos datos orientan la toma de decisiones y sirven para definir las dimensiones generales de la sala de máquinas, ya que brindan el espacio aproximado que van a ocupar las unidades en planta y corte.

Fundamentalmente, se utiliza este método para compararlo con el anterior y contrastar los resultados obtenidos mediante ambos procedimientos, para luego extraer conclusiones sobre ello, ya que este método empírico es ampliamente utilizado y por ende respaldado.

De manera similar a la del caso anterior, se detalla a continuación el procedimiento a seguir.

- I. Basándose en los valores obtenidos mediante el anterior método (salto y caudal nominales), se calcula una potencia mecánica para luego obtener el número específico. Se llega a un valor de 369,52.
- II. A partir del número específico, se calcula el número de vueltas: 263,12 rpm.
- III. Luego, se obtiene el número de pares de polos: 11,40. Al no ser un número entero, se procede a calcular redondeando hacia arriba y hacia abajo dicho valor: 11 y 12. Es decir, se prosigue con los cálculos para ambos valores

- IV. Con ambos números de pares de polos, se calcula nuevamente el número de vueltas, el número específico y se calcula el diámetro a partir de la resolución de la siguiente ecuación:

$$D = K (Hu^{0.5})/n$$

- V. Finalmente, se calcula la cota de instalación de la unidad, teniendo en cuenta la mínima sumergencia necesaria para evitar fenómenos de cavitación.

pp1 = 11.00

n1 =	272.73	rpm
ns1 =	383.01	
Ku1 =	1.27	
D1 =	2.36	m
σ_1 =	0.331	
Hs 1 =	-3.21	m
Nrest =	243.50	m
N máquina 1 =	240.29	m

pp1 = 12.00

n1 =	250.00	rpm
ns1 =	351.09	
Ku1 =	1.19	
D1 =	2.41	m
σ_1 =	0.293	
Hs 1 =	-1.68	m
Nrest =	243.50	m
N máquina 1 =	241.82	m

Tabla 9.5: Resumen de resultados para el método propuesto por De Siervo y De Leva.

Se **opta** por la variante con **12 pares de polos**, al brindar como resultado una cota de instalación para la nueva máquina similar a la correspondiente a las máquinas actuales (para evitar una excavación mayor).

Como se observa en la Tabla 9.5, el diámetro que se obtiene para la variante de 12 pares de polos es de 2,41 m. Teniendo en cuenta que mediante el método anterior se alcanza un valor de 2,55 puede concluirse que las dimensiones del rotor de la turbomáquina estarían en torno a esos valores.



9.2.3 Diagrama colinar de la nueva turbina

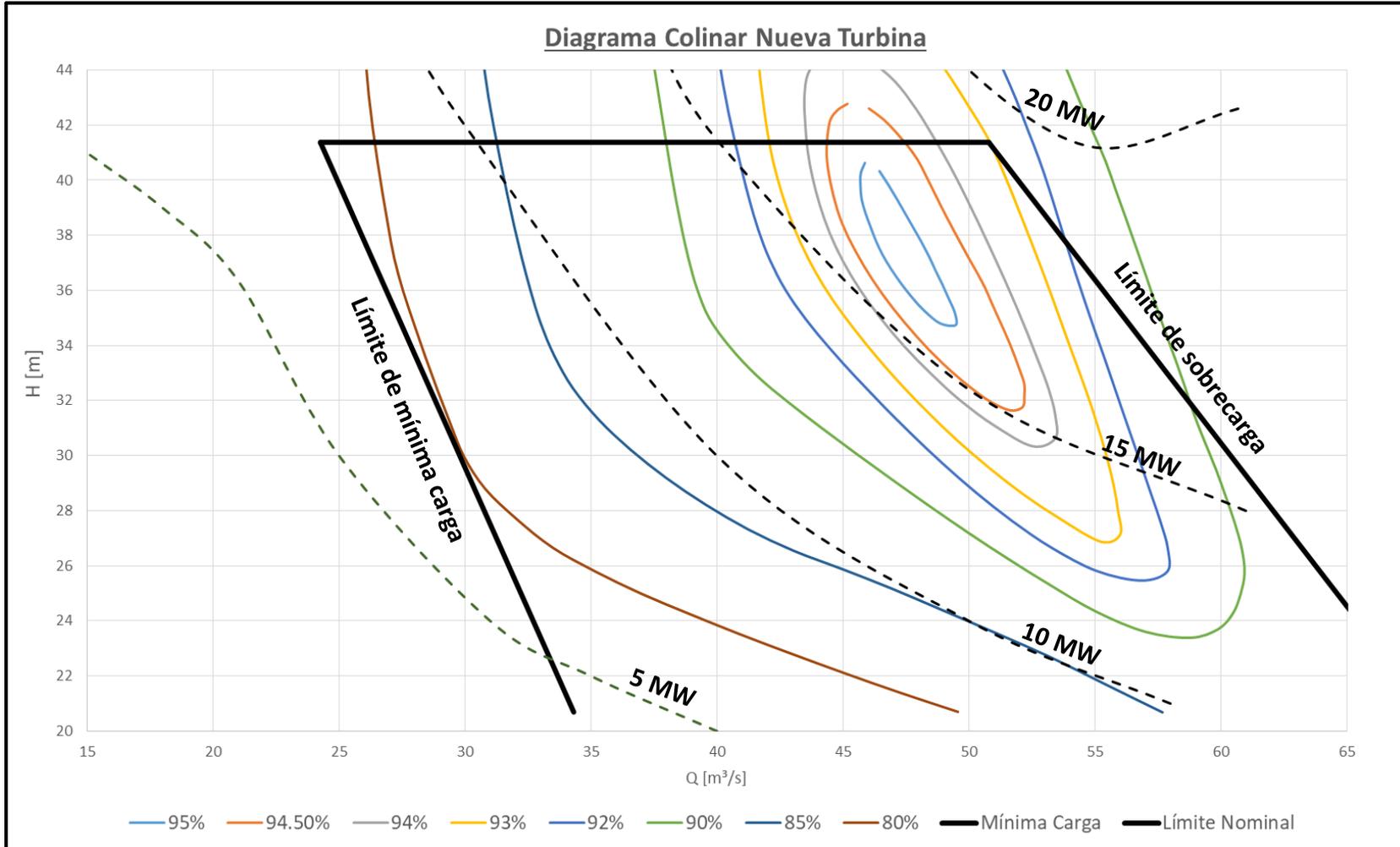


Figura 9.3: Diagrama colinar de la nueva turbina

9.3 Gráficos rendimiento – salto – caudal

A continuación, se muestran gráficos de rendimiento – caudal para diferentes saltos (26 m, 30 m, 34 m y 38 m), extraídos del nuevo diagrama colinar de la central. Se compara, para cada caso, la situación actual (únicamente dos turbinas) con la situación planteada (con la tercera turbina).

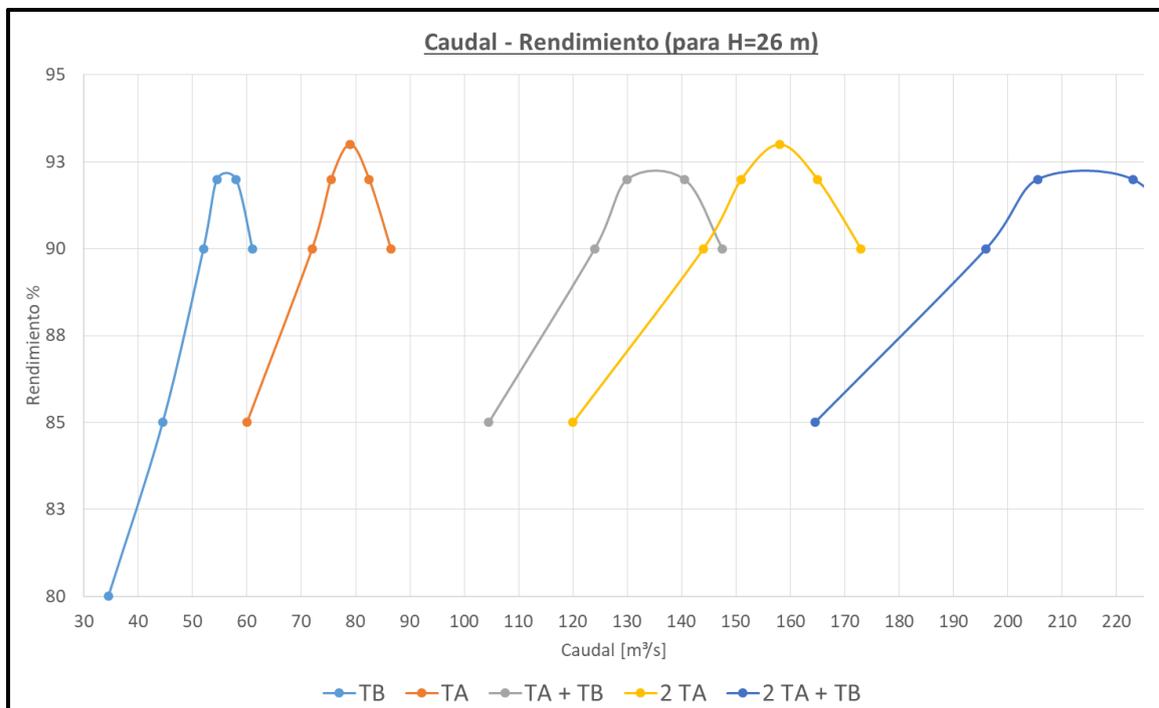
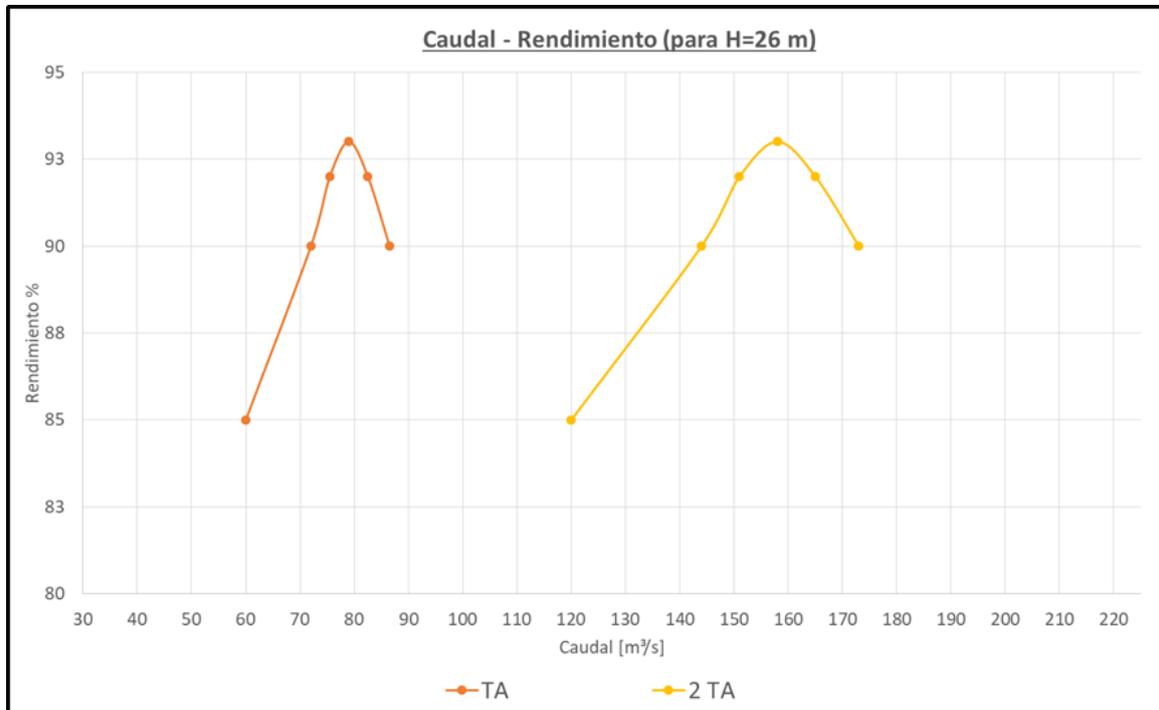


Figura 9.4: Gráfico de caudal – rendimiento para un salto de 26 m

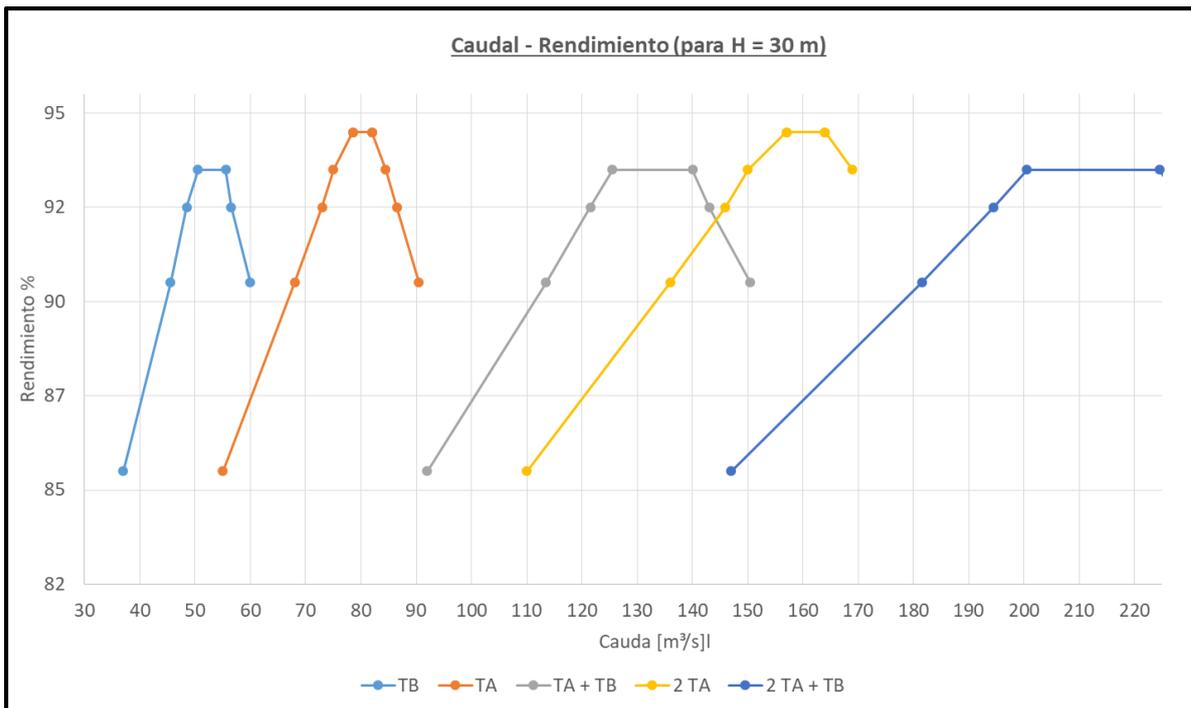
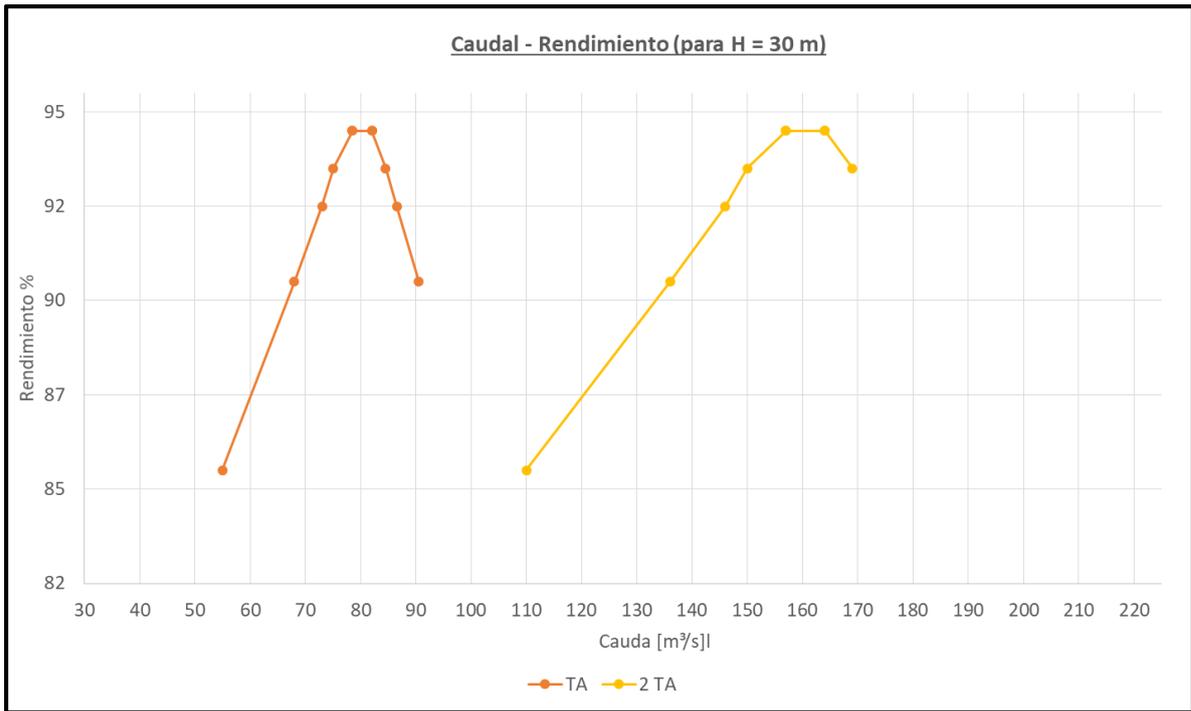


Figura 9.5: Gráfico de caudal – rendimiento para un salto de 30 m

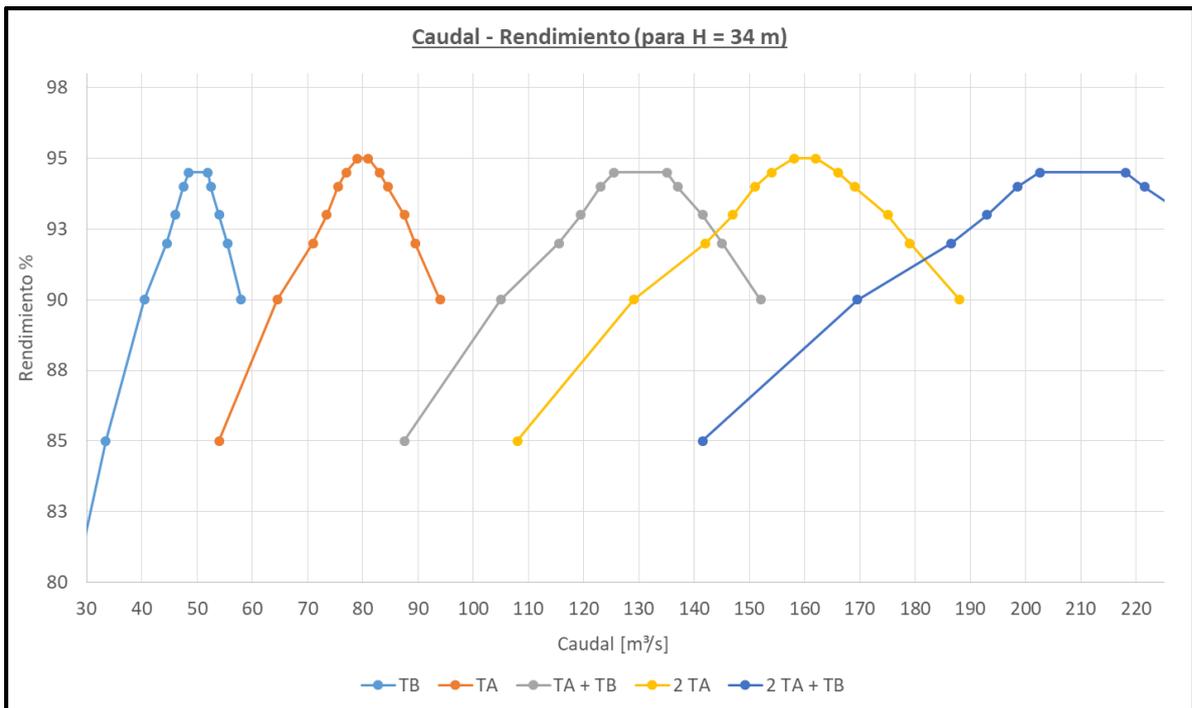
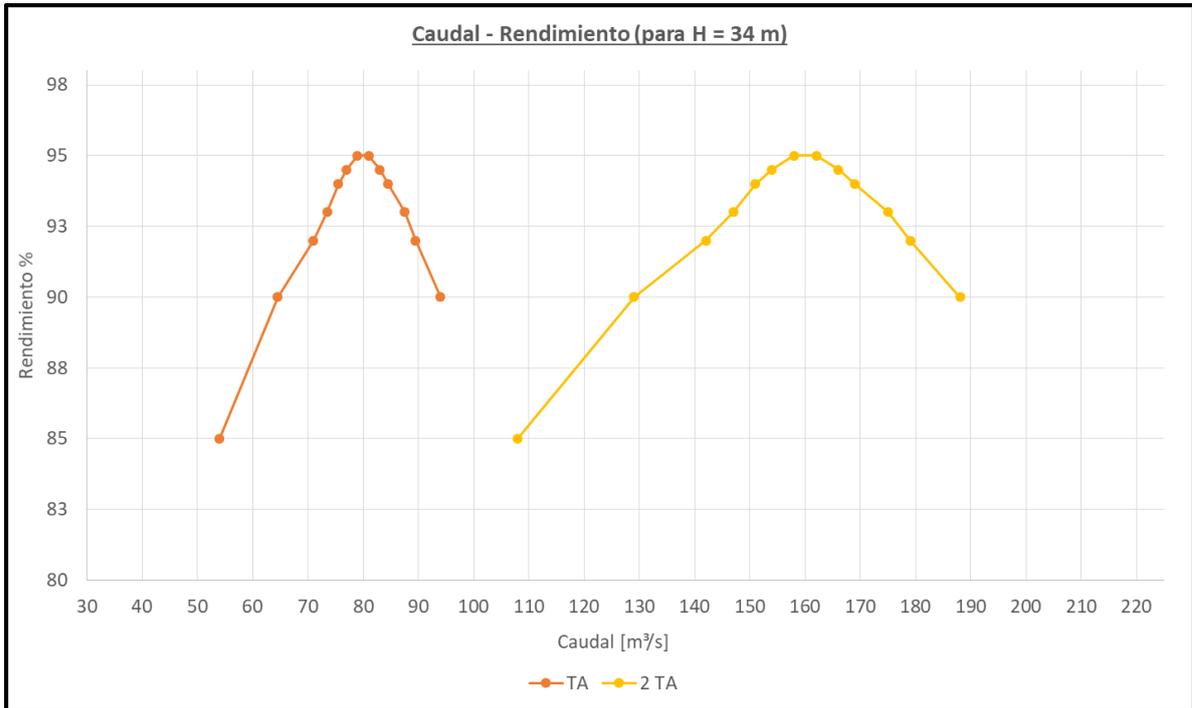


Figura 9.6: Gráfico de caudal – rendimiento para un salto de 34 m

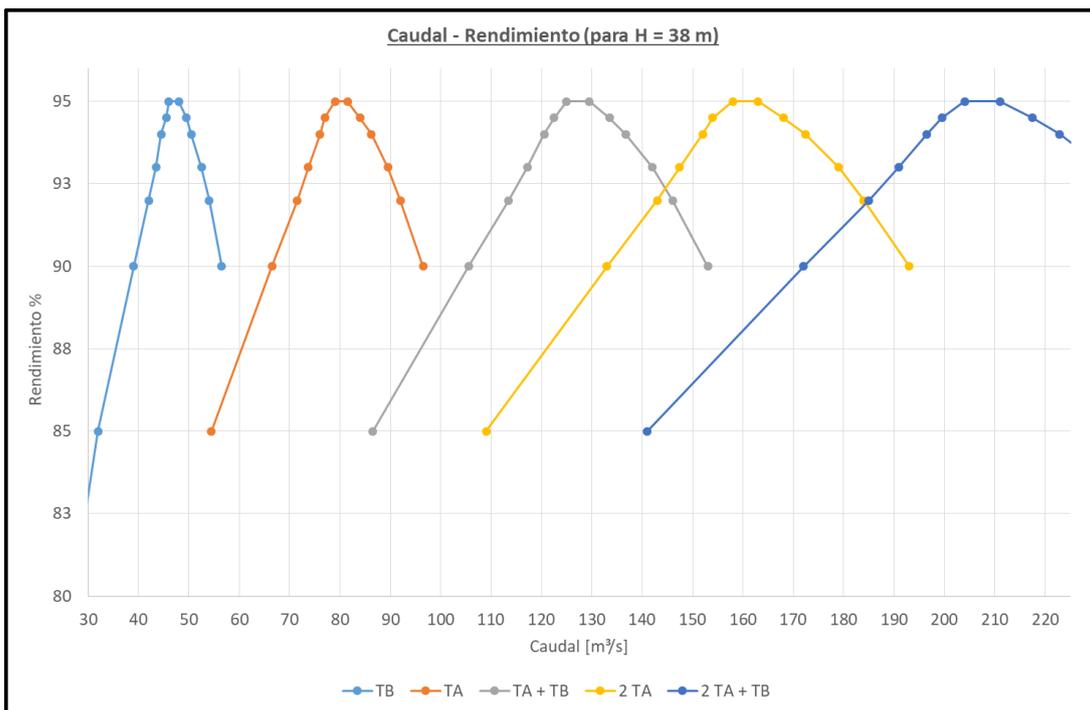
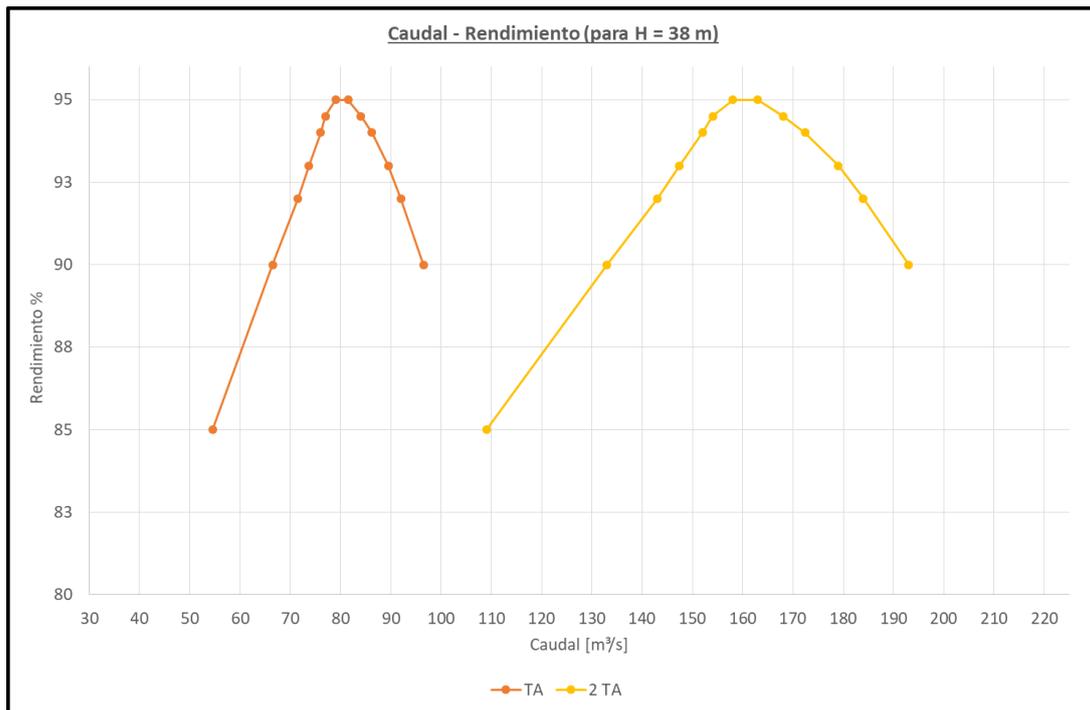


Figura 9.7: Gráfico de caudal – rendimiento para un salto de 38 m

Como puede observarse en los gráficos anteriores, la tercera turbina mejora la situación en todos los casos, ampliando el rango de operación de la central y mejorando los rendimientos, produciendo de esta manera más energía.

9.4 Comparación de Escenario 2: con y sin la presencia de la nueva turbina

A continuación, se realiza una comparación de las variables ya vistas para los casos con y sin la presencia de la nueva turbina.

	<u>Variable</u>	<u>SIN TURBINA</u>	<u>CON TURBINA</u>	<u>Unidad</u>
EMBALSE CDP	Volumen de falla =	6.48%	6.35%	[-]
	Tiempo de operación en FAC =	3.75%	3.52%	[-]
	Energía media anual =	184.31	223.77	[GWh]
	Tiempo de falla =	15.79%	15.43%	[-]
	Tiempo objetivo =	84.21%	84.57%	[-]
	Tiempo de operación en FM =	30.84%	30.07%	[-]
	Tiempo de operación en FON =	65.41%	66.40%	[-]
	Volumen evaporado medio anual =	471.98	472.88	[hm ³]
	Tiempo excedente no turbinable =	3.61%	2.17%	[-]
	Volumen no turbinable medio anual =	149.80	77.04	[hm ³]

Tabla 9.6: Comparación del Escenario 2 sin y con la presencia de la tercera turbina.

De la observación de la Tabla 9.6 pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Se logra una pequeña mejora en el volumen de falla, debido a cambios leves en la consigna de adelantamiento de caudales turbinados.
- El tiempo de operación en FAC disminuye, debido al cambio en el espectro de operación de la consigna de adelantamiento de caudales turbinados, estando mejor posicionado en términos medios el nivel de embalse al esperar las crecidas.
- **La generación de energía aumenta**, en términos generales, en un **20%**.

A partir del análisis anterior, puede decirse que, desde este punto de vista, la instalación de una nueva turbina compensaría las pérdidas en generación debidas a la presencia de Portezuelo del Viento, llegando a niveles de producción energética similares a los actuales

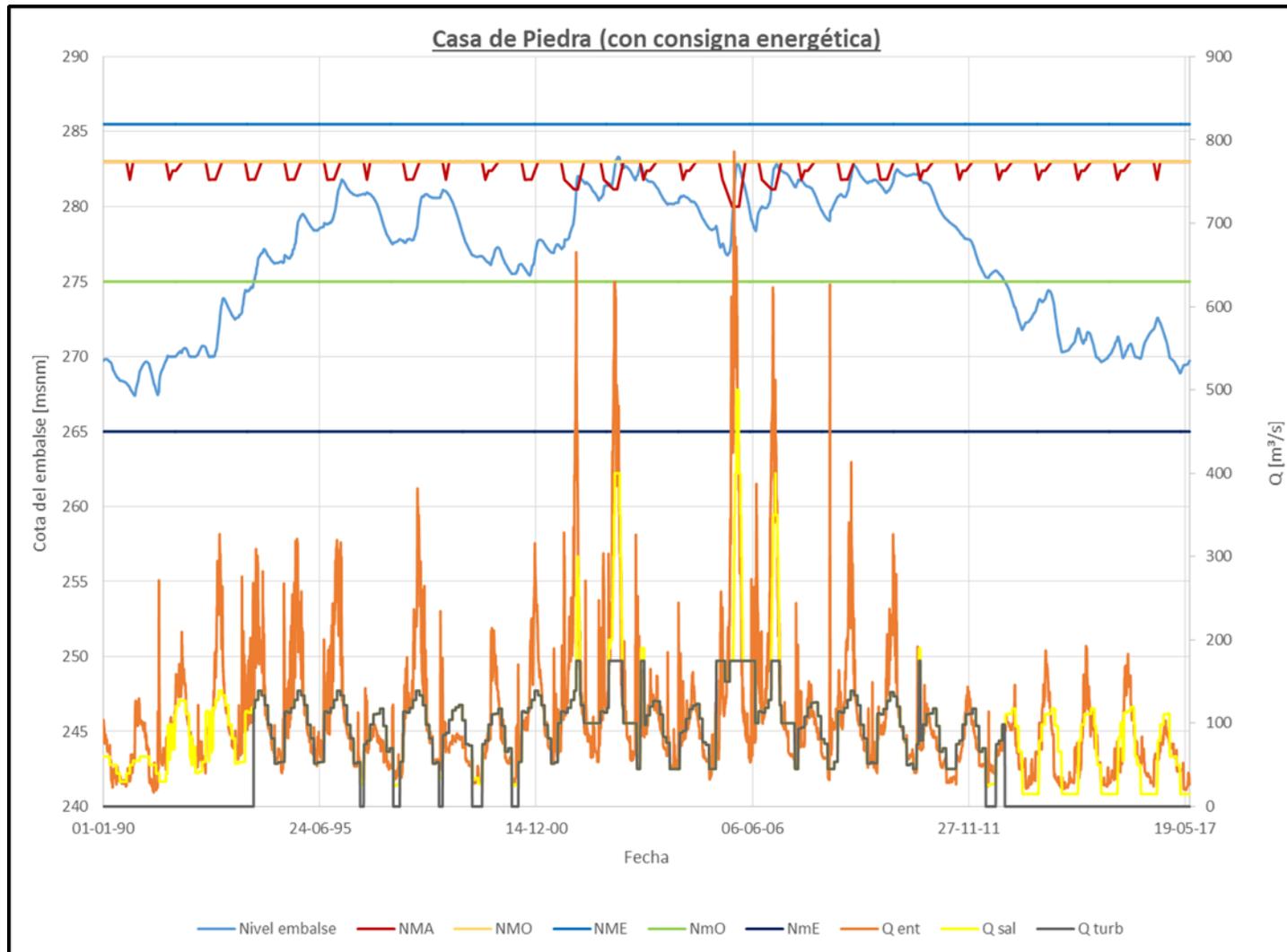


Figura 9.8: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP sin la presencia de la tercera turbina

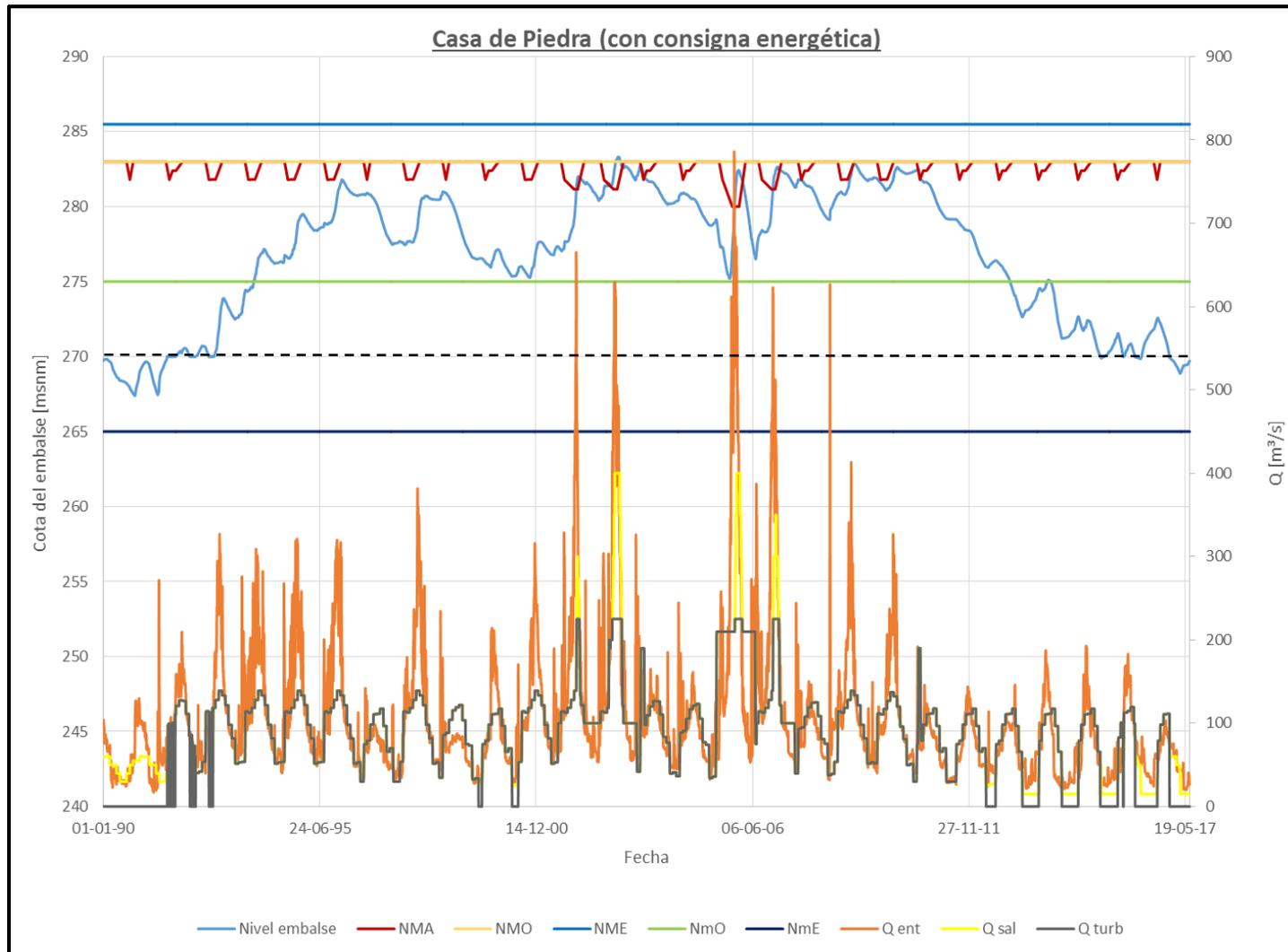


Figura 9.9: Resultados de la modelación del Escenario 2 en CdP con la presencia de la tercera turbina

9.5 Prefactibilidad de emplazamiento de la nueva turbomáquina

En esta sección se analiza la posibilidad de emplazamiento de la nueva turbina a la salida de la actual toma de riego. Como se observa en la Figura 9.10, a la salida de dicha toma se cuenta con dos conductos de 5 m de diámetro. Podría optarse por instalar la máquina a la salida del derecho (más cercano a la central), dejando el restante para caudales pequeños que no pueden ser turbinados.

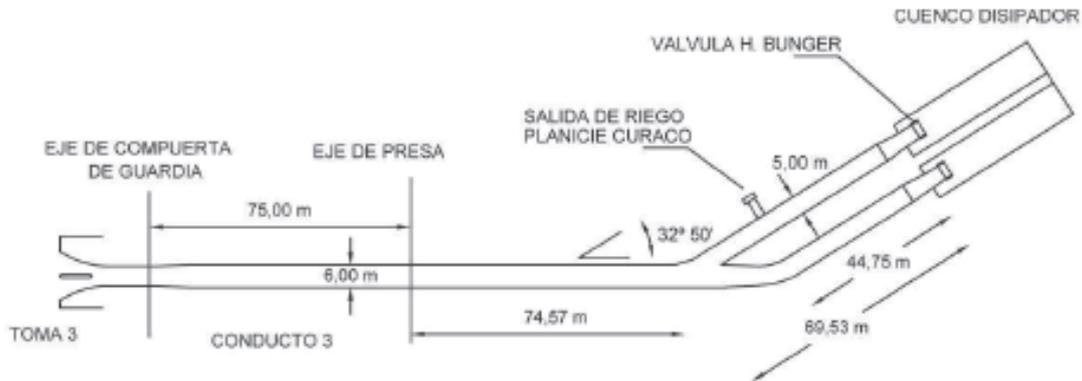


Figura 9.10: Vista en planta esquemática de la toma para riego. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III

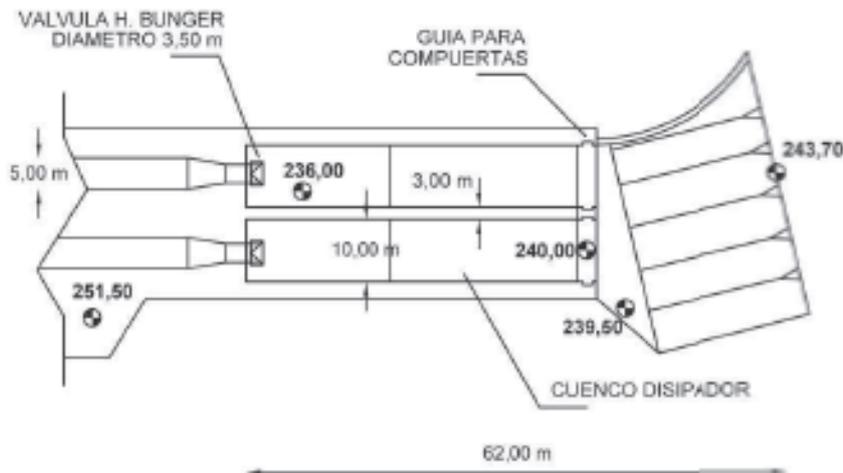


Figura 9.11: Vista en planta esquemática de la salida de la toma a cuenco disipador. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III

A partir de lo observado en la Figura 9.12 y teniendo en cuenta que la cota de instalación de la nueva turbina (según los resultados obtenidos a partir del análisis mediante el método de De Siervo y De Leva) es aproximadamente 241 ,82 m, puede decirse que no se requerirían grandes excavaciones para la implantación de la nueva máquina, al presentarse buenas condiciones para ello en el actual cuenco disipador.

Otra ventaja de esta disposición, es que, durante la instalación de la nueva turbina, podría seguir utilizándose el conducto restante para la erogación de caudales a través de la toma para riego, por lo cual no presentaría un impedimento importante para la operación del aprovechamiento multipropósito.

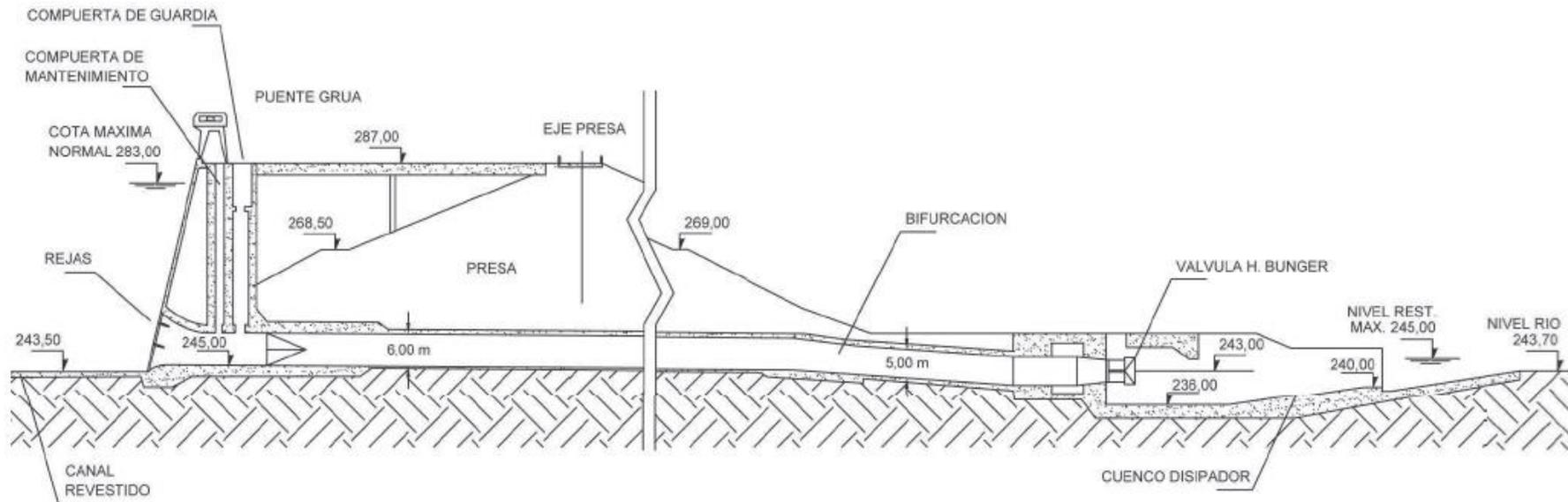


Figura 9.12: Corte esquemático de la toma para riego. Fuente: Inventario de Presas. Tomo III

Debe destacarse que este análisis corresponde únicamente a la prefactibilidad técnica de la nueva turbina, pero debería realizarse posteriormente a dicho análisis un estudio económico-financiero para verificar la viabilidad de la ampliación de la central. Es decir, si la energía generada con la nueva turbina cubre los costos de instalación de la misma.

Además, debería analizarse en mayor profundidad si el tipo elegido de turbina (Francis) es el que mejor se adapta a la situación o si otros (por ejemplo, del tipo Kaplan) podrían hacerlo de una mejor manera. Durante este análisis se optó por dicha clase ya que se contaba con los diagramas colinares de las turbinas actuales y debido a que, como se dijo anteriormente, esto es únicamente un análisis de prefactibilidad, no se realizaron estudios de gran profundidad sobre este tema.

10. Conclusiones generales del trabajo y sugerencias

A partir del análisis del impacto de la presencia y operación de Portezuelo del Viento sobre el embalse de Casa de Piedra y el estudio de prefactibilidad técnica de una tercera turbina en Casa de Piedra, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Se comprobó que con la erogación de los caudales mínimos de usos consuntivos en Portezuelo del Viento (definida por el EIAR PdV) el funcionamiento en conjunto de ambos aprovechamientos presenta buenos resultados.
- Con la presencia de Portezuelo del Viento se aumenta la capacidad de regulación en la cuenca.
- Como se concluyó en el Capítulo 7.2, la consigna operativa en Casa de Piedra que mejor se adapta a la nueva situación en la cuenca es aquella en la que la forma de operar en la Franja Magra difiere de la actual (Escenario 2). Se sugeriría permitir un descenso del nivel del embalse hasta los 270 msnm erogando hasta este nivel los caudales mínimos de usos consuntivos y de ahí en más comenzar con el esquema de caudales ecológicos. Actualmente el objetivo en la operación de Casa de Piedra es tratar de mantener el nivel lo más alto posible o al menos por encima de los 275 msnm, de manera tal de poder contar con un volumen disponible que facilite la entrega de caudales en los meses de mayor demanda y a su vez poder generar energía. Sin embargo, no debería ser alarmante llevar el nivel a los 270 msnm ya que se contaría con un volumen adicional embalsado aguas arriba en Portezuelo del Viento, de una manera más efectiva (con menores pérdidas asociadas a la evaporación). Además, la presencia de la tercera turbina en CdP se acopla a la situación sugerida, al poder funcionar en este rango de niveles y caudales, llegando a niveles de generación similares a los actuales.
- Se sugiere también la verificación del actual funcionamiento de la central de Casa de Piedra. Según las consultas que se realizaron en base a los diagramas colinares de las turbinas con las que se cuenta actualmente, los caudales mínimos turbinables rondan los 45 m³/s. Sin embargo, en los registros históricos que figuran en el sitio web del COIRCO puede observarse que se turbinan caudales menores que éste último (incluso caudales cercanos a los 15m³/s), lo cual podría ser perjudicial para la vida útil de las turbinas.
- Hoy en día se calcula el caudal ingresante a Casa de Piedra en función del medido en la estación Buta Ranquil, al cual se lo afecta por estimaciones de pérdidas, se le restan los caudales asociados a extracciones de riego y se tienen en cuenta los retornos de éste último uso. Se sugeriría contar con una estación ubicada cerca del ingreso al embalse de manera tal de contar con valores fehacientes y en tiempo real de caudales ingresantes.
- Como se menciona en el Capítulo 7, la falla en la erogación de caudales en Portezuelo del Viento es muy baja. Incluso en años hidrológicamente pobres, se continúa con la erogación de caudales mínimos de usos consuntivos. Sin embargo, en estos años por lo general se presentan grandes fallas en Casa de Piedra. Esto se debe a la variabilidad de los caudales que escurren por el río Barrancas. Se sugiere que, en este tipo de situaciones, se realice un análisis en tiempo real de los caudales que llegarían al embalse Casa de Piedra y determinar, de ser necesario, un aumento en la erogación en Portezuelo del Viento (si es que los volúmenes embalsados en este último lo permitieran) de manera tal de evitar la falla en Casa de Piedra.

- Si se contara con un mayor volumen de regulación en la cuenca (se cuenta con antecedentes de estudios previos que así también lo sugieren), los efectos del último período de sequía se sentirían en una menor proporción, garantizándose mayores tiempos en los que se cumpliría con la consigna de caudales mínimos de usos consuntivos.
- La presencia de una tercera turbina en la central de Casa de Piedra ampliaría los rangos de operación de niveles y caudales y mejoraría, por ende, la producción energética. Como se analiza en el Capítulo 9, se generaría, en términos medios, un 20% más de energía. Cabe aclarar que, de realizarse un estudio de mayor profundidad respecto al diseño de la misma, se podrían alcanzar niveles superiores de generación.

11. Bibliografía

- ❖ UIDET Hidrología, UIDET Gestión Ambiental y UIDET Hidromecánica, UNLP (2018). “Estudio de Impacto Ambiental Regional: Aprovechamiento Multipropósito Portezuelo del Viento – Cuenca del Río Colorado”.
- ❖ INGETEC-INCONAS-LANDE UTE (2008). "Aprovechamiento Integral del río Grande Presa y Central Hidroeléctrica Portezuelo del Viento; Estudio de Factibilidad Técnico-Económico", Estudios Básicos, Proyecto Ejecutivo y Documentación Licitatoria de las Obras, Ítem 3.14.2: Estudios de Climatología. Gobierno de la Provincia de Mendoza, Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte, Subsecretaría de Obras Públicas, Diciembre de 2008.
- ❖ DÍAZ, G. (2013). “Cuenca del río Colorado – Usos de las aguas del río Colorado”. COIRCO.
- ❖ PERL, J. E. PEINEMANN, N. COPPO, R. ANDRÉS, F. (2003). “Estudio de retornos en las áreas bajo riego del río Colorado”.
- ❖ COIRCO (2017). “Normas de Manejo de Aguas del Aprovechamiento Integral del río Grande – Presa y Central Hidroeléctrica Portezuelo del Viento”.
- ❖ COIRCO (2000). “Normas de Manejo de Aguas - Casa de Piedra”.
- ❖ BOYERO, M. ANDRÉS, F. (2015). “Experiencia en manejo de caudales en condición de crisis hídrica – Cuenca del río Colorado”.
- ❖ BERECIARTUA, P. (2018). “La importancia del COIRCO para la gestión interprovincial de la cuenca del río Colorado”. (<https://medium.com/@pberecia/la-importancia-de-coirco-para-la-gesti%C3%B3n-interprovincial-de-la-cuenca-del-r%C3%ADo-colorado-ffbf71348bf>).
- ❖ FUNDACIÓN CHADILEUVÚ (2016). “Río Salado – Chadileuvú”. (<http://www.chadileuvu.org.ar/fuchad/index.php/recursos-hidricos/rio-salado-chadileuvu>)
- ❖ SUBSECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS DE LA NACIÓN (2012). “Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina”. Tomo III.
- ❖ DE SIERVO & DE LEVA (1977). “Manual de Predimensionado de Turbomáquinas Hidráulicas”.
- ❖ COIRCO (2016). “Línea de ribera y riesgo hídrico”. Seminario taller.