# DISEÑO EMBALSE FUNDO EL RAULÍ

# COMUNA DE PURRANQUE – LOS LAGOS

# ANEXO 1.02: ESTUDIO HIDROLÓGICO

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C | 14/04/2026 | | FCV | MCC | ASQ | KHS |
| *B* | 11/11/2025 | *Sr. Karel Hrdina Schilling* | *CAP* | *ASQ* | *ECC* | *KHS* |
| *A* | 30/09/2025 | *Revisión Interna* | *SRT* | *CMG* | *ECC* | *KHS* |
| *Versión* | *Fecha* | *Emitido para* | *Preparó* | *Revisó* | *Hidrogestión* | *Cliente* |
| **P-1593** *Nº DEL PROYECTO* | | HIDROGESTIÓN SOLUCIONES QUE CREAN VALOR | **1593–INF–01-ANEXO 1.02** *Nº DEL DOCUMENTO* | | | |

1 INTRODUCCIÓN Y ALCANCE DEL ESTUDIO ..... 4
2 IDENTIFICACIÓN DE CAUCES Y CUENCAS APORTANTES ..... 5
3 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DISPONIBLE ..... 8
4 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES Y CAUDALES ..... 10
4.1 Estación Pluviométrica Fresia ..... 10
4.2 Estación Pluviométrica Purranque ..... 11
4.3 Estación Fluviométrica Río Toro en Tegualda ..... 14
4.4 Estación Fluviométrica Río Forrahue en Aromos ..... 16
5 ESTIMACIÓN DE VOLUMEN DE ESCORRENTÍA DISPONIBLE ..... 20
5.1 Método Precipitación Escorrentía ..... 20
5.2 Método Transposición de cuencas ..... 23
5.3 Selección del método a adoptar ..... 24
6 ESTUDIO DE CRECIDAS ..... 25
6.1 Precipitación de diseño ..... 25
6.2 Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia ..... 25
6.3 Tiempo de concentración ..... 31
6.4 Caudal de diseño ..... 32
6.4.1 Método Racional ..... 33
7 ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD HÍDRICA AGUAS ABAJO DEL EMBALSE ..... 37
7.1 Operación Normal ..... 37
7.1.1 Primera confluencia C-1: Estero Sin Nombre – Río Maule ..... 37
7.1.2 Segunda confluencia C-2: Río Maule – Estero Expedición ..... 38
7.2 Año 1 de operación (Período de llenado) ..... 39
7.2.1 Primera confluencia C-1: Estero sin nombre – Río Maule ..... 39

7.2.2 Segunda confluencia C-2: Río Maule – Estero Expedición.....40
7.2.3 Conclusiones del análisis de confluencias .....40
7.3 Análisis Afectación de Derechos de Aguas .....41
8 BALANCE HÍDRICO Y SIMULACIÓN OPERACIONAL DEL EMBALSE..... 42
8.1 Caudal ambiental/ecológico considerado en la simulación .....42
8.2 Período de llenado y operación inicial del embalse.....44
8.3 Disponibilidad hídrica estival y beneficios del embalse .....45
8.4 Análisis cambio climático .....46
8.4.1 Conclusiones del análisis del cambio climático .....47

# 1 INTRODUCCIÓN Y ALCANCE DEL ESTUDIO

Se realiza la caracterización hidrológica de la zona de estudio para así determinar los caudales de diseño necesarios para la modelación. Dicho estudio tiene dos objetivos principales: el primero de ellos es realizar el correspondiente estudio de crecidas que permitiese efectuar el adecuado diseño de las obras de evacuación del embalse. El segundo, es cuantificar los caudales medios mensuales afluentes al embalse, con el objetivo de determinar el volumen de agua disponible para el riego mediante la formulación de un modelo de simulación operacional. Se realiza el estudio de crecidas aplicando el Método Racional, siguiendo las directrices del documento "Guías metodológicas para presentación y revisión técnica de proyectos de modificación de cauces naturales y artificiales" (DGA, 2016), mientras que se evaluaron 2 métodos para estimar el volumen anual disponible: Método Precipitación-Escorrentía, y Transposición de cuencas. El cálculo completo que detalla dichos análisis se encuentra adjunto en el presente Anexo.

Tabla 1-1: Sitio de emplazamiento de tranque (UTM 18S Datum WGS84)

| Coordenada Este | Coordenada Norte |
|---|---|
| 628.783 | 5.462.861 |

La dirección General de Aguas recomienda utilizar un periodo de retorno de 1.000 años para el diseño hidráulico de este tipo de obras, con verificación para 10.000 años por criterios de seguridad. Del análisis estadístico se obtienen los caudales de entrada al embalse utilizados para diseño y verificación, correspondientes a 19,5 ($m^3/s$) y 25,4 ($m^3/s$), respectivamente.

## 2 IDENTIFICACIÓN DE CAUCES Y CUENCAS APORTANTES

En la Figura-2-1 se indican las cuencas, subcuencas y cauces cercanos al proyecto, obtenidos de los mapas vectoriales DGA.

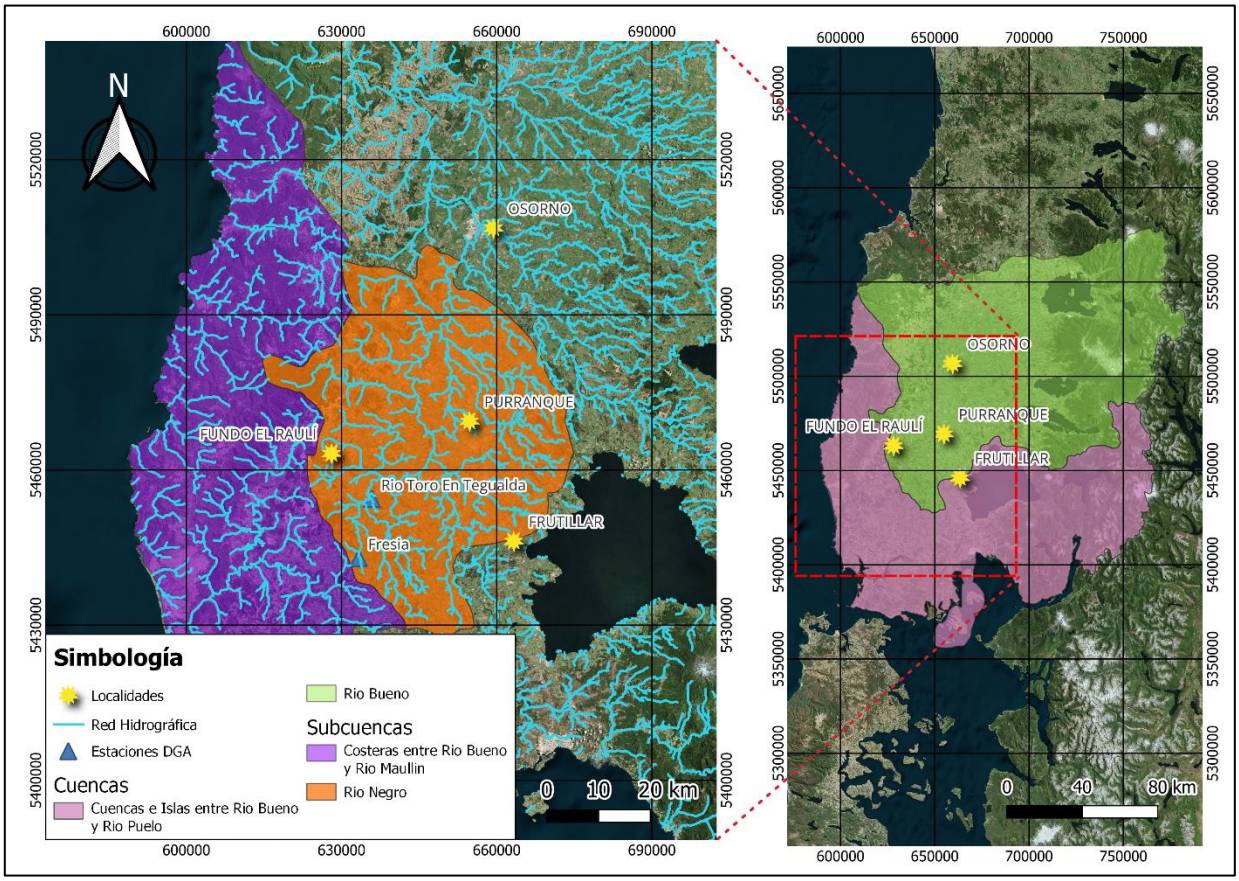


Figura-2-1: Cuencas y cauces presentes en zona de estudio.

Se estudian los cauces existentes en la carta IGM y en la red hidrográfica DGA en la zona del proyecto. En la Figura-2-2 se muestra que al norte del predio se encuentra el estero Expedición, que se une con el río Maule. En el área del fundo El Raulí, no se identifican cauces.

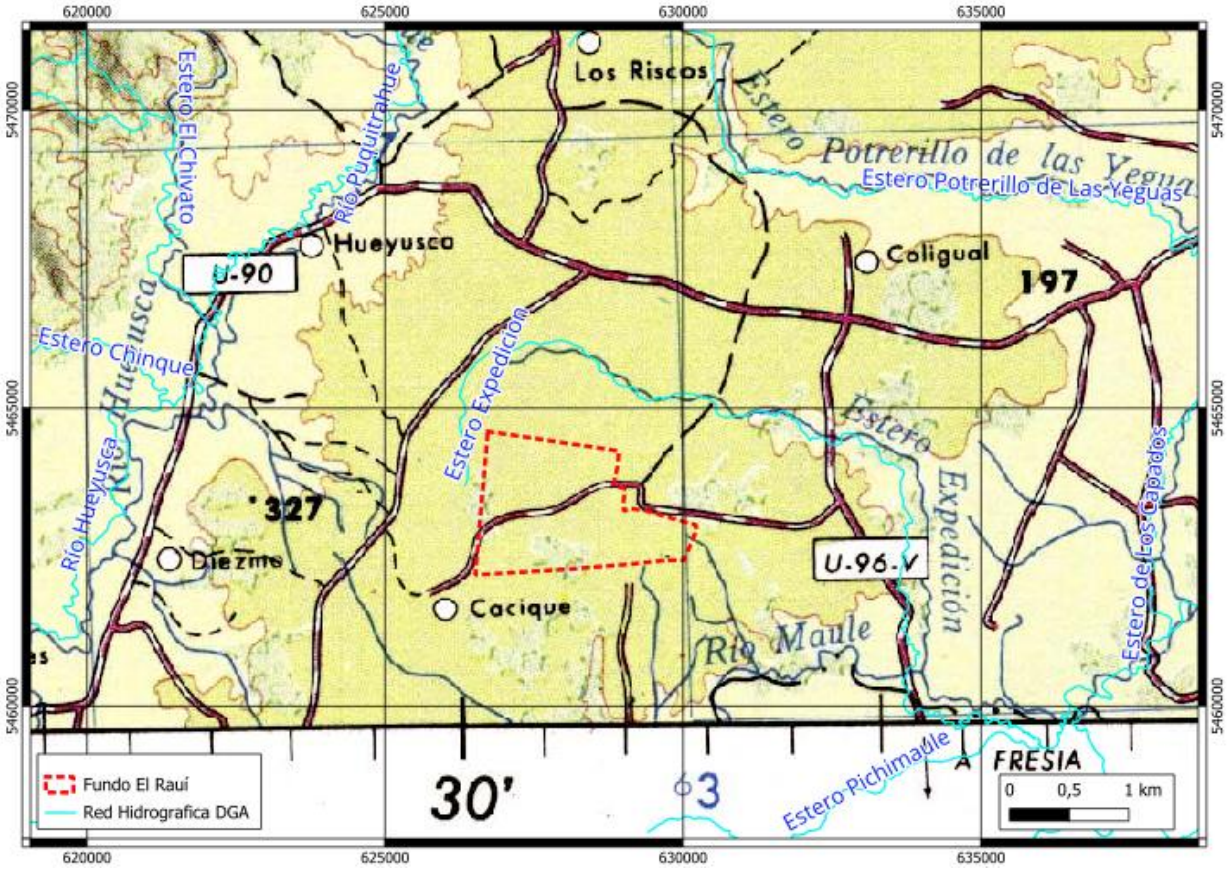


Figura-2-2: Cauces en zona de estudio.

Debido a que no existen cauces ni cuencas definidos en el área del proyecto, se determina la cuenca aportante al sitio designado mediante el uso del Modelo Digital de Elevación (DEM) Alos Palsar[1][2], obteniéndose los resultados indicados en la Tabla 2-1. Las herramientas digitales del modelo permiten obtener el cauce principal de la cuenca, generando una línea de escurrimiento de 3,1 km (Figura-2-3).

[1] https://www.eorc.jaxa.jp/ALOS/en/alos/sensor/palsar_e.htm

[2] https://search.asf.alaska.edu/#/

Tabla 2-1: Características de la cuenca definida.

| Área Aportante ($km^2$) | Perímetro Cuenca (m) | Elevación Media (m.s.n.m.) | Pendiente (%) | Longitud Cauce Principal (m) | Pendiente Cauce Principal (%) | CG Cuenca Latitud S | CG Cuenca Longitud W |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,44 | 13.578 | 320 | 2,3 | 3.091 | 1,2 | 40,97° | 73,48° |

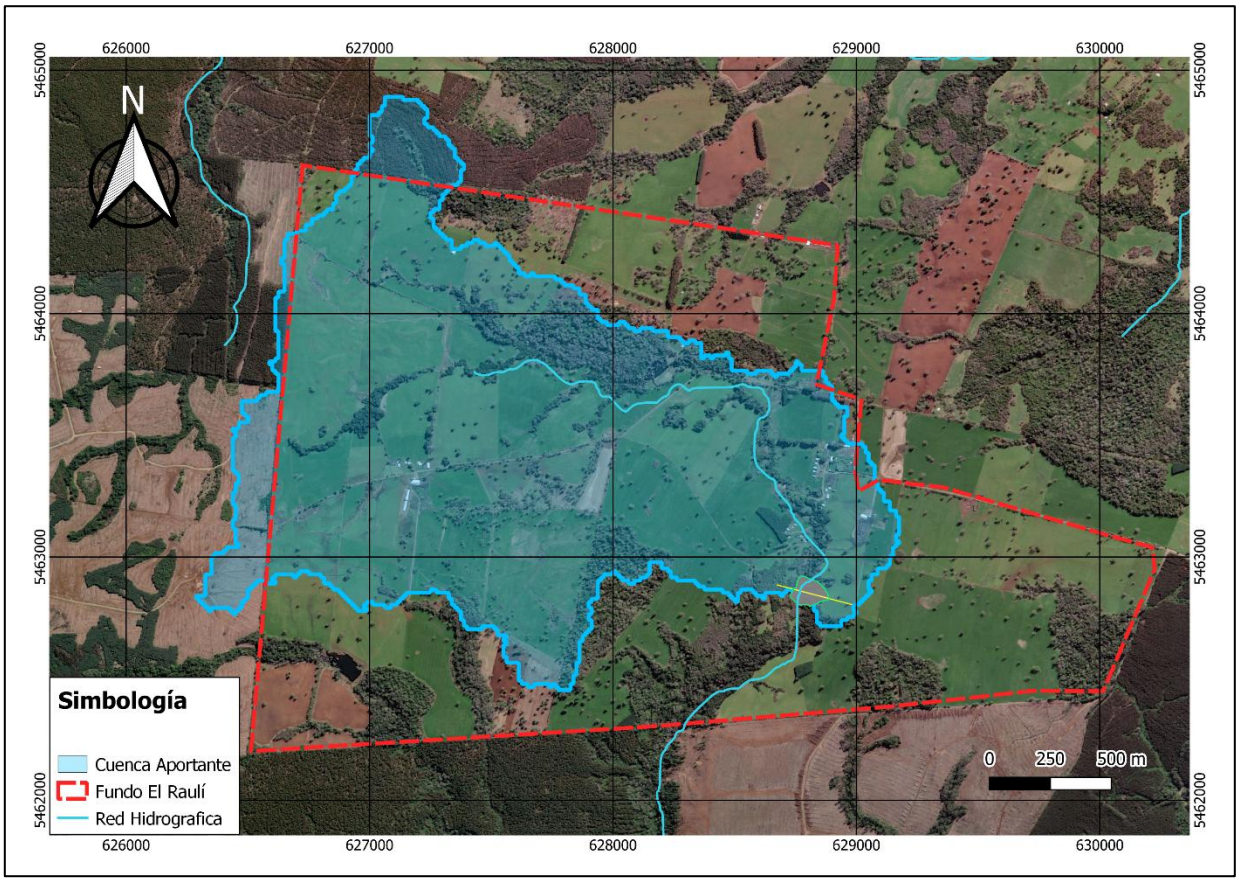


Figura-2-3: Cauce y cuenca aportante a sitio de embalse.

# 3 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DISPONIBLE

En las cercanías de la zona de estudio existen tres estaciones pluviométricas DGA: Fresia, Purranque y Frutillar. Se han seleccionado Fresia y Purranque como las estaciones más representativas del área de estudio.

En cuanto a las estaciones fluviométricas, se han escogido las más cercanas y cuya cobertura de suelo fuese similar a las de la cuenca de estudio. Dichas estaciones corresponden a "Rio Toro en Tegualda", con una superficie aportante de 352 $km^2$ y "Forrahue en Aromos", con una superficie aportante de 162 $km^2$. La ubicación de las estaciones pluviométricas y fluviométrica se presenta en la Figura-3-1.

Mediante la medición de caudales y lluvias realizada por las estaciones DGA disponible en su página oficial, es posible conocer el registro de mediciones histórico en cada una de las estaciones. Se presenta la Tabla 3-1 con los años de estadísticas.

Tabla 3-1: Información de estaciones fluviométricas y pluviométricas.

| **Estación** | **Código** | **Coordenadas** UTM 18S Datum WGS84 [m] | | **Períodos** |
|---|---|---|---|---|
| | | **N** | **E** | |
| Fresia | 10350001 | 633123 | 5442566 | 1993-2024 |
| Rio Toro En Tegualda | 10351001 | 635418 | 5454643 | 2000-2023 |
| Purranque | 103550017 | 657226 | 5469403 | 1999-2024 |
| Río Forrahue en Aromos | 103630029 | 657338 | 5470144 | 1992-2024 |

Las estaciones cumplen con un mínimo de 20 años corridos, necesarios para realizar análisis de frecuencia y que permite determinar la proyección de caudales en base al periodo de retorno.

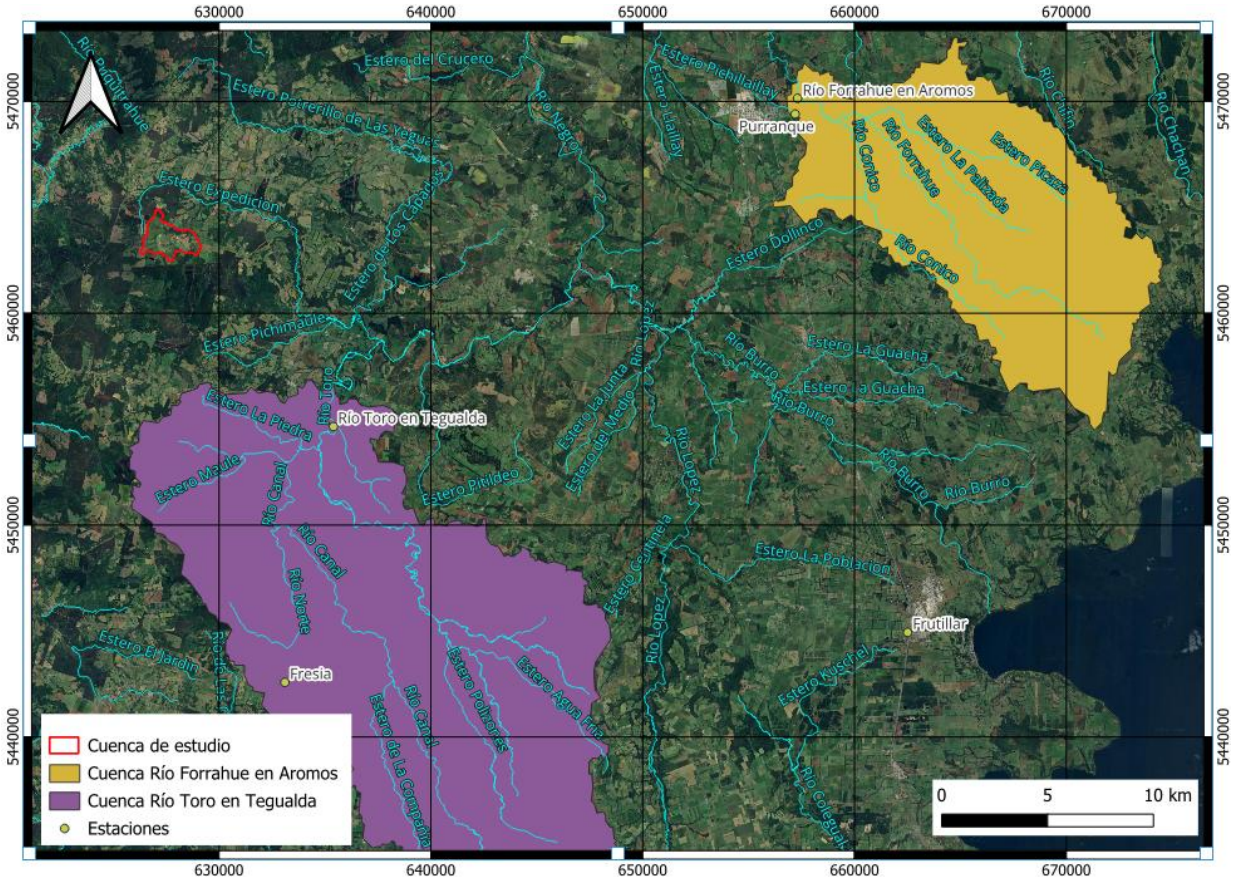


Figura-3-1: Estaciones hidrometeorológicas y cuencas aportantes a puntos de interés.

# 4 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES Y CAUDALES

Se descarga la base de datos pluviométricos y fluviométricos desde la página web de la DGA, obteniendo las series de precipitaciones y caudales de las estaciones a estudiar, los cuales será sometidos a un análisis de frecuencia para la determinación de los caudales de crecida y medios mensuales de forma teórica.

## 4.1 Estación Pluviométrica Fresia

Se encuentra al sureste de la ciudad de Fresia. En la Tabla 4-1 presentan las precipitaciones totales anuales y las precipitaciones máximas anuales en 24 h, mientras que en la Tabla 4-2 se presentan las precipitaciones medias mensuales obtenidas para la estación.

Tabla 4-1: Serie de datos anuales pluviométricos estación Fresia.

| Año | Precipitación Total (mm) | Precipitación Máxima Diaria (mm) |
|---|---|---|
| 1994 | 1873,9 | 48,9 |
| 1995 | 1577,8 | 49,5 |
| 1996 | 1330,3 | 64,6 |
| 1997 | 2113,7 | 89,5 |
| 1998 | 1133,6 | 48,4 |
| 1999 | 1284,1 | 78,5 |
| 2000 | 1673,3 | 65,5 |
| 2001 | 1700,2 | 55,0 |
| 2002 | 2067,7 | 73,5 |
| 2003 | 1489,2 | 49,3 |
| 2004 | 1528,8 | 54,0 |
| 2005 | 1877,1 | 69,0 |
| 2006 | 2223,3 | 64,3 |
| 2007 | 1364,1 | 49,5 |
| 2008 | 1746,0 | 93,2 |
| 2009 | 1681,4 | 78,2 |
| 2010 | 1257,5 | 57,6 |
| 2011 | 1554,4 | 79,8 |
| 2012 | 1434,6 | 45,2 |
| 2013 | 1307,1 | 39,9 |
| 2014 | 1491,5 | 67,0 |
| 2015 | 1780,5 | 67,8 |
| 2016 | 1365,2 | 54,2 |
| 2017 | 1668,2 | 59,2 |
| 2018 | 1413,9 | 51,0 |
| 2019 | 1371,9 | 167,6 |
| **Promedio** | **1584,7** | **64,9** |

Tabla 4-2: Serie de datos mensuales pluviométricos estación Fresia.

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1993 | | | | | | | | 45,2 | 46,5 | 121,1 | 107,9 | 61,4 |
| 1994 | 37,2 | 22,8 | 33,6 | 182,8 | 273 | 321,6 | 209,4 | 223,8 | 181,4 | 171,5 | 77,7 | 138,5 |
| 1995 | 87,3 | 14,8 | 42,5 | 167,5 | 173,1 | 369,4 | 261,5 | 224,4 | 80,7 | 117 | 33,4 | 6,8 |
| 1996 | 62,1 | 51,7 | 112,8 | 141,7 | 196,2 | 108,9 | 91,2 | 200,5 | 128,8 | 78 | 119,5 | 38,9 |
| 1997 | 150,7 | 46,7 | 30,3 | 262,3 | 188,3 | 435 | 356 | 101,5 | 178,5 | 218,1 | 81,2 | 62,6 |
| 1998 | 47,2 | 13,6 | 83,6 | 117,9 | 150,2 | 159,6 | 147,3 | 222,7 | 80,7 | 28,4 | 46,3 | 38 |
| 1999 | 52 | 59,3 | 75,8 | 48,6 | 142,4 | 270,4 | 120,4 | 228,4 | 134,7 | 31,5 | 61,7 | 59,5 |
| 2000 | 60,2 | 149,8 | 82,8 | 125,8 | 81,3 | 485,9 | 185,5 | 104,1 | 107,7 | 129,3 | 111,6 | 49,3 |
| 2001 | 186 | 44 | 124,7 | 62,4 | 256 | 234,8 | 336,5 | 189,8 | 84,4 | 60,2 | 99,9 | 21,3 |
| 2002 | 38,4 | 86,4 | 134,6 | 166,3 | 392,8 | 209,9 | 146,5 | 235,8 | 179,8 | 288,9 | 127,8 | 60,7 |
| 2003 | 48,7 | 36,5 | 60,5 | 96,1 | 96 | 297,5 | 175,2 | 167,1 | 189,3 | 93,9 | 113,5 | 114,9 |
| 2004 | 51,7 | 17,1 | 103,8 | 249 | 31,7 | 360,5 | 181 | 100,3 | 103,5 | 172,7 | 76,7 | 75,9 |
| 2005 | 57,2 | 22 | 144,3 | 117,8 | 423,4 | 286,8 | 302,4 | 243,3 | 70,6 | 42,6 | 120,2 | 48,5 |
| 2006 | 163,1 | 58,7 | 130,2 | 200,2 | 216 | 356,8 | 388,2 | 194,5 | 142,3 | 163,2 | 77,1 | 135,4 |
| 2007 | 31,5 | 55,2 | 38,8 | 188,2 | 88,4 | 221,1 | 178,1 | 151,9 | 192 | 133,9 | 50,1 | 34,8 |
| 2007 | 31,5 | 55,2 | 38,8 | 188,2 | 88,4 | 221,1 | 178,1 | 151,9 | 192 | 133,9 | 50,1 | 34,8 |
| 2008 | 30,8 | 31,6 | 33,4 | 132,4 | 314,4 | 167,4 | 456,5 | 316,1 | 58,8 | 71,5 | 103 | 30,7 |
| 2009 | 31,9 | 94,1 | 40,5 | 117,6 | 264,3 | 264,9 | 111,6 | 311,9 | 74,2 | 145,7 | 135,9 | 88,6 |
| 2010 | 84 | 82,9 | 55,8 | 47,7 | 109,2 | 209,7 | 182,4 | 257,1 | 40,9 | 57,3 | 85,4 | 45,3 |
| 2011 | 95,8 | 30,9 | 151,5 | 117,1 | 114,8 | 194,3 | | 254,8 | 144,9 | 36,2 | 73,9 | 32,1 |
| 2012 | 66,3 | 135,2 | 44,8 | 52,7 | 241,9 | 200,3 | 132,2 | 218,6 | 60,4 | 50,9 | 15,8 | 215,5 |
| 2013 | 20,1 | 52,8 | 75,5 | 118,7 | 217,7 | 191,6 | 123,3 | 193,6 | 146,7 | 39,8 | 69,1 | 37,5 |
| 2014 | 68,7 | 46 | 85,5 | 90,1 | 252,6 | 320,3 | 214,4 | 126,3 | 155,6 | 93,1 | 35 | 24,6 |
| 2015 | 6,8 | 30,2 | 43,9 | 102,2 | 239,9 | 149,2 | 345,5 | 485 | 109,4 | 110 | 70,6 | 87,8 |
| 2016 | 33,2 | 34,8 | 85,8 | 113,9 | 73,8 | 71,2 | 292 | 341,6 | 75,8 | 86,5 | 69,4 | 87,2 |
| 2016 | 33,2 | 34,8 | 85,8 | 113,9 | 73,8 | 71,2 | 292 | 341,6 | 75,8 | 86,5 | 69,4 | 87,2 |
| 2017 | 56 | 97,7 | 70,8 | 95,1 | 257,5 | 269,7 | 133,8 | 337,7 | 92,7 | 166,1 | 24,3 | 64,6 |
| 2018 | 39,8 | 19,6 | 158,2 | 134,4 | 147,5 | 171,6 | 90,2 | 187,3 | 156,8 | 125 | 95,1 | 90,6 |
| 2019 | | 23,8 | 99,4 | 320,2 | 504,3 | 195,9 | 53,8 | 111,8 | 62,7 | 95,7 | 93,1 | 41,6 |
| 2020 | 35,1 | 44,2 | 58,3 | 166,9 | 168,9 | 251,8 | 251,4 | 141,2 | | | | |
| 2021 | 23,8 | 10,8 | 20,7 | 117,2 | 86,9 | 195,4 | 104 | 175 | 80,2 | 53,7 | 48,3 | 23,6 |
| 2022 | 71,1 | 42 | 91,1 | 171,3 | 101 | | | | | | | |
| 2024 | | | | | | | | | | 20,8 | 129,5 | 19,7 |
| 2025 | 28,5 | 32,5 | 73 | 133,7 | 192,2 | 174,2 | 141,6 | | | | | |
| PROMEDIO | 55,5 | 47,8 | 76,1 | 135,1 | 186,6 | 232,4 | 199,4 | 212,4 | 114,3 | 104,0 | 79,8 | 63,2 |

## 4.2 Estación Pluviométrica Purranque

Se encuentra al sureste de la localidad de Purranque. En la Tabla 4-3 se presentan las precipitaciones totales anuales y las precipitaciones máximas anuales en 24 h, mientras que en la Tabla 4-4 se presentan las precipitaciones medias mensuales obtenidas para la estación.

Tabla 4-3: Serie de datos anuales pluviométricos estación Purranque.

| Año | Precipitación Total (mm) | Precipitación Máxima Diaria (mm) |
|---|---|---|
| 1999 | 849 | 51,5 |
| 2000 | 1351 | 50,0 |
| 2001 | 1310,1 | 56,5 |
| 2002 | 1626,6 | 57,9 |
| 2003 | 1266,8 | 51,5 |
| 2004 | 1264,9 | 56,4 |
| 2005 | 1607,5 | 61,5 |
| 2006 | 1565 | 83,2 |
| 2007 | 1309,4 | 62,0 |
| 2008 | 1476,5 | 109,3 |
| 2009 | 904,9 | 35,2 |
| 2010 | 1140,1 | 45,0 |
| 2011 | 1360,8 | 60,5 |
| 2012 | 1108,3 | 46,0 |
| 2013 | 1210 | 59,0 |
| 2014 | 1501,1 | 75,5 |
| 2015 | 1256 | 59,5 |
| 2015 | 1256 | 31,5 |
| 2016 | 874,3 | 65,0 |
| 2017 | 1529,6 | 48,0 |
| 2018 | 1259,9 | 50,5 |
| 2019 | 1126,6 | 44,0 |
| 2020 | 1232,3 | 11,0 |
| 2021 | 70,1 | |
| 2022 | 162,5 | 18,2 |
| 2024 | 123,8 | 20,1 |
| 2025 | 670,5 | |
| Promedio | 1126,4 | 52,4 |

Tabla 4-4: Serie de datos mensuales pluviométricos estación Purranque.

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1993 | | | | | | | | 45,2 | 46,5 | 121,1 | 107,9 | 61,4 |
| 1994 | 37,2 | 22,8 | 33,6 | 182,8 | 273 | 321,6 | 209,4 | 223,8 | 181,4 | 171,5 | 77,7 | 138,5 |
| 1995 | 87,3 | 14,8 | 42,5 | 167,5 | 173,1 | 369,4 | 261,5 | 224,4 | 80,7 | 117 | 33,4 | 6,8 |
| 1996 | 62,1 | 51,7 | 112,8 | 141,7 | 196,2 | 108,9 | 91,2 | 200,5 | 128,8 | 78 | 119,5 | 38,9 |
| 1997 | 150,7 | 46,7 | 30,3 | 262,3 | 188,3 | 435 | 356 | 101,5 | 178,5 | 218,1 | 81,2 | 62,6 |
| 1998 | 47,2 | 13,6 | 83,6 | 117,9 | 150,2 | 159,6 | 147,3 | 222,7 | 80,7 | 28,4 | 46,3 | 38 |
| 1999 | 52 | 59,3 | 75,8 | 48,6 | 142,4 | 270,4 | 120,4 | 228,4 | 134,7 | 31,5 | 61,7 | 59,5 |
| 2000 | 60,2 | 149,8 | 82,8 | 125,8 | 81,3 | 485,9 | 185,5 | 104,1 | 107,7 | 129,3 | 111,6 | 49,3 |
| 2001 | 186 | 44 | 124,7 | 62,4 | 256 | 234,8 | 336,5 | 189,8 | 84,4 | 60,2 | 99,9 | 21,3 |
| 2002 | 38,4 | 86,4 | 134,6 | 166,3 | 392,8 | 209,9 | 146,5 | 235,8 | 179,8 | 288,9 | 127,8 | 60,7 |
| 2003 | 48,7 | 36,5 | 60,5 | 96,1 | 96 | 297,5 | 175,2 | 167,1 | 189,3 | 93,9 | 113,5 | 114,9 |
| 2004 | 51,7 | 17,1 | 103,8 | 249 | 31,7 | 360,5 | 181 | 100,3 | 103,5 | 172,7 | 76,7 | 75,9 |
| 2005 | 57,2 | 22 | 144,3 | 117,8 | 423,4 | 286,8 | 302,4 | 243,3 | 70,6 | 42,6 | 120,2 | 48,5 |
| 2006 | 163,1 | 58,7 | 130,2 | 200,2 | 216 | 356,8 | 388,2 | 194,5 | 142,3 | 163,2 | 77,1 | 135,4 |
| 2007 | 31,5 | 55,2 | 38,8 | 188,2 | 88,4 | 221,1 | 178,1 | 151,9 | 192 | 133,9 | 50,1 | 34,8 |
| 2007 | 31,5 | 55,2 | 38,8 | 188,2 | 88,4 | 221,1 | 178,1 | 151,9 | 192 | 133,9 | 50,1 | 34,8 |
| 2008 | 30,8 | 31,6 | 33,4 | 132,4 | 314,4 | 167,4 | 456,5 | 316,1 | 58,8 | 71,5 | 103 | 30,7 |
| 2009 | 31,9 | 94,1 | 40,5 | 117,6 | 264,3 | 264,9 | 111,6 | 311,9 | 74,2 | 145,7 | 135,9 | 88,6 |
| 2010 | 84 | 82,9 | 55,8 | 47,7 | 109,2 | 209,7 | 182,4 | 257,1 | 40,9 | 57,3 | 85,4 | 45,3 |
| 2011 | 95,8 | 30,9 | 151,5 | 117,1 | 114,8 | 194,3 | | 254,8 | 144,9 | 36,2 | 73,9 | 32,1 |
| 2012 | 66,3 | 135,2 | 44,8 | 52,7 | 241,9 | 200,3 | 132,2 | 218,6 | 60,4 | 50,9 | 15,8 | 215,5 |
| 2013 | 20,1 | 52,8 | 75,5 | 118,7 | 217,7 | 191,6 | 123,3 | 193,6 | 146,7 | 39,8 | 69,1 | 37,5 |
| 2014 | 68,7 | 46 | 85,5 | 90,1 | 252,6 | 320,3 | 214,4 | 126,3 | 155,6 | 93,1 | 35 | 24,6 |
| 2015 | 6,8 | 30,2 | 43,9 | 102,2 | 239,9 | 149,2 | 345,5 | 485 | 109,4 | 110 | 70,6 | 87,8 |
| 2016 | 33,2 | 34,8 | 85,8 | 113,9 | 73,8 | 71,2 | 292 | 341,6 | 75,8 | 86,5 | 69,4 | 87,2 |
| 2016 | 33,2 | 34,8 | 85,8 | 113,9 | 73,8 | 71,2 | 292 | 341,6 | 75,8 | 86,5 | 69,4 | 87,2 |
| 2017 | 56 | 97,7 | 70,8 | 95,1 | 257,5 | 269,7 | 133,8 | 337,7 | 92,7 | 166,1 | 24,3 | 64,6 |
| 2018 | 39,8 | 19,6 | 158,2 | 134,4 | 147,5 | 171,6 | 90,2 | 187,3 | 156,8 | 125 | 95,1 | 90,6 |
| 2019 | | 23,8 | 99,4 | 320,2 | 504,3 | 195,9 | 53,8 | 111,8 | 62,7 | 95,7 | 93,1 | 41,6 |
| 2020 | 35,1 | 44,2 | 58,3 | 166,9 | 168,9 | 251,8 | 251,4 | 141,2 | | | | |
| 2021 | 23,8 | 10,8 | 20,7 | 117,2 | 86,9 | 195,4 | 104 | 175 | 80,2 | 53,7 | 48,3 | 23,6 |
| 2022 | 71,1 | 42 | 91,1 | 171,3 | 101 | | | | | | | |
| 2024 | | | | | | | | | | 20,8 | 129,5 | 19,7 |
| 2025 | 28,5 | 32,5 | 73 | 133,7 | 192,2 | 174,2 | 141,6 | | | | | |
| PROMEDIO | 55,5 | 47,8 | 76,1 | 135,1 | 186,6 | 232,4 | 199,4 | 212,4 | 114,3 | 104,0 | 79,8 | 63,2 |

En la Figura-4-1 se muestran las precipitaciones mensuales promedio para las estaciones pluviométricas de referencia.




Figura-4-1: Precipitaciones medias mensuales.

## 4.3 Estación Fluviométrica Río Toro en Tegualda

Se encuentra en el río Toro, en el pueblo de Tegualda, aguas debajo de la junta con el estero El Chingue. En la Tabla 4-5 y Tabla 4-6 se presentan los caudales medios anuales y medios mensuales obtenidos para la estación.

Tabla 4-5: Serie de datos anuales fluviométricos estación Río Toro en Tegualda.

| Año | Caudal ($m^3/s$) |
|---|---|
| 2000 | 5,8 |
| 2001 | 9,0 |
| 2002 | 10,6 |
| 2003 | 5,6 |
| 2004 | 7,0 |
| 2005 | 11,5 |
| 2006 | 13,1 |
| 2007 | 5,9 |
| 2008 | 8,9 |
| 2009 | 7,2 |
| 2010 | 5,4 |
| 2011 | 8,3 |
| 2012 | 6,2 |
| 2013 | 7,0 |
| 2014 | 9,1 |
| 2015 | 7,0 |
| 2016 | 3,2 |
| 2017 | 10,3 |
| 2018 | 8,1 |
| 2019 | 0,9 |
| **Promedio** | **7,8** |

Tabla 4-6: Serie de datos mensuales fluviométricos estación Río Toro en Tegualda.

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2000 | | | | | 3,5 | | | 8,7 | 8,1 | 8,0 | 5,2 | 2,1 |
| 2001 | 2,6 | 2,0 | 3,7 | 2,0 | 8,2 | 21,6 | 30,2 | 19,4 | 9,3 | 4,7 | 3,4 | 1,5 |
| 2002 | 0,8 | 0,7 | 1,7 | 3,0 | 18,6 | | 12,2 | 22,6 | 16,1 | 25,3 | 11,4 | 3,8 |
| 2003 | 1,8 | 1,2 | 1,1 | 1,7 | 1,9 | 9,8 | 13,7 | 14,7 | | 7,2 | 5,0 | 3,7 |
| 2004 | 1,6 | 0,9 | 1,1 | 5,4 | 3,5 | 14,8 | 25,2 | 8,7 | 7,7 | 7,4 | 4,9 | 2,6 |
| 2005 | 1,3 | 0,8 | 1,7 | 2,3 | 21,6 | 26,3 | 29,7 | 32,3 | 10,8 | 4,7 | 3,6 | 2,7 |
| 2006 | | 1,0 | 2,1 | 5,0 | 8,4 | 30,1 | 38,6 | 28,9 | 11,0 | 9,3 | 5,8 | 3,6 |
| 2007 | 1,7 | 1,2 | 1,1 | 2,6 | 2,6 | 8,6 | 11,8 | 12,1 | 16,7 | 6,6 | 4,4 | 1,9 |
| 2008 | 0,9 | 0,4 | 0,5 | 1,2 | 11,3 | 11,0 | 30,6 | 27,2 | 14,6 | 4,4 | 3,0 | 1,2 |
| 2009 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 1,5 | 6,9 | 13,9 | 13,8 | 21,4 | 10,4 | 5,9 | 6,9 | 3,4 |
| 2010 | 3,0 | 1,8 | 1,1 | 1,5 | 2,8 | 6,4 | 13,0 | 17,5 | 8,9 | 3,8 | 3,8 | 1,9 |
| 2011 | 1,4 | 0,8 | 1,6 | 2,7 | 4,3 | 11,3 | 25,2 | 25,9 | 15,5 | 6,4 | 3,3 | 1,8 |
| 2012 | 1,0 | 1,8 | 1,7 | 1,4 | 4,8 | 13,2 | 16,3 | 15,1 | 8,9 | 4,2 | 2,2 | 4,0 |
| 2013 | 1,9 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 6,7 | 13,8 | 16,4 | 14,3 | 17,2 | 4,7 | 3,1 | 1,4 |
| 2014 | 1,1 | 1,2 | 1,0 | 1,6 | 4,6 | 26,4 | 16,4 | 19,6 | 12,5 | 6,9 | | |
| 2015 | 1,4 | 1,6 | 1,5 | 2,3 | 4,4 | 12,7 | 24,0 | 28,6 | 12,6 | 5,4 | | |
| 2016 | 1,5 | 1,2 | 1,1 | 2,0 | 1,6 | 1,7 | 3,7 | 8,9 | 5,6 | 4,3 | | 1,6 |
| 2017 | 1,7 | | 1,7 | 1,9 | 10,8 | 22,0 | 15,2 | 31,7 | 17,5 | 12,8 | 5,4 | 2,1 |
| 2018 | 1,5 | | | 3,0 | 6,3 | 9,6 | 12,9 | 15,3 | 12,2 | 11,2 | 6,9 | 2,7 |
| 2019 | 1,3 | 0,7 | 0,7 | 1,0 | | 8,6 | 15,3 | 13,5 | 6,6 | 3,4 | 5,6 | 1,8 |
| 2020 | 0,8 | 0,6 | 0,7 | 1,9 | 6,8 | 18,5 | 25,7 | 19,1 | 7,2 | 3,8 | 1,8 | 1,2 |
| 2021 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,8 | 1,4 | 6,6 | 7,4 | 9,7 | 7,9 | 3,6 | 1,7 | 0,5 |
| 2022 | 0,5 | 0,4 | 0,8 | 2,5 | 3,9 | 10,4 | 27,0 | 11,1 | 8,3 | 5,0 | 2,6 | 1,0 |
| 2023 | 0,5 | 0,4 | 0,6 | 0,5 | | | | | | | | |
| 2024 | | | | | | | | | | 4,6 | 3,2 | |
| 2025 | | | | | | | | | 9,88 | 10,59 | | |
| PROMEDIO | 1,2 | 0,9 | 1,2 | 2,0 | 6,1 | 12,9 | 18,5 | 18,2 | 10,6 | 7,0 | 3,9 | 2,2 |

## 4.4 Estación Fluviométrica Río Forrahue en Aromos

Se encuentra en el río Forrahue, al noreste de la localidad de Purranque. En la Tabla 4-5 y Tabla 4-6 se presentan los caudales medios anuales y medios mensuales obtenidos para la estación.

Tabla 4-7: Serie de datos anuales fluviométricos estación Río Forrahue en Aromos.

| Año | Caudal ($m^3/s$) |
|---|---|
| 1991 | 4,5 |
| 1992 | 3,9 |
| 1993 | 5,2 |
| 1994 | 4,7 |
| 1995 | 4,5 |
| 1996 | 2,2 |
| 1997 | 5,2 |
| 1998 | 2,3 |
| 1999 | 3,0 |
| 2000 | 3,8 |
| 2001 | 4,5 |
| 2002 | 5,7 |
| 2003 | 3,8 |
| 2004 | 4,7 |
| 2005 | 6,1 |
| 2006 | 4,8 |
| 2007 | 3,6 |
| 2008 | 6,1 |
| 2009 | 5,5 |
| 2010 | 2,6 |
| 2011 | 3,9 |
| 2012 | 3,4 |
| 2013 | 2,9 |
| 2014 | 4,2 |
| 2015 | 0,2 |
| 2016 | 1,4 |
| 2017 | 4,5 |
| 2018 | 3,6 |
| 2019 | 2,9 |
| 2020 | 3,6 |
| 2021 | 5,1 |
| 2022 | 3,8 |
| 2023 | 5,7 |
| 2024 | 2,3 |
| 2025 | 6,5 |
| **Promedio** | **4,0** |

Tabla 4-8: Serie de datos mensuales fluviométricos estación Río Forrahue en Aromos.

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1991 | | | | | | | | | | | | 4,5 |
| 1992 | 0,8 | 1,2 | 2,3 | 5,2 | 9,8 | | | 5,6 | 5,1 | 6,2 | 2,1 | 1,0 |
| 1993 | 0,5 | 0,3 | 1,8 | 8,9 | 11,4 | 12,0 | 14,8 | 4,9 | 2,6 | 2,1 | 1,3 | 1,6 |
| 1994 | 0,3 | 0,2 | 0,2 | 0,6 | 6,2 | 14,5 | 11,1 | 8,5 | 6,1 | 5,6 | 1,9 | 1,2 |
| 1995 | 0,7 | 0,2 | 0,2 | 0,5 | 2,4 | 11,7 | 11,8 | 12,7 | 6,9 | 4,6 | 1,8 | 0,4 |
| 1996 | 0,3 | 0,3 | 0,4 | 0,6 | 2,7 | 2,6 | 3,1 | 8,1 | 4,7 | 1,3 | 1,5 | 0,6 |
| 1997 | 0,4 | 0,5 | 0,2 | 0,9 | 3,5 | 15,6 | 14,7 | 7,4 | 6,6 | 8,1 | 3,3 | 1,5 |
| 1998 | 0,5 | 0,2 | 0,3 | 0,3 | 1,6 | 4,3 | 7,0 | 8,2 | 2,9 | 1,1 | 0,5 | 0,2 |
| 1999 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,2 | 0,4 | 10,7 | 3,6 | 9,9 | 8,3 | 1,3 | 0,7 | 0,3 |
| 2000 | 0,1 | 0,3 | 0,2 | 0,3 | 0,9 | 19,0 | 8,5 | 5,6 | 4,6 | 3,6 | 1,7 | 0,5 |
| 2001 | 0,6 | 0,5 | 1,3 | 0,6 | 7,3 | 12,6 | 16,1 | 8,8 | 3,6 | 1,2 | 0,9 | 0,3 |
| 2002 | 0,2 | 0,1 | 0,3 | 0,5 | 8,1 | 9,9 | 7,6 | 13,4 | 6,6 | 15,0 | 5,6 | 0,9 |
| 2003 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 10,5 | 9,4 | 6,5 | 8,4 | 4,3 | 3,2 | 2,2 |
| 2004 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 6,3 | 1,7 | 13,0 | 12,5 | 5,0 | 4,6 | 5,1 | 3,0 | |
| 2005 | | 0,2 | 0,4 | 1,1 | 21,3 | 17,6 | 11,8 | 12,1 | 1,9 | 0,1 | 0,1 | 0,4 |
| 2006 | 1,0 | 1,1 | 1,6 | 3,3 | 4,9 | 13,8 | 14,5 | 9,6 | 3,7 | 3,3 | 0,9 | 0,2 |
| 2007 | 0,4 | 1,3 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 5,4 | 8,8 | 8,9 | 10,1 | 2,8 | 1,6 | 0,6 |
| 2008 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,5 | 10,3 | 8,4 | 17,9 | 13,9 | 7,6 | 1,7 | | |
| 2009 | | | | | | | 6,2 | 11,3 | 4,9 | 2,2 | 2,8 | |
| 2010 | 0,9 | 0,5 | 0,4 | 0,5 | 0,9 | 4,5 | 7,9 | 8,7 | 3,1 | 1,1 | 1,8 | 0,4 |
| 2011 | 0,2 | 0,1 | 0,3 | 2,9 | 3,8 | 7,2 | 10,8 | 10,8 | 6,7 | 2,6 | 0,8 | 0,4 |
| 2012 | 0,3 | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 2,7 | 10,3 | 9,2 | 8,5 | 3,8 | 1,4 | 0,5 | 2,2 |
| 2013 | 0,6 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 4,3 | 6,3 | 6,6 | 5,6 | 8,2 | 1,7 | 1,1 | 0,3 |
| 2014 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0,3 | 3,2 | 14,8 | 10,4 | | | | | |
| 2015 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,4 | | | | | | | | |
| 2016 | | | | 0,3 | 0,3 | 0,4 | 1,1 | 6,3 | | 2,4 | 0,6 | 0,0 |
| 2017 | 0,4 | 0,2 | 0,3 | 0,3 | 5,8 | 10,6 | 7,6 | 13,8 | 7,1 | 5,3 | 2,5 | 0,6 |
| 2018 | 0,4 | 0,2 | 0,5 | 1,2 | 3,7 | 6,0 | 5,7 | 9,0 | 7,1 | 5,3 | 3,7 | 0,8 |
| 2019 | 0,4 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 6,5 | 10,7 | 7,9 | 3,6 | 1,2 | 2,3 | 0,6 |
| 2020 | 0,3 | 0,3 | 0,2 | 0,3 | 2,9 | 11,7 | 13,0 | 9,4 | 3,3 | 1,4 | 0,5 | 0,3 |
| 2021 | 0,2 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 5,8 | 5,0 | 6,7 | 13,8 | 13,8 | 13,8 | 1,8 |
| 2022 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,7 | 1,9 | 6,3 | 15,0 | 6,5 | 5,0 | 1,8 | | |
| 2023 | | | | | 1,1 | 6,3 | 9,5 | 9,4 | 10,0 | 1,7 | 2,2 | |
| 2024 | | | | | | | | | 5,0 | 2,8 | 1,1 | 0,4 |
| 2025 | | | | | | | | | | 6,5 | | |
| PROMEDIO | 0,4 | 0,3 | 0,5 | 1,3 | 4,0 | 8,9 | 9,4 | 8,5 | 5,7 | 3,6 | 2,1 | 0,9 |

En la Figura-4-2 se muestran las precipitaciones mensuales promedio para las estaciones pluviométricas de referencia.

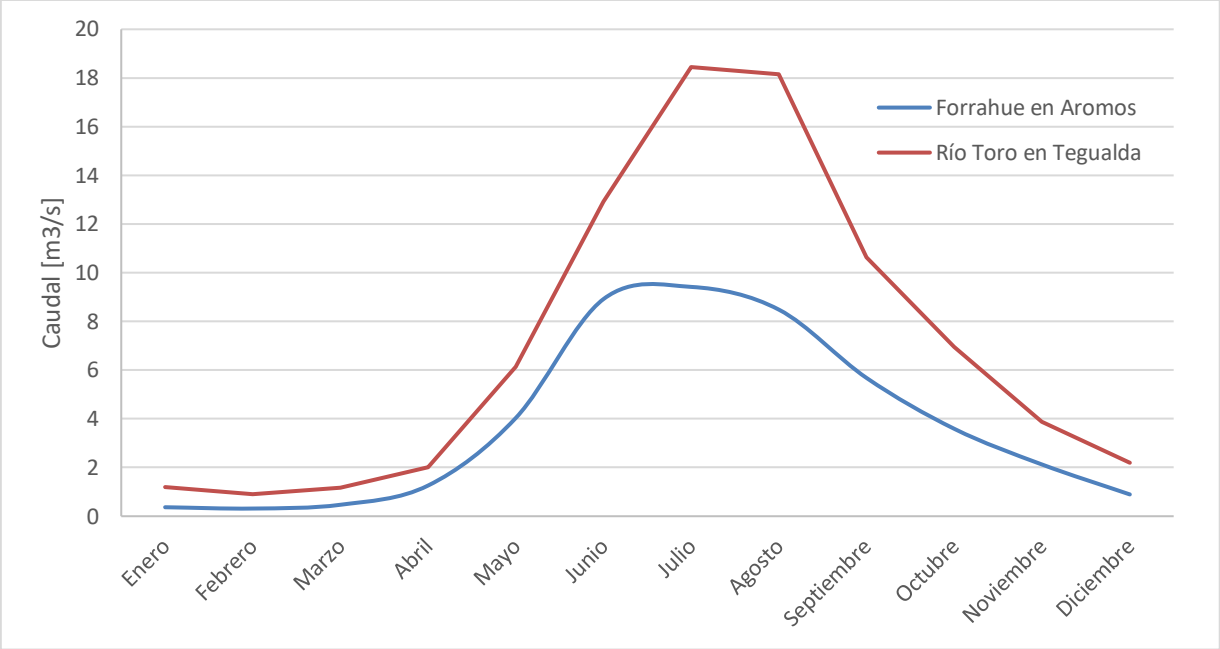


Figura-4-2: Caudales medios mensuales.

# 5 ESTIMACIÓN DE VOLUMEN DE ESCORRENTÍA DISPONIBLE

Se presenta la con la curva de variación estacional obtenida de las estaciones estudiadas.

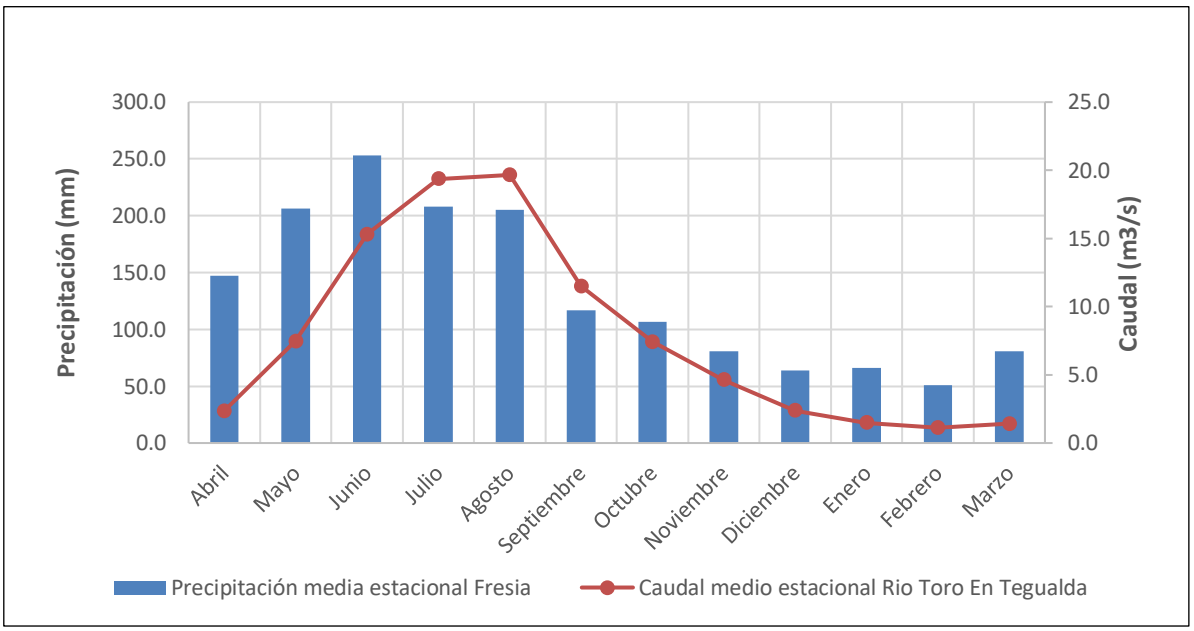


Figura-5-1: Curvas variación estacional estaciones estudiadas.

## 5.1 Método Precipitación Escorrentía

Este método obedece a la siguiente ecuación:

$$E = P - D$$

Donde E corresponde a la escorrentía expresada en m (espesor de la lámina de agua); P corresponde a la precipitación, también en m; y D es el déficit o la pérdida en m. El D también puede ser visto como aquella fracción de la precipitación que no escurre, por lo tanto, también se pude interpretar de acuerdo con la siguiente expresión.

$$D = (1 - C) \cdot P$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía (adimensional entre 0 y 1), que indica la fracción de la P que escurre. Reordenando los términos tenemos finalmente que:

$$E = C \cdot P$$

Para efectos del presente estudio, E y P son conocidos para la cuenca de Río Toro en Tegualda, ya que se conocen las estadísticas de caudal y precipitación, por lo tanto, se puede conocer el valor de la Tabla 5-1.

Tabla 5-1: Coeficiente de escorrentía cuenca Río Toro en Tegualda. Fuente: Elaboración propia.

| | |
|---|---|
| **P (m)** | 1,585 |
| **E (m)** | 0,689 |
| **C = E/P** | 0,435 |

El valor del coeficiente de escorrentía obtenido es válido para cuencas con similares coberturas de suelo que la cuenca Río Toro en Tegualda (similares proporciones), por lo tanto, para conocer el valor de C en la cuenca de interés, se realizó una reconstrucción de este coeficiente para la cuenca Río Toro en Tegualda a partir de las coberturas de suelo ahí existentes. La Tabla 5-2 muestra las coberturas de suelo de la cuenca Río Toro en Tegualda obtenidas del estudio de Zhao et al. (2016). A partir de estos datos, se reconstruyeron los coeficientes de escorrentía parciales de cada tipo de cobertura tomando como valor objetivo el C global de la cuenca antes calculado. Para esto se tomaron como punto de partida los valores bibliográficos propuestos en Stowhas (2017). Tras conocer los valores parciales de los coeficientes para las distintas coberturas, estos se transfirieron a las cuencas de interés. Los resultados de este paso se ven en la Tabla 5-3.

Tabla 5-2: Tipo de coberturas de suelo en cuenca Río Toro en Tegualda y coeficientes de escorrentía.

| Tipo de cobertura | Área (%) | C (-) |
|---|---|---|
| Otros Cultivos | 2,01 | 0,406 |
| Huertos | 0,02 | 0,406 |
| Nativo de hoja ancha primarios | 0,02 | 0,346 |
| Bosque Nativo Hoja ancha Renovales | 28,31 | 0,346 |
| Plantaciones de hoja ancha adulta | 0,28 | 0,346 |
| Plantaciones de conífera | 1,20 | 0,346 |
| Praderas | 59,49 | 0,484 |
| Otros Pastizales | 4,75 | 0,484 |
| Matorrales | 3,80 | 0,327 |
| **Global** | **100** | **0,435** |

Tabla 5-3: Tipo de coberturas de suelo en cuenca estudiada y coeficientes de escorrentía. Fuente: Elaboración propia.

| Tipo de cobertura | Área (%) | C (-) |
|---|---|---|
| Otros Pastizales | 19,34 | 0,484 |
| Bosques de Plantaciones de Coníferas Adultas | 2,93 | 0,346 |
| Bosques de Plantaciones de Hoja Ancha Adultas | 1,52 | 0,346 |
| Praderas Anuales | 55,90 | 0,484 |
| Matorrales | 8,24 | 0,327 |
| Bosques Nativos de Hoja Ancha Renovables | 11,91 | 0,346 |
| Pastizales Áridos | 0,05 | 0,484 |
| Matorrales Arborescentes | 0,08 | 0,327 |
| Superficies Impermeables | 0,03 | 0,601 |
| **Global** | **100** | **0,448** |

Finalmente, usando el C global estimado para el sitio de estudio, se calcula la escorrentía y posteriormente se transformó en volumen. El resultado final de este método se muestra en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4: Volumen de agua acumulable según método Precipitación-Escorrentía.

Fuente: Elaboración propia.

| Precipitación-Escorrentía | Valor |
|---|---|
| Escorrentía (m) | 0,711 |
| Volumen ($hm^3$) | 2,444 |

## 5.2 Método Transposición de cuencas

La transposición de cuencas consiste en calcular un rendimiento específico (caudal por unidad de superficie y por cada mm de precipitación) en una cuenca controlada, y posteriormente multiplicar ese rendimiento por la superficie y la precipitación de la o las cuencas de interés. El método es válido para cuencas vecinas con mismo régimen y similares características físicas. La ecuación es la siguiente.

$$\frac{Q_2}{P_2 \cdot A_2} = \frac{Q_1}{P_1 \cdot A_1}$$

Donde Q es el caudal ($m^3/s$), P es la precipitación (mm), y A es el área de la cuenca ($km^2$).

En este caso, se consideran las estaciones anteriores, de acuerdo con lo siguiente:

| | |
|---|---|
| $Q_1$: | Río Forrahue en Aromos |
| $P_1$: | Purranque |
| $A_1$=162 ($km^2$) | Cuenca de Río Forrahue en Aromos |
| $Q_2$: | Río Toro en Tegualda |
| $P_2$: | Fresia |
| $A_2$ =352 ($km^2$) | Cuenca de Río Toro en Tegualda |
| $Q_3$: | Caudal de la cuenca de estudio |
| $P_3$: | Fresia |
| $A_3$=3,44 ($km^2$) | Cuenca de estudio |

Para la cuenca en estudio, se considera la precipitación de la estación Fresia ($P_3$), debido a que es la medición más cercana. Con los datos anteriores se calculan los caudales mensuales de la cuenca de estudio considerando como base la cuenca de Río Forrahue en Aromos y la cuenca de Río Toro en Tegualda:

$$(A)\ Q_3 = \frac{Q_1 \cdot P_3 \cdot A_3}{P_1 \cdot A_1}$$

$$(B)\ Q_3 = \frac{Q_2 \cdot P_3 \cdot A_3}{P_2 \cdot A_2}$$

Con los caudales obtenidos se calcula el volumen de agua acumulable. En la Tabla 5-5 se muestra el resultado de este método considerando ambas cuencas, indicando que para la cuenca de Río Toro en Tegualda los volúmenes obtenidos son menores.

Tabla 5-5: Volumen de agua acumulable según método Transposición de cuencas. Fuente: Elaboración propia.

| Mes | Precipitación media (mm) | | Caudal promedio ($m^3/s$) | | (A) | (B) | Volumen ($hm^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $P_1$ | $P_2 = P_3$ | Q1 | Q2 | | | |
| | Purranque | Fresia | Río Forrahue en Aromos | Río Toro en Tegualda | $Q_3$ ($m^3/s$) | | |
| Ene | 43,54 | 55,45 | 0,37 | 1,21 | 0,01 | **0,01** | 0,372 |
| Feb | 48,69 | 47,81 | 0,32 | 0,90 | 0,01 | **0,01** | 0,279 |
| Mar | 67,86 | 76,09 | 0,47 | 1,16 | 0,01 | **0,01** | 0,357 |
| Abr | 101,83 | 135,15 | 1,26 | 2,02 | 0,04 | **0,02** | 0,623 |
| May | 165,91 | 179,33 | 4,04 | 6,14 | 0,09 | **0,06** | 1,893 |
| Jun | 206,17 | 232,44 | 8,92 | 12,92 | 0,21 | **0,13** | 3,983 |
| Jul | 188,81 | 199,42 | 9,42 | 18,45 | 0,21 | **0,18** | 5,686 |
| Ago | 155,25 | 212,41 | 8,48 | 18,15 | 0,25 | **0,18** | 5,593 |
| Sep | 97,44 | 114,26 | 5,68 | 10,64 | 0,14 | **0,10** | 3,280 |
| Oct | 81,25 | 103,97 | 3,59 | 6,96 | 0,10 | **0,07** | 2,145 |
| Nov | 65,45 | 79,76 | 2,12 | 3,88 | 0,05 | **0,04** | 1,196 |
| Dic | 50,26 | 63,16 | 0,89 | 2,20 | 0,02 | **0,02** | 0,679 |
| Prom | **106,04** | **124,94** | **3,80** | **7,05** | **0,10** | **0,07** | **2,174** |

## 5.3 Selección del método a adoptar

Ambos métodos empleados (Precipitación-Escorrentía y Transposición de Cuencas) otorgan resultados similares, sin embargo, el Método de Transposición de Cuencas entrega un menor volumen de agua acumulable, por lo que resulta ser más conservador. En consecuencia, al escoger este método, se obtiene un volumen de 2,174 ($hm^3$), sin considerar un análisis de derechos de agua, ni una eventual exigencia de caudal ecológico.

# 6 ESTUDIO DE CRECIDAS

En cuanto a la estimación de caudales de crecidas se utilizaron los documentos "Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica" (DGA, 1995) y "Fundamentos de Hidrología Aplicada" (Stowhas, 2016).

Para efectos del análisis de frecuencia se utilizan las precipitaciones máximas anuales en 24h, series de precipitaciones que fueron sometidas a una verificación de ajuste a las distribuciones Normal, Log-Normal, Pearson III, Log-Pearson III y Gumbel. Para la elección de la distribución de mejor ajuste se realiza un análisis de bondad utilizando el criterio del test de $X^2$, entre el resultado del modelo probabilístico y los datos medidos.

Tabla 6-1: Test de Bondad de Ajuste Estación Fresia.

| Periodo de Retorno (años) | Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Normal | Log-Normal | Pearson | Log-Pearson | Gumbel |
| **2** | 64,9 | 61,5 | 56,0 | 58,6 | 61,1 |
| **5** | 86,2 | 80,3 | 77,0 | 78,3 | 87,1 |
| **10** | 97,3 | 92,4 | 95,1 | 94,0 | 104,3 |
| **20** | 106,5 | 103,7 | 114,6 | 111,1 | 120,9 |
| **25** | 109,1 | 107,2 | 121,1 | 117,1 | 126,1 |
| **50** | 116,8 | 118,1 | 142,0 | 136,9 | 142,3 |
| **100** | 123,7 | 128,7 | 163,9 | 159,2 | 158,3 |
| **200** | 130,0 | 139,3 | 186,6 | 184,5 | 174,3 |
| **$X^2$ Calculado** | 27,32 | 7,19 | 3,33 | 3,16 | 2,97 |
| **$X^2$ Límite** | 5,99 | 5,99 | 3,84 | 3,84 | 5,99 |
| **Test** | *Rechazado* | *Rechazado* | *Aceptado* | *Aceptado* | *Aceptado* |
| $\boldsymbol{X^2\ Calc/X^2\ Lim}$ | 4,56 | 1,20 | 0,87 | 0,82 | 0,50 |

## 6.1 Precipitación de diseño

Se consideraron periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 500, 1.000 y 10.000 años. El cálculo de las precipitaciones asociadas a los diferentes períodos de retorno se realizó con la distribución de mejor ajuste, es decir Gumbel.

De acuerdo con el Manual chileno de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información pluviométrica; la precipitación diaria máxima para un período de retorno 10 años, corresponde al valor representativo de la cuenca aportante analizada, por lo tanto, la precipitación adoptada es $P_D^{10}$ = 104,3 (mm).

## 6.2 Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

Las curvas Intensidad - Frecuencia - Duración permiten obtener y definir la intensidad de la lluvia máxima probable para tormentas de una duración determinada con una probabilidad de

ocurrencia cualquiera. Se han calculado las curvas IDF de acuerdo con el método descrito en el Manual de Carreteras, Volumen III (MOP, 1981), del Gobierno de Chile, partiendo del valor de precipitación diaria máxima con 10 años de periodo de retorno obtenido en el apartado anterior.

El método de obtención de las curvas IDF distingue en función de si la duración del aguacero es mayor o menor de 1 hora. Para tormentas de duración mayor de 1 hora, la familia de curvas se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P_t^T = K \times CD_t \times CF_T \times P_D^{10}$$

Donde:

$P_t^T$ : Precipitación con periodo de retorno T y duración t horas (mm).
t : Duración (horas).
$P_D^{10}$: Precipitación diaria (8 am a 8 am) con período de retorno 10 años (mm).
K : Factor de amplificación igual a 1.1 para la lluvia máxima absoluta en 24 horas en función de la lluvia máxima diaria.
$CD_t$: Coeficiente de duración para t horas.
$CF_T$: Coeficiente de frecuencia para un período de retorno de T años.

Estos coeficientes generalizados se definen como el cociente entre la precipitación de un determinado tiempo t y la duración de 24 horas de la lluvia. En las tablas 3.702.403.A y 3.702.403.B del Manual de Carreteras, se presentan valores ajustados de estos coeficientes para distintas duraciones y periodos de retorno. En este caso, y al no poseer información de la estación Fresia, se ha considerado una aproximación según el promedio de los valores encontrados para las estaciones Osorno y Puerto Montt, prácticamente equidistantes de la estación en estudio.

Tabla 6-2: Coeficientes de duración.

| | **Duración (horas)** | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 18 | 24 |
| **Osorno** | 0,20 | 0,33 | 0,50 | 0,60 | 0,65 | 0,69 | 0,75 | 0,82 | 0,92 | 1,00 |
| **Puerto Montt** | 0,16 | 0,27 | 0,36 | 0,47 | 0,55 | 0,62 | 0,70 | 0,77 | 0,88 | 1,00 |
| **Promedio** | **0,18** | **0,30** | **0,43** | **0,54** | **0,60** | **0,66** | **0,73** | **0,80** | **0,90** | **1,00** |

Tabla 6-3: Coeficientes de frecuencia.

| | **Periodo de Retorno (años)** | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **2** | **5** | **10** | **20** | **25** | **50** | **100** | **200** |
| **Osorno** | 0,63 | 0,85 | 1,00 | 1,14 | 1,19 | 1,32 | 1,46 | 1,59 |
| **Puerto Montt** | 0,65 | 0,86 | 1,00 | 1,13 | 1,18 | 1,31 | 1,44 | 1,57 |
| **Promedio** | **0,64** | **0,86** | **1,00** | **1,14** | **1,19** | **1,32** | **1,45** | **1,58** |

Esta expresión es solo válida para lluvias de 1 a 24 horas de duración en la zona estudiada, para duraciones de tormenta inferiores a 1 hora se propone la expresión propuesta por Bell, que ha sido corroborada para Chile, recogida en el Manual de Carreteras. La expresión de cálculo es:

$$P_t^T = (0{,}54 \times t^{0{,}25} - 0{,}50) \times (0{,}21 \times \ln T + 0{,}52) \times P_1^{10}$$

Donde:

$P_t^T$ : Precipitación con periodo de retorno T y duración t minutos (mm).
t : Duración de precipitación (minutos).
T : Periodo de retorno (años).
$P_1^{10}$: Precipitación con periodo de retorno 10 años y duración 1 hora (mm)

Para periodos de retorno mayores a 200 años, se recurre a una extrapolación logarítmica mediante ajuste gráfico de los coeficientes de frecuencia, de modo que se puedan simular las precipitaciones e intensidades asociadas. En la Figura-6-1 se exhibe el ajuste gráfico de CF en función de T, y en la Tabla 6-4 se presentan los valores obtenidos para 500, 1.000 y 10.000 años.

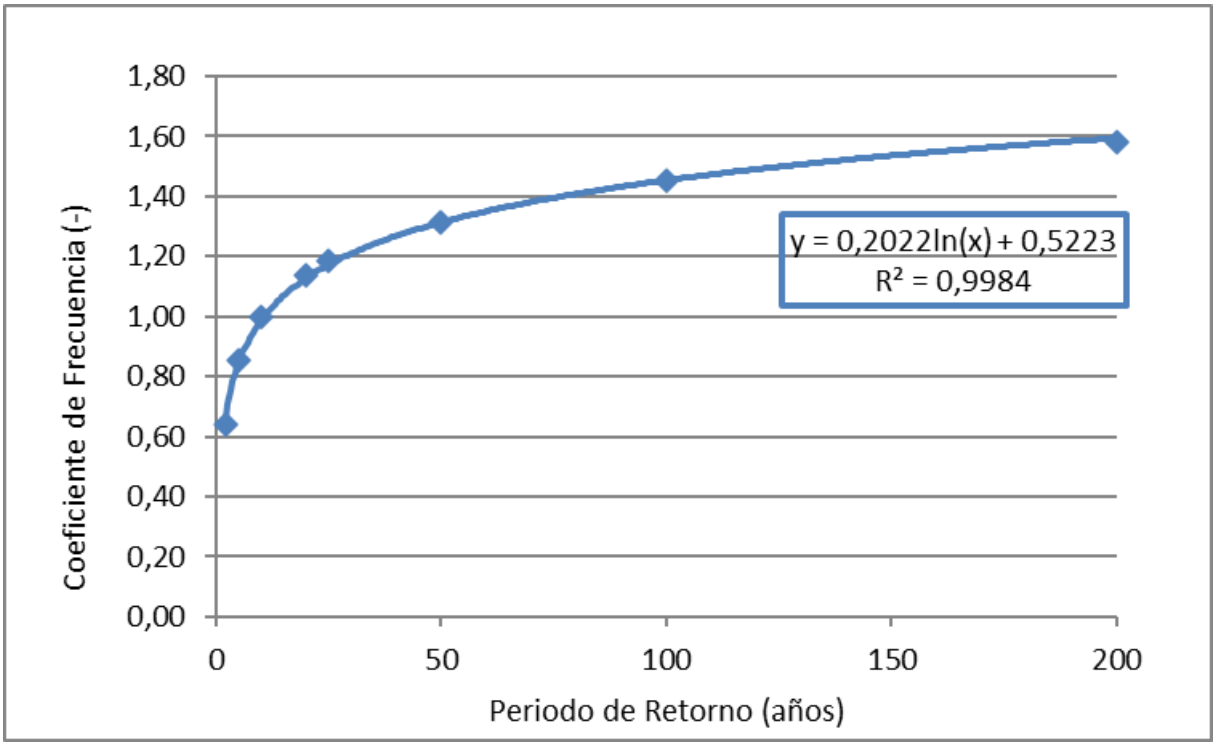


Figura-6-1: Ajuste gráfico - Coeficiente de frecuencia.

Tabla 6-4: Extrapolación logarítmica coeficiente de frecuencia.

| Periodo de Retorno "T" (Años) | Coeficiente de Frec. "CF" |
|---|---|
| 500 | 1,78 |
| 1.000 | 1,92 |
| 10.000 | 2,38 |

Tabla 6-5: Precipitación 1 a 24h, Estación Fresia.

| Duración (horas) | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 18 | 24 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T (años) | Precipitación (mm) | | | | | | | | | |
| 2 | 13,2 | 22,0 | 31,6 | 39,3 | 44,1 | 48,1 | 53,2 | 58,4 | 66,1 | 73,4 |
| 5 | 17,7 | 29,4 | 42,2 | 52,5 | 58,9 | 64,3 | 71,1 | 78,0 | 88,3 | 98,1 |
| 10 | 20,7 | 34,4 | 49,3 | 61,4 | 68,9 | 75,2 | 83,2 | 91,2 | 103,3 | 114,8 |
| 20 | 23,4 | 39,1 | 56,0 | 69,7 | 78,2 | 85,3 | 94,4 | 103,5 | 117,2 | 130,2 |
| 25 | 24,5 | 40,8 | 58,5 | 72,8 | 81,6 | 89,1 | 98,6 | 108,1 | 122,4 | 136,0 |
| 50 | 27,2 | 45,3 | 64,9 | 80,7 | 90,5 | 98,8 | 109,4 | 120,0 | 135,8 | 150,9 |
| 100 | 30,0 | 49,9 | 71,6 | 89,0 | 99,8 | 109,0 | 120,6 | 132,3 | 149,8 | 166,4 |
| 200 | 32,6 | 54,4 | 78,0 | 97,0 | 108,8 | 118,8 | 131,5 | 144,1 | 163,2 | 181,3 |
| 500 | 36,8 | 61,3 | 87,8 | 109,3 | 122,6 | 133,8 | 148,1 | 162,4 | 183,8 | 204,3 |
| 1.000 | 39,7 | 66,1 | 94,7 | 117,9 | 132,2 | 144,3 | 159,7 | 175,2 | 198,3 | 220,3 |
| 10.000 | 49,2 | 81,9 | 117,4 | 146,1 | 163,9 | 178,9 | 198,0 | 217,1 | 245,8 | 273,1 |

Finalmente, la Intensidad correspondiente a cada precipitación puede expresarse según el Manual de Carreteras:

$$I_{Diseño} = I_t^T = \frac{P_t^T}{t}$$

O según la Fórmula de Grunsky:

$$I_{Diseño} = I_t^T = \frac{P_{24}^T}{24}\sqrt{\frac{24}{t}}$$

Donde:

T : Periodo de retorno (años).
t : Duración de precipitación (horas).
$P_t^T$ : Lluvia de diseño con periodo de retorno T y duración t horas (mm).
$I_t^T$ : Intensidad de lluvia de diseño con periodo de retorno T y duración t horas (mm/h).

Tabla 6-6: Intensidad de Precipitación 1 a 24h según Manual de Carreteras, Estación Fresia.

| Duración (horas) | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 18 | 24 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T (años) | Intensidad (mm/h) | | | | | | | | | |
| 2 | 13,2 | 11,0 | 7,9 | 6,5 | 5,5 | 4,8 | 4,4 | 4,2 | 3,7 | 3,1 |
| 5 | 17,7 | 14,7 | 10,5 | 8,7 | 7,4 | 6,4 | 5,9 | 5,6 | 4,9 | 4,1 |
| 10 | 20,7 | 17,2 | 12,3 | 10,2 | 8,6 | 7,5 | 6,9 | 6,5 | 5,7 | 4,8 |
| 20 | 23,4 | 19,5 | 14,0 | 11,6 | 9,8 | 8,5 | 7,9 | 7,4 | 6,5 | 5,4 |
| 25 | 24,5 | 20,4 | 14,6 | 12,1 | 10,2 | 8,9 | 8,2 | 7,7 | 6,8 | 5,7 |
| 50 | 27,2 | 22,6 | 16,2 | 13,5 | 11,3 | 9,9 | 9,1 | 8,6 | 7,5 | 6,3 |
| 100 | 30,0 | 25,0 | 17,9 | 14,8 | 12,5 | 10,9 | 10,1 | 9,4 | 8,3 | 6,9 |
| 200 | 32,6 | 27,2 | 19,5 | 16,2 | 13,6 | 11,9 | 11,0 | 10,3 | 9,1 | 7,6 |
| 500 | 36,8 | 30,6 | 22,0 | 18,2 | 15,3 | 13,4 | 12,3 | 11,6 | 10,2 | 8,5 |
| 1.000 | 39,7 | 33,1 | 23,7 | 19,6 | 16,5 | 14,4 | 13,3 | 12,5 | 11,0 | 9,2 |
| 10.000 | 49,2 | 41,0 | 29,4 | 24,4 | 20,5 | 17,9 | 16,5 | 15,5 | 13,7 | 11,4 |

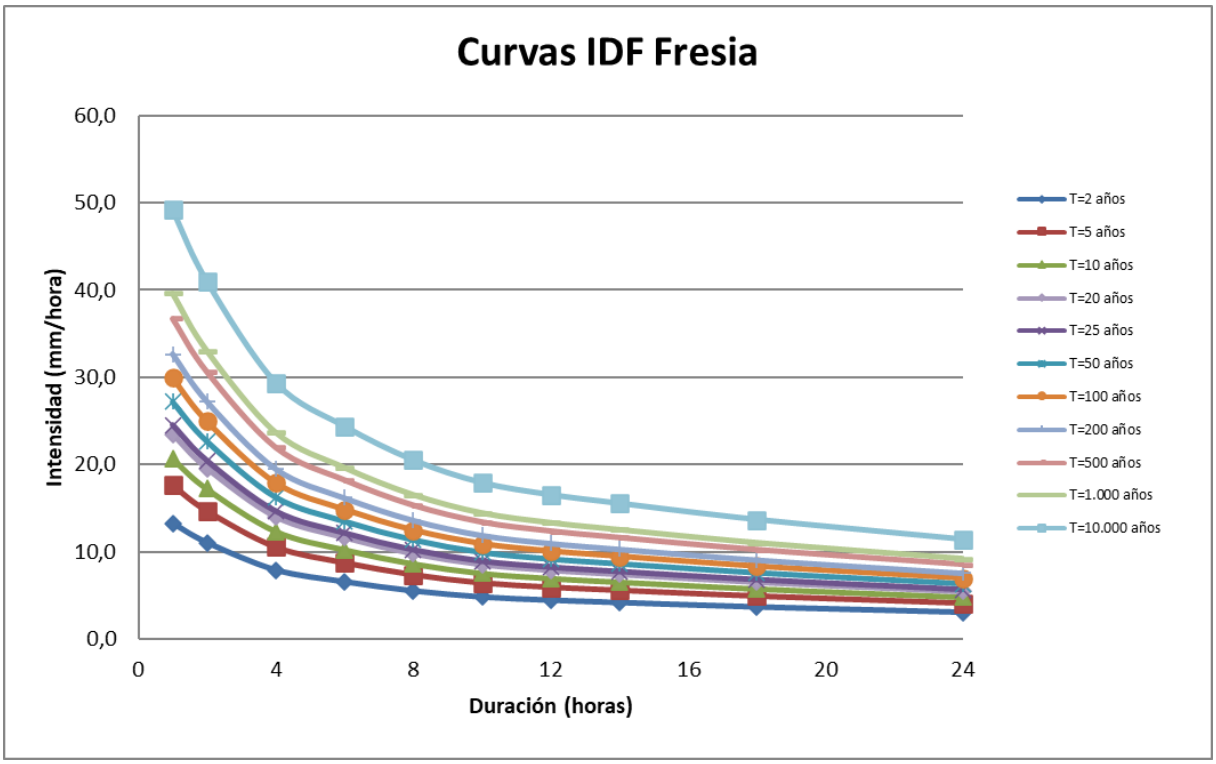


Figura-6-2: Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia según Manual de Carreteras, Estación Fresia.

Tabla 6-7: Intensidad de Precipitación 1 a 24h según Grunsky, Estación Fresia.

| Duración (horas) | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 18 | 24 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T (años) | Intensidad (mm/h) | | | | | | | | | |
| 2 | 15,0 | 10,6 | 7,5 | 6,1 | 5,3 | 4,7 | 4,3 | 4,0 | 3,5 | 3,1 |
| 5 | 20,0 | 14,2 | 10,0 | 8,2 | 7,1 | 6,3 | 5,8 | 5,4 | 4,7 | 4,1 |
| 10 | 23,4 | 16,6 | 11,7 | 9,6 | 8,3 | 7,4 | 6,8 | 6,3 | 5,5 | 4,8 |
| 20 | 26,6 | 18,8 | 13,3 | 10,9 | 9,4 | 8,4 | 7,7 | 7,1 | 6,3 | 5,4 |
| 25 | 27,8 | 19,6 | 13,9 | 11,3 | 9,8 | 8,8 | 8,0 | 7,4 | 6,5 | 5,7 |
| 50 | 30,8 | 21,8 | 15,4 | 12,6 | 10,9 | 9,7 | 8,9 | 8,2 | 7,3 | 6,3 |
| 100 | 34,0 | 24,0 | 17,0 | 13,9 | 12,0 | 10,7 | 9,8 | 9,1 | 8,0 | 6,9 |
| 200 | 37,0 | 26,2 | 18,5 | 15,1 | 13,1 | 11,7 | 10,7 | 9,9 | 8,7 | 7,6 |
| 500 | 41,7 | 29,5 | 20,8 | 17,0 | 14,7 | 13,2 | 12,0 | 11,1 | 9,8 | 8,5 |
| 1.000 | 45,0 | 31,8 | 22,5 | 18,4 | 15,9 | 14,2 | 13,0 | 12,0 | 10,6 | 9,2 |
| 10.000 | 55,7 | 39,4 | 27,9 | 22,8 | 19,7 | 17,6 | 16,1 | 14,9 | 13,1 | 11,4 |

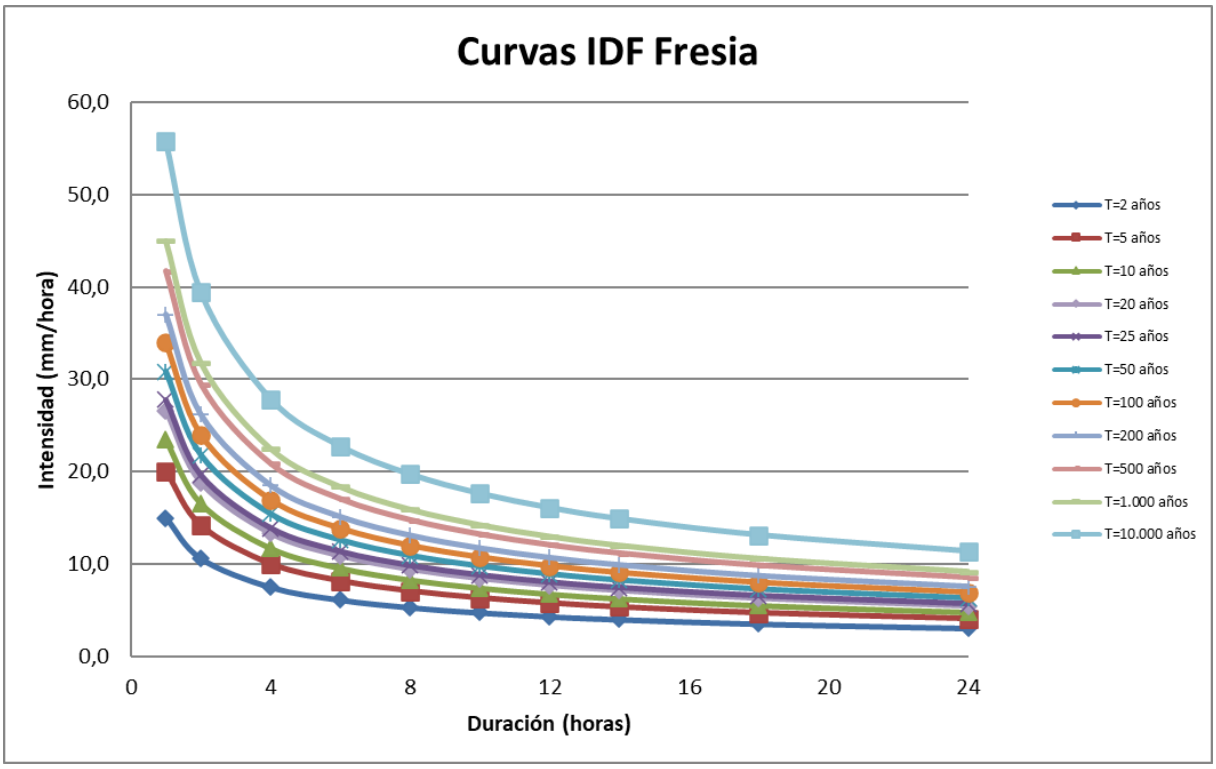


Figura-6-3: Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia según Grunsky, Estación Fresia.

## 6.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua que precipita en el punto hidráulicamente más alejado alcance el punto de salida. Por lo

tanto, esta variable define el valor de las intensidades de precipitación de diseño, puesto que condiciona el valor de la crecida máxima en una cuenca.

Desde el punto de vista empírico, en la literatura se encuentran numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración de las cuencas hidrográficas, las cuales han sido desarrolladas por diferentes autores para diferentes regiones del mundo. Para cuencas mayores a 2 km2, la literatura recomienda el uso de la fórmula de California Highways and Public Works de EE. UU:

$$t_c = 0{,}95 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0{,}385}$$

Donde:

$t_c$ : Tiempo de concentración de la cuenca (h).

L : Longitud del cauce principal (km).

H : Desnivel máximo de la cuenca (m).

Aplicando la fórmula de California Highways and Public Works a los valores de longitud y desnivel de la cuenca, se obtuvo un tiempo de concentración de aproximadamente 40 minutos (0,67 h), correspondiente al tiempo que tarda la partícula de agua más alejada en alcanzar el punto de salida de la cuenca.

## 6.4 Caudal de diseño

En hidrología es fundamental estimar la magnitud de las crecidas en una cuenca, para lo cual se han llevado a cabo una serie de investigaciones al respecto. En Chile, se han validado algunos procedimientos para estimar los caudales máximos pluviales. La DGA (1995) propone dos enfoques: los que utilizan fórmulas empíricas para estimar directamente el caudal máximo instantáneo asociado a un determinado período de retorno, y modelos de transformación lluvia-escorrentía que emplean hidrogramas unitarios sintéticos para obtener el hidrograma completo de la crecida.

Dentro del primer grupo se encuentran la Fórmula Racional, la Fórmula de Verni King Modificada y el Método DGA-AC para crecidas pluviales, que han sido calibrados en base a la información fluviométrica del país. Sin embargo, hay que tener presente las limitaciones en el uso de estas expresiones.

La fórmula de Verni King tiene validez para cuencas sin control fluviométrico, de régimen pluvial o nivopluvial, con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 ($km^2$), ubicadas entre la Región de Atacama y la Región de la Araucanía.

El método DGA-AC corresponde a un análisis regional de crecidas de origen pluvial. Se basa en series de máximos anuales generadas a partir de la información de caudales medios diarios máximos e instantáneos máximos de 234 estaciones de control fluviométrico ubicadas entre la Región de Atacama y la Región de la Araucanía. Este método es válido para cuencas pluviales o pluvionivales sin información fluviométrica y con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 km$^2$. Su uso está restringido a períodos de retorno inferiores a 100 años.

El segundo enfoque consiste en estimar el hidrograma unitario de una cuenca mediante dos formas: el análisis histórico de registros de tormentas, o recurriendo al método del Hidrograma Unitario Sintético (HUS), que permite estimarlo mediante información geomorfológica de la cuenca. Para el presente estudio no se poseen datos de tormentas históricas en la zona, y la metodología del HU Sintético es aplicable a cuencas sin control fluviométrico ubicadas entre la Región de Atacama y la Región de Los Lagos, con áreas pluviales comprendidas entre 10 y 4.500 km$^2$, sin lagos u obras de regulación que puedan alterar significativamente la onda de la crecida y con sólo un cauce principal.

El Método Racional se aplica para cuencas pequeñas (área menor a 20 km$^2$) y se basa en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenca, a través de una estimación de su escorrentía. Ello equivale a admitir que la única componente de esta precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la que escurre superficialmente. Debido a que el método de estimación de los caudales asociados a distintos períodos de retorno depende del tamaño y naturaleza de la cuenca aportante, la metodología recomendada para la estimación del caudal de diseño corresponde a la Fórmula Racional.

### 6.4.1 Método Racional

Para la estimación de caudal, el Método Racional considera la siguiente ecuación:

$$Q^T = \frac{C(T) \times i_{t_c}^T \times A}{3{,}6}$$

Donde:

$Q^T$ : Caudal máximo instantáneo para un periodo de retorno T y duración $t_c$ (m$^3$/s).
C(T): Coeficiente de escorrentía para un periodo de retorno T.
$i_{t_c}^T$ : Intensidad media de precipitación para un periodo de retorno T y duración $t_c$ (mm/h).
A : Área pluvial aportante (km$^2$).

El coeficiente de escorrentía mediante la Tabla 3.702.503.B del Manual de Carreteras, Volumen 3 (MOP, 2020), la que establece los coeficientes de escorrentía para un período de retorno de 10 años en función de cuatro factores: relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento superficial. En el caso de la cuenca en estudio, se trata de un sector con relieve bajo a moderado (pendiente media 2,3%), suelos acondicionados para plantaciones

con infiltración intermedia a baja, cobertura vegetal asociada a uso forestal y agrícola, y escaso almacenamiento superficial. Los rangos de cada parámetro permiten fundamentar la adopción de un valor representativo de C = 0,30, consistente con las características físicas de la cuenca y con lo señalado por el *Manual de Carreteras* para un período de retorno de T = 10 años.

Para obtener los coeficientes de escorrentía que no se indican en la Tabla 3.702.503.B del Manual de Carreteras se utiliza un ajuste logarítmico obteniendo los que se indican en la

Tabla 6-9.

Tabla 6-8: Coeficientes de escorrentía para cada periodo de retorno.

| Nombre | Pendiente m/m | Relieve | Infiltración | Cob. Vegetal | Cescorr | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Alm. Sup. | T=2, 5, 10 | T=25 | T=50 | T=100 |
| Embalse | 2,3% | 0,108 | 0,05 | 0,07 | 0,07 | 0,30 | 0,33 | 0,36 | 0,37 |

Tabla 6-9: Valores utilizados para el coeficiente de escorrentía.

| Periodo (años) | Cescorrentía |
|---|---|
| 2 | 0,24 |
| 5 | 0,28 |
| 10 | 0,30 |
| 20 | 0,32 |
| 25 | 0,33 |
| 50 | 0,36 |
| 100 | 0,37 |
| 200 | 0,40 |
| 500 | 0,43 |
| 1000 | 0,45 |
| 10.000 | 0,53 |

Tabla 6-10: Caudales máximos instantáneos según la Fórmula Racional.

| Periodo de Retorno "T" (Años) | $I^T_t$ (mm/h) | $Q_1$ ($m^3/s$) |
|---|---|---|
| 2 | 17,7 | 4,13 |
| 5 | 22,7 | 5,97 |
| 10 | 26,4 | 7,51 |
| 20 | 30,3 | 9,32 |
| 25 | 31,6 | 9,91 |
| 50 | 35,3 | 12,07 |
| 100 | 39,3 | 13,97 |

Como se observa en la

Tabla 6-10, se calcula la intensidad para un tiempo de duración equivalente al tiempo de concentración $t_c$=0,67 h, para luego utilizar la fórmula del Método Racional y obtener los caudales máximos instantáneos.

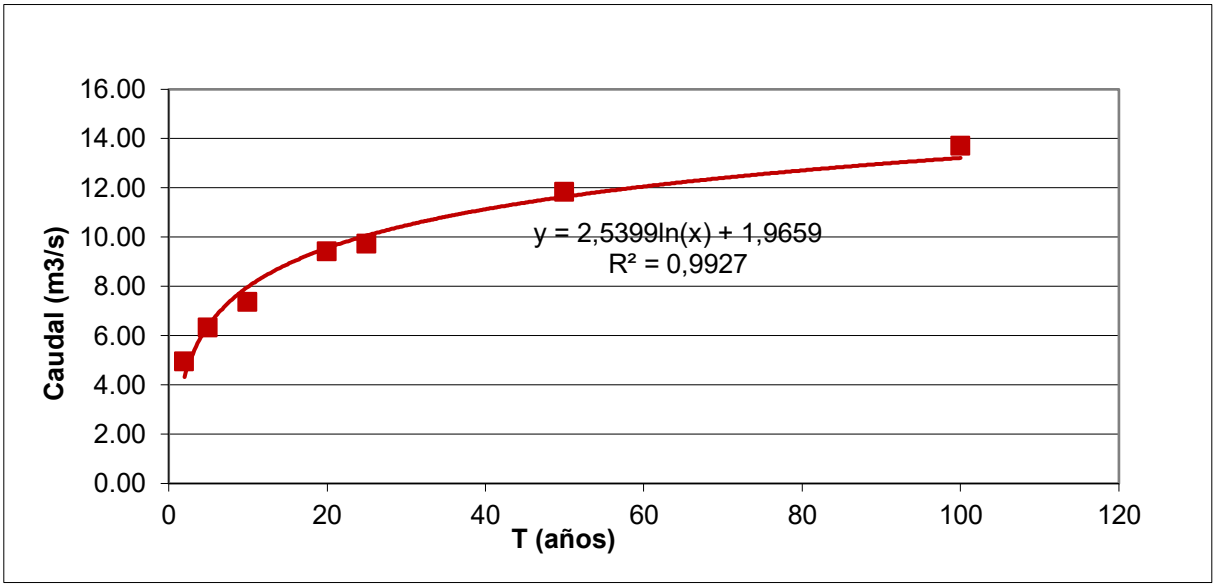


Figura-6-4: Ajuste gráfico, caudales máximos instantáneos según Método Racional.

Tomando en cuenta que las obras de evacuación deben diseñarse para un T = 1.000 años y verificarse para T = 10.000 años, y dado que el Manual de Carreteras no contempla factores de amplificación para periodos de retorno mayores a 100 años, los caudales máximos para los periodos de retorno exigidos por este estudio (T = 200, 500, 1000 y 10.000 años) se extrapolaron mediante un ajuste logarítmico, obteniendo la ecuación:

$$Q(T) = 2{,}5399 * \ln(T) + 1{,}9659$$

Tabla 6-11: Caudales máximos instantáneos obtenidos con la Fórmula Racional y extrapolados.

| Periodo de Retorno T (Años) | Caudal M. Racional ($m^3/s$) | Caudal Ajuste Log ($m^3/s$) | Caudal utilizado ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|
| 2 | 4,13 | 3,73 | 4,13 |
| 5 | 5,97 | 6,05 | 5,97 |
| 10 | 7,51 | 7,81 | 7,51 |
| 20 | 9,32 | 9,57 | 9,32 |
| 25 | 9,91 | 10,14 | 9,91 |
| 50 | 12,07 | 11,90 | 12,07 |
| 100 | 13,97 | 13,66 | 13,97 |
| 200 | | 15,42 | 15,42 |
| 500 | | 17,75 | 17,75 |
| 1000 | | 19,51 | 19,51 |
| 10000 | | 25,36 | 25,36 |

Esta metodología permite estimar los caudales de manera continua y consistente, manteniendo coherencia con los valores calculados para periodos de retorno menores y asegurando un comportamiento físicamente plausible de los caudales extremos.

Finalmente, se adopta el valor entregado por el método Racional, obteniendo un caudal de diseño de 19,51 ($m^3/s$), y un caudal de verificación de 25,36 ($m^3/s$).

# 7 ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD HÍDRICA AGUAS ABAJO DEL EMBALSE

Con el objetivo de evaluar el efecto del proyecto sobre la disponibilidad del recurso hídrico en los cauces receptores, se realizó un análisis comparativo de los caudales medios mensuales en las confluencias aguas abajo del embalse, considerando la situación sin proyecto y con proyecto. En el caso con proyecto se considera el escenario en que el embalse deja pasar únicamente el caudal ambiental determinado en el Anexo 1.16. La metodología empleada consiste en la transposición de caudales medios mensuales desde las estaciones de referencia hacia los puntos de interés, proporcional al área de la cuenca aportante, utilizando las mismas estaciones base del estudio hidrológico (Forrahue en Aromos y Río Toro en Tegualda).

Se identificaron dos confluencias de interés: la primera (C-1) corresponde a la confluencia entre el Estero Sin Nombre en cuyo cauce se emplaza el embalse y el río Maule, que recibe las aguas directamente aguas abajo de la presa; la segunda confluencia (C-2) corresponde a la unión del río Maule con el estero Expedición, ubicada más aguas abajo.

## 7.1 Operación Normal

### 7.1.1 Primera confluencia C-1: Estero Sin Nombre – Río Maule

La primera confluencia C-1 corresponde a la unión del Estero Sin Nombre, cuya cuenca aportante es de 39,88 km$^2$ e incluye la zona del embalse, con el río Maule. La Tabla 8-1 presenta los caudales medios mensuales en esta confluencia para ambas situaciones.

Tabla 7-1: Comparación de caudales medios mensuales en confluencia C-1 (Estero Sin Nombre – Río Maule).

| Mes | Q Sin Proyecto (m$^3$/s) | Q Con Proyecto (m$^3$/s) | Δ |
|---|---|---|---|
| Enero | 0,16 | 0,16 | -4,03% |
| Febrero | 0,12 | 0,12 | -3,13% |
| Marzo | 0,16 | 0,15 | -3,58% |
| Abril | 0,27 | 0,27 | -1,99% |
| Mayo | 0,83 | 0,80 | -4,39% |
| Junio | 1,75 | 1,66 | -5,01% |
| Julio | 2,50 | 2,36 | -5,67% |
| Agosto | 2,46 | 2,32 | -5,66% |
| Septiembre | 1,44 | 1,37 | -4,90% |
| Octubre | 0,94 | 0,91 | -4,03% |
| Noviembre | 0,53 | 0,50 | -5,31% |
| Diciembre | 0,30 | 0,28 | -5,00% |

Del análisis se desprende que en todos los meses se produce un déficit promedio de -4,39%, presentando la mayor diferencia para julio y agosto (-5,67%), este déficit es consecuente con el funcionamiento del embalse, no obstante, las diferencias son marginales, esto en consideración que el área que capta la escorrentía hacía el embalse es de 3,44 km$^2$, presentando una afectación despreciable al recurso hídrico aguas abajo.

### 7.1.2 Segunda confluencia C-2: Río Maule – Estero Expedición

La segunda confluencia C-2 corresponde a la unión del río Maule con el estero Expedición. Debido al efecto de dilución generado por el flujo adicional del estero Expedición (cuenca aportante de 15,27 km$^2$) y de la región del río Maule entre C-1 y C-2 (7,85 km$^2$ adicionales), la influencia del proyecto se atenúa aún más. La Tabla 8-2 presenta los caudales en esta confluencia.

Tabla 7-2: Comparación de caudales medios mensuales en confluencia C-2 (Río Maule – Estero Expedición).

| Mes | Q Sin Proyecto (m$^3$/s) | Q Con Proyecto (m$^3$/s) | Δ (%) |
|---|---|---|---|
| Enero | 0,22 | 0,21 | -3,06% |
| Febrero | 0,16 | 0,16 | -2,37% |
| Marzo | 0,21 | 0,20 | -2,71% |
| Abril | 0,36 | 0,36 | -1,51% |
| Mayo | 1,10 | 1,06 | -3,32% |
| Junio | 2,31 | 2,22 | -3,80% |
| Julio | 3,30 | 3,16 | -4,29% |
| Agosto | 3,25 | 3,11 | -4,29% |
| Septiembre | 1,90 | 1,83 | -3,71% |
| Octubre | 1,25 | 1,21 | -3,05% |
| Noviembre | 0,69 | 0,67 | -4,02% |
| Diciembre | 0,39 | 0,38 | -3,79% |

En la segunda confluencia, se siguen presentando déficit en todos los meses, pero con una menor magnitud en las diferencias, esto se debe al aporte de la cuenca que se encuentra entre la confluencia del Estero Sin Nombre y el río Maule y la confluencia río Maule-estero Expedición, presentando ahora un promedio de -3,33% en contraste del -4,29% ya mencionado.

En este caso, la diferencia máxima se da (igual que en el caso anterior) para los meses de julio y agosto, presentando un déficit de 4,29% respecto a la situación sin proyecto. Se reitera que estas diferencias son marginales.

## 7.2 Año 1 de operación (Período de llenado)

Durante el primer año de operación del embalse, correspondiente al período de llenado inicial, los caudales aguas abajo difieren de los de operación normal, ya que el embalse retiene agua para acumular volumen hasta superar el mínimo de operación (456.600 $m^3$). A continuación, se presenta el análisis comparativo de caudales en ambas confluencias para este período transitorio.

### 7.2.1 Primera confluencia C-1: Estero sin nombre – Río Maule

La Tabla 7-3 presenta la comparación de caudales medios mensuales en la confluencia C-1 (Estero Sin Nombre – Río Maule) para el primer año de operación, en que el embalse se encuentra en fase de llenado.

Tabla 7-3: Comparación de caudales medios mensuales en confluencia C-1 (Estero Sin Nombre – Río Maule) – Año 1 de operación.

| Mes | Q Sin Proyecto ($m^3/s$) | Q Con Proyecto Año 1 ($m^3/s$) | Δ (%) |
|---|---|---|---|
| Enero | 0,16 | 0,15 | -7,2% |
| Febrero | 0,12 | 0,11 | -7,2% |
| Marzo | 0,16 | 0,15 | -7,2% |
| Abril | 0,27 | 0,25 | -7,2% |
| Mayo | 0,83 | 0,77 | -7,2% |
| Junio | 1,75 | 1,63 | -7,2% |
| Julio | 2,50 | 2,36 | -5,7% |
| Agosto | 2,46 | 2,32 | -5,7% |
| Septiembre | 1,44 | 1,37 | -4,9% |
| Octubre | 0,94 | 0,91 | -4,0% |
| Noviembre | 0,53 | 0,50 | -5,3% |
| Diciembre | 0,30 | 0,28 | -5,0% |

Durante el año 1, la operación del embalse en fase de llenado genera una reducción de caudal en C-1 en todos los meses del año. La variación máxima es de −7,21%, registrada entre enero y junio, cuando la cuenca aporta escasos caudales que el embalse retiene casi en su totalidad. En los meses invernales (julio a diciembre), a medida que el embalse completa su llenado, la reducción disminuye progresivamente hasta −5,0% en diciembre, con un valor mínimo en octubre de -4,0%. El promedio anual de la variación porcentual es de 6,2%, valor que, si bien es superior al de operación normal, se mantiene dentro de un rango que no compromete la disponibilidad del recurso hídrico en la confluencia, cuyo caudal total alcanza hasta 2,5 $m^3/s$.

### 7.2.2 Segunda confluencia C-2: Río Maule – Estero Expedición

La Tabla 7-4 presenta la comparación de caudales en la confluencia C-2 (Río Maule – Estero Expedición) para el primer año de operación.

Tabla 7-4: Comparación de caudales medios mensuales en confluencia C-2 (Río Maule – Estero Expedición) – Año 1 de operación.

| Mes | Q Sin Proyecto ($m^3/s$) | Q Con Proyecto Año 1 ($m^3/s$) | Δ (%) |
|---|---|---|---|
| Enero | 0,22 | 0,20 | -5,5% |
| Febrero | 0,16 | 0,15 | -5,5% |
| Marzo | 0,21 | 0,20 | -5,5% |
| Abril | 0,36 | 0,34 | -5,5% |
| Mayo | 1,10 | 1,04 | -5,5% |
| Junio | 2,31 | 2,19 | -5,5% |
| Julio | 3,30 | 3,16 | -4,3% |
| Agosto | 3,25 | 3,11 | -4,3% |
| Septiembre | 1,90 | 1,83 | -3,7% |
| Octubre | 1,25 | 1,21 | -3,1% |
| Noviembre | 0,69 | 0,67 | -4,0% |
| Diciembre | 0,39 | 0,38 | -3,8% |

En la segunda confluencia C-2, el efecto de dilución del flujo adicional del estero Expedición y de la región del río Maule entre C-1 y C-2 atenúa el impacto del llenado. La variación máxima es de −5,5% (enero a junio), reduciéndose a −3,1% en octubre y un aumento a -3,8% en diciembre. El promedio anual es de 4,7%, lo que representa una afectación transitoria y acotada sobre un caudal total que supera los 3,3 $m^3/s$ en invierno. Esta situación, estrictamente temporal al primer año de operación, no genera perjuicio permanente al recurso hídrico disponible aguas abajo.

### 7.2.3 Conclusiones del análisis de confluencias

Los resultados indican que el impacto del proyecto sobre la disponibilidad del recurso hídrico en los cauces receptores es despreciable tanto en condiciones de operación normal como en el período de llenado inicial. En operación normal (años 2 en adelante), las variaciones son inferiores al 6,4% en ambas confluencias. Durante el primer año de operación (llenado), la reducción máxima transitoria es de 7,21% en C-1 y 5,46% en C-2, decreciendo progresivamente a medida que el embalse se llena. En ningún caso se generan reducciones que comprometan la continuidad del escurrimiento ni afecten a terceros o al ecosistema acuático aguas abajo del proyecto. La magnitud de estas variaciones, incluso en el período más desfavorable, se encuentra dentro del rango de variabilidad natural interanual de los caudales.

## 7.3 Análisis Afectación de Derechos de Aguas

Para estimar la afectación de los derechos aguas abajo del proyecto, se consideran los derechos presentados en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5: Derechos de agua mensuales, entre confluencia río Maule y estero sin nombre y rio Maule con estero Expedición

| | (m3/s) | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **NR-1003-80** | Q | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 | 0,049 |
| **ND-1002-8460** | Q | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 |
| **ND-1003-8450** | Q | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |

Para estudiar la afectación de estos en la etapa de operación del embalse se comparan con los caudales medios mensuales en la confluencia del Estero Sin Nombre y río Maule, donde se analizan 3 situaciones:

- Q total: Correspondiente a la suma demandados por los derechos de agua constituidos en el tramo.
- Q s/proyecto: Caudal mensual para la situación sin proyecto.
- Q c/proyecto: Caudal mensual para la situación con proyecto.
- Q c/proyecto cd (Caso crítico): Escenario extremo ilustrativo donde el embalse cesa por completo sus entregas (retención total, sin liberación de caudal ecológico ni rebalses).

Realizando este balance, se obtiene el gráfico presentando en la Figura 7-1, donde se demuestra que los derechos de agua dependen directamente del río Maule, esto se respalda con el análisis realizado anteriormente, donde se demuestra que el flujo retenido por el embalse es marginal en comparación al río Maule, por lo que incluso en el caso ilustrativo de que el embalse retenga el 100% del escurrimiento sin dejar pasar el caudal ecológico, los derechos de agua quedan resguardados por el río Maule.

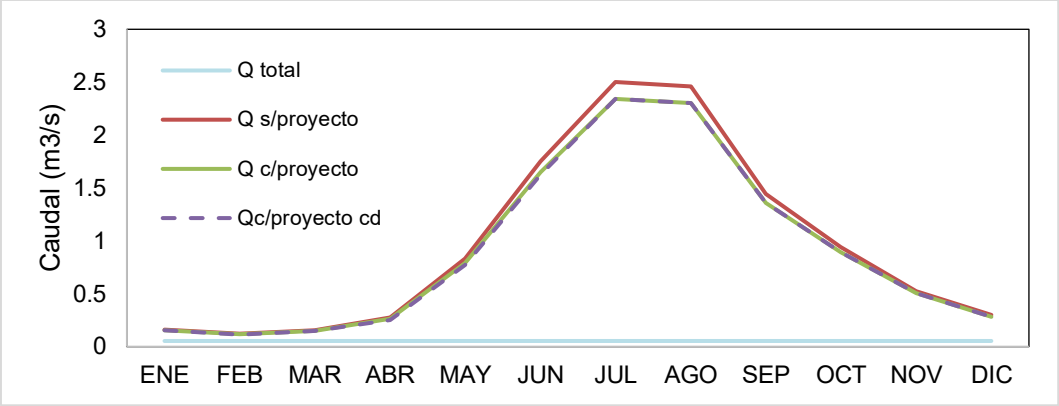


Figura 7-1: Gráfico comparativo de caudales mensuales

# 8 BALANCE HÍDRICO Y SIMULACIÓN OPERACIONAL DEL EMBALSE

Con el fin de evaluar las condiciones de operación del embalse y su efecto sobre el escurrimiento aguas abajo, se realizó una simulación del balance hídrico mensual utilizando la serie de caudales históricos del período 1993–2000. El modelo considera como entradas al embalse los caudales naturales de la cuenca aportante de 3,44 km², y como salidas la demanda de riego, el caudal ambiental/ecológico y las pérdidas por evapotranspiración. El embalse tiene una capacidad máxima de 2.371.791 m³ (cota 264,0 msnm) y un volumen mínimo de operación de 456.600 m³ (cota tubería de descarga 248,48 msnm).

## 8.1 Caudal ambiental/ecológico considerado en la simulación

El caudal ambiental/ecológico aplicado en la simulación fue determinado de acuerdo con la metodología del caudal base mínimo (QBM) establecida en la Guía de Determinación de Caudal Ambiental del SEA (2016) y los criterios del DS N°14/2012. En la Tabla 8-1 se presentan los valores adoptados, los que son liberados de manera continua durante toda la operación del embalse.

Tabla 8-1: Caudal ambiental mensual considerado en la simulación.

| Mes | Q Ambiental (m³/s) |
|---|---|
| Enero | 0,005 |
| Febrero | 0,005 |
| Marzo | 0,006 |
| Abril | 0,014 |
| Mayo | 0,024 |
| Junio | 0,039 |
| Julio | 0,039 |

| | |
|---|---|
| Agosto | 0,038 |
| Septiembre | 0,033 |
| Octubre | 0,030 |
| Noviembre | 0,010 |
| Diciembre | 0,007 |

## 8.2 Período de llenado y operación inicial del embalse

La simulación fue inicializada con el embalse vacío (volumen = 0 $m^3$), representando el escenario más desfavorable posible al inicio de operaciones. La Tabla 8-2 muestra la evolución mensual del volumen embalsado durante el primer año de operación, considerando que en todo momento se deja pasar el caudal ambiental.

Tabla 8-2: Evolución del volumen embalsado durante el primer año de operación.

| Mes N° | Mes | V inicial ($m^3$) | V final ($m^3$) | Déficit | Q entregado ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Enero | 0 | 0 | Si | 0,0042 |
| 2 | Febrero | 0 | 0 | Si | 0,0040 |
| 3 | Marzo | 0 | 0 | Si | 0,0047 |
| 4 | Abril | 0 | 0 | Si | 0,0073 |
| 5 | Mayo | 0 | 133.819,9005 | Si | 0,0145 |
| 6 | Junio | 133.819,901 | 446.339,105 | Si | 0,0205 |
| 7 | Julio | 446.339,105 | 938.449,5802 | No | 0,0205 |
| 8 | Agosto | 938.449,58 | 1.502.044,972 | No | 0,0200 |
| 9 | Septiembre | 1.502.044,97 | 1.906.276,426 | No | 0,0170 |
| 10 | Octubre | 1.906.276,43 | 2.229.820,13 | No | 0,0170 |
| 11 | Noviembre | 2.229.820,13 | 2.298.112,245 | No | 0,0170 |
| 12 | Diciembre | 2.298.112,25 | 2.288.482,791 | No | 0,0056 |

Los resultados muestran que, aun cuando el embalse parte desde su nivel mínimo de operación en enero de un año normal, el caudal ambiental es entregado de manera ininterrumpida en todos los meses. Si bien durante los meses de enero a mayo el embalse se encuentra en proceso de llenado inicial (con volúmenes por debajo del umbral mínimo de diseño de 456.600 $m^3$), los caudales naturales de la cuenca garantizan el tránsito del caudal ambiental a través de la presa en todo momento. A partir del mes de julio, con el inicio de la temporada lluviosa, el embalse supera el volumen mínimo de operación, alcanzando 938.449 $m^3$. La capacidad máxima (2.371.791 $m^3$) se alcanza en el segundo año de operación, a partir del cual comienzan los vertimientos por rebose.

La Figura 8-1 muestra la regla de operación del embalse con los datos históricos, reflejando, la capacidad de suplir la demanda del embalse, además de evidenciar su comportamiento estacional.

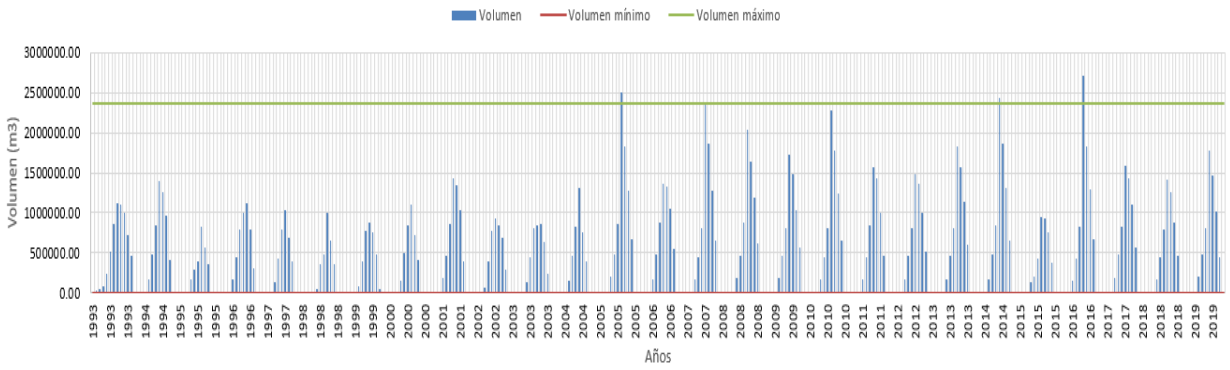


Figura 8-1: Regla de operación del embalse con datos históricos

## 8.3 Disponibilidad hídrica estival y beneficios del embalse

Uno de los aspectos más relevantes desde el punto de vista ambiental es el efecto del embalse sobre la disponibilidad de agua en épocas estivales. La Tabla 8-3 compara el caudal ecológico garantizado por el embalse con el caudal natural medio mensual de la cuenca aportante (3,44 km$^2$), que es el escenario que existiría sin la obra.

Tabla 8-3: Comparación entre caudal ecológico entregado y caudal natural de la cuenca aportante.

| Mes | Q ambiental (m³/s) | Q Natural Cuenca (m³/s) | Condición operacional |
|---|---|---|---|
| Enero | 0,005 | 0,012 | Natural supera Qeco |
| Febrero | 0,005 | 0,009 | Natural supera Qeco |
| Marzo | 0,006 | 0,011 | Natural supera Qeco |
| Abril | 0,014 | 0,020 | Natural supera Qeco |
| Mayo | 0,024 | 0,060 | Natural supera Qeco |
| Junio | 0,039 | 0,126 | Natural supera Qeco |
| Julio | 0,039 | 0,180 | Natural supera Qeco |
| Agosto | 0,038 | 0,177 | Natural supera Qeco |
| Septiembre | 0,033 | 0,104 | Natural supera Qeco |
| Octubre | 0,030 | 0,068 | Natural supera Qeco |
| Noviembre | 0,010 | 0,038 | Natural supera Qeco |
| Diciembre | 0,007 | 0,022 | Natural supera Qeco |

La Tabla 8-3 evidencia que, en todo momento el caudal ecológico es superado por el caudal natural que surge debido al aporte de las precipitaciones en la cuenca portante estudiada. Esto es coherente con el hecho de que, en primer lugar, el caudal ecológico es subsanado de forma natural y, segundo, que se puede extraer una fracción de este caudal natural para el llenado del embalse.

Durante los meses invernales (mayo a septiembre), las precipitaciones y el deshielo generan caudales muy superiores al caudal ecológico, de modo que el embalse se llena y vierte libremente. En estos períodos no existe restricción alguna al escurrimiento natural, pues las descargas por rebose superan ampliamente el umbral del caudal ambiental.

## 8.4 Análisis cambio climático

La simulación del embalse realizada es con los registros históricos, por lo que, es necesario también entender cómo será la operación de este hacía el futuro y con los escenarios de cambio climáticos existentes. Para realizar esta simulación se hará uso de las estimaciones existentes en el sitio web ARCLIM[3], donde se proyecta una disminución del 10,3% en las precipitaciones para la zona de Purranque y un aumento de las temperaturas en todo el territorio de 1,4 °C. Cómo este es un cambio en las precipitaciones y temperaturas, también se debe tener en cuenta como variará el caudal debido a estas alteraciones, para esto se utiliza el modelo GR2M (modelo de balance hídrico mensual de dos parámetros), desarrollado por el INRAE, para así obtener los caudales debido a las bajas en la precipitaciones y aumento de temperaturas.

El modelo GR2M requiere un calibración y validación, obteniendo así los 2 parámetros que utiliza el modelo ($X_1$ y $X_2$), para la obtención de estos parámetros se utilizó el índice de eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), estos se presentan en la Tabla 8-4. Una vez obtenidos se realiza la modelación mensual de los caudales proyectados, los cuales se muestran en la Figura 8-2. Además, se entrega la regla de operación a escala mensual Figura 8-3, el cual refleja que aún con las disminuciones y aumentos de temperatura, el embalse es capaz de suplir la demanda de riego a la vez que entrega el caudal ambiental.

Tabla 8-4: Parámetros modelo GR2M y valor de NSE obtenido

| | |
|---|---|
| Parámetro $X_1$ | 858,09 |
| Parámetro $X_2$ | 1,32 |
| NSE | 0,4 |

[3] https://arclim.mma.gob.cl/amenazas/

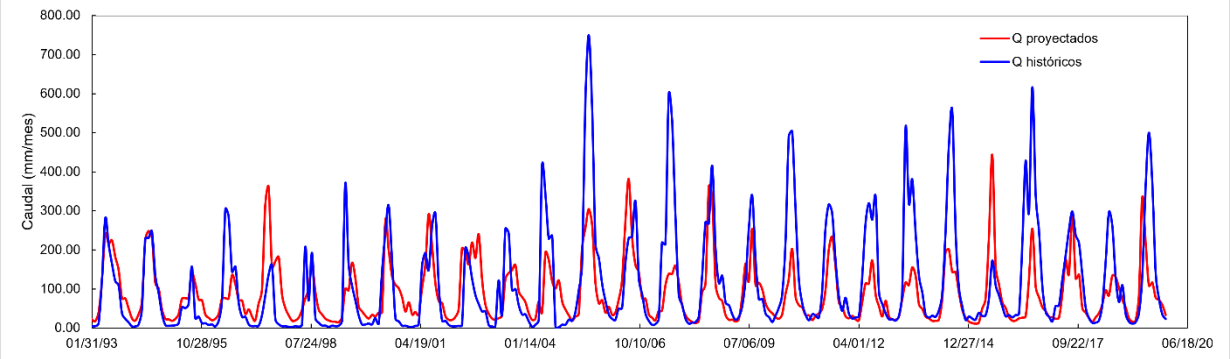


Figura 8-2 : Caudales proyectados vs Caudales históricos en mm/mes

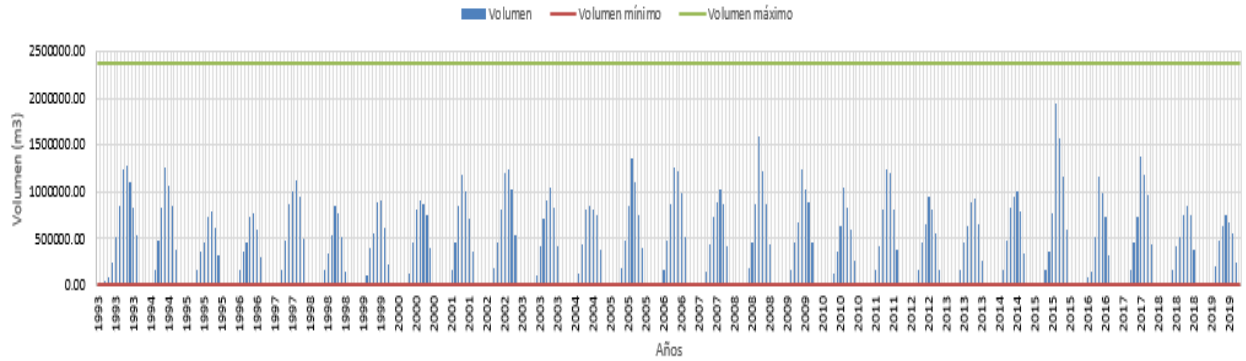


Figura 8-3: Regla operación del embalse proyectada considerando el cambio climático.

### 8.4.1 Conclusiones del análisis del cambio climático

En la Figura 8-1 se aprecia una disminución de los caudales, consecuencia directa de una reducción proyectada del 10,3% en las precipitaciones y un aumento de 1,4 °C en las temperaturas medias. Por su parte, la etapa de calibración del modelo arrojó un NSE de 0,4. Si bien este valor se clasifica estadísticamente como insatisfactorio, resulta aceptable al considerar la alta incertidumbre inherente a los datos de entrada (métodos de relleno, transposición meteorológica y representatividad de las estaciones utilizadas). A pesar de esta incertidumbre y de la considerable disminución en la oferta hídrica proyectada, las simulaciones sugieren que el embalse mantendría la capacidad de operar y suplir las demandas. De este modo, la infraestructura lograría un equilibrio, proyectando viabilidad tanto para el sustento productivo privado como para el resguardo del caudal ambiental y el ecosistema acuático.