

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO

*Ref: Proyecto pavimentación
RPN° 42"El Doradillo", Tramo:
Emp. RPN° 1 - Emp. RPN° 42,
Sección: I (Emp. RPN° 1 - Km
11.23) - Departamento Biedma*

1. INTRODUCCION

El presente informe se refiere a los estudios realizados para la elaboración del proyecto de desagües de la obra de referencia. El mismo está compuesto por visita de campo, análisis de precipitaciones máximas, análisis de cuencas, determinación de caudales de diseño, verificación hidráulica del dimensionamiento de los desagües proyectados.

El desarrollo del informe está compuesto por diferentes secciones, que se enumeran a continuación:

- Ubicación del proyecto
- Metodología utilizada para la estimación del caudal de diseño
- Estudio de precipitaciones
- Análisis de la cuenca
- Estimación del caudal hidráulica
- Conclusiones
- Referencias bibliográficas

2. ESTUDIO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS

Para el análisis de precipitaciones se utilizo como base los registros diarios del periodo 1971/2017, totalizando una serie de 47 años de registros. En la Tabla 3.1 se muestran los datos utilizados, en rojo se destacan los 5 eventos máximos presentados.

Tabla 2.1 Precipitaciones máximas diarias (PMD) mensuales.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1971				14,50	3,50	6,80	5,40	20,00	2,10	2,30	0,00	20,90
1972	18,10	0,30	4,80	7,40	6,40	11,70	6,70	2,60	4,00	4,40	29,10	35,70
1973	5,20	1,60	33,60	2,80	19,00	3,10	14,00	3,10	0,00	2,40	0,00	0,00
1974	0,60	9,30	8,30	0,00	24,20	7,50	2,30	6,20	0,20	0,30	2,50	1,20
1975	9,00	0,40	5,00	3,80	9,80	10,10	2,80	15,90	0,70	0,00	7,30	0,40
1976	4,30	75,40	5,30	2,50	7,30	13,30	0,40	1,10	9,90	3,00	3,80	20,40
1977	2,60	3,80	16,70	12,70	3,10	0,90	1,90	14,70	11,20	33,20	4,30	10,30
1978	5,50	1,80	12,00	2,00	33,40	0,80	6,00	0,80	20,60	0,80	0,50	2,60
1979	1,40	8,10	17,90	1,00	12,00	2,40	0,90	12,50	13,60	5,30	15,00	9,70
1980	0,00	10,40	2,90	18,00	15,00	6,70	15,20	0,30	6,30	0,00	4,80	3,50
1981		20,70	15,80	21,30	12,60	9,30	12,30	0,00	0,00	0,00	0,00	8,30
1982	6,70	0,00	14,20	9,20	14,50	15,10	15,90	0,00	0,00	0,00	0,00	6,80
1983	4,90	3,00	13,50	50,50	17,80	0,00	1,00	0,00	1,70	0,00	0,00	6,50
1984	1,00	0,60	15,20	14,20	10,20	9,40	8,30	0,00	0,00	0,00	0,00	8,40
1985	28,50	8,10	2,10	1,50	0,20	29,50	3,90	0,00	0,00	0,00	0,00	5,50
1986	7,60	4,80	4,00	13,00	7,00	3,50	2,50	12,00	1,20	13,50	0,00	7,40
1987	0,00	12,60	37,50	0,00	4,00	0,50	21,00	4,00	3,00	13,50	8,00	10,50
1988	13,00	0,00	3,50	4,50	3,00	13,50	0,00	4,00	0,00	3,20	0,00	0,00
1989	3,00	2,00	3,00	0,30	2,50	9,40	0,00	14,50	1,00	1,90	19,00	4,30
1990	0,00	0,90	0,00	27,80	0,90	1,00	1,20	0,30	11,80	4,60	0,60	0,00
1991	8,00	4,30	2,10	8,50	4,00	1,90	4,20	24,40	12,50	15,00	1,60	53,30
1992	29,30	22,00	10,10	23,90	50,90	7,20	16,70	6,40	1,60	2,10	3,80	2,20
1993	1,00	9,40	37,40	12,20	13,60	5,30	2,60	5,70	0,80	10,50	1,80	0,20
1994	14,20	0,00	2,50	3,00	2,50	10,20	5,00	1,00	1,00	3,00	1,00	3,60
1995	8,60	2,00	29,40	6,70	5,00	3,60	2,20	10,60	8,40	55,50	0,60	1,60
1996	0,00	6,70	0,80	0,80	0,00	0,00	0,20	5,60	1,00	9,40	1,60	5,20
1997	7,80	6,60	36,80	3,20	13,60	22,40	2,40	2,60	8,00	13,80	5,00	3,40
1998	4,60	10,60	1,40	148,20	1,40	4,60	4,00	4,00	1,00	0,00	5,80	1,40
1999	8,00	22,00	37,80	6,00	7,00	5,40	2,00	1,60	20,00	24,60	25,50	18,60
2000	4,20	15,80	3,40	10,60	5,40	10,40	3,60	2,80	23,60	4,20	17,40	0,20
2001	10,00	6,00	8,20	0,00	16,00	4,00	14,10	2,00	3,00	18,00	11,00	4,60
2002	6,20	0,60	4,60	18,00	15,60	4,40	4,00	12,80	18,20	8,40	6,40	0,00
2003	1,20	10,80	6,80	1,00	19,40	8,40	0,40	1,80	4,80	6,40	0,60	3,00
2004	6,80	11,00	3,60	19,90	1,60	8,00	19,90	1,00	2,20	9,20	11,60	1,20
2005	15,80	18,20	1,80	4,00	3,60	8,20	1,20	7,60	3,20	0,40	9,20	8,80
2006	4,60	2,20	1,40	8,40	1,50	10,10	37,30	10,40	0,80	21,60	2,30	0,00
2007	7,10	32,00	19,10	0,80	2,80	5,80	0,80	0,00	8,10	14,50	22,30	2,00
2008	32,80	1,80	3,10	4,30	17,50	6,10	4,60	2,30	2,30	0,00	3,10	7,40
2009	4,30	12,40	0,50	7,40	16,10	6,30	4,80	3,80	0,80	2,50	0,00	10,40
2010	0,80	33,70	28,20	0,00	8,10	1,50	15,00	1,30	5,10	4,30	0,00	26,70
2011	2,30	10,10	5,50	3,10	1,80	3,50	2,80	7,00	3,00	12,80	4,30	0,30
2012	13,20	25,50	6,80	0,50	1,00	6,50	4,60	9,60	1,00	8,60	3,60	4,80
2013	8,60	23,00	2,40	4,40	1,00	10,20	9,80	7,30	4,00	8,10	0,30	4,80
2014	0,50	0,00	5,30	72,30	8,80	1,50	6,50	7,50	6,30	3,30	2,30	15,50
2015	0,80	15,80	0,30	24,00	12,50	4,50	1,50	12,30	5,80	1,50	0,50	3,50
2016	57,00	3,30	1,50	12,50	3,00	2,80	18,50	7,30	6,30	21,30	4,30	5,80
2017	1,80	3,00	31,80	8,00	0,80	41,80						

En el análisis estadístico de lluvias máximas suelen emplearse modelos de series anuales de máximos, con lo que sólo se considera el mayor valor de cada uno de los años con datos, y métodos paramétricos que utilizan diversas leyes de distribución cuyos parámetros son ajustados a partir de los datos.

Esta modelación requiere la elección de:

- Ley de distribución de la población.
- Método de estimación de parámetros.

Para asignar la frecuencia a la información disponible, se empleó la expresión de Weibull:

$$F(x) = \frac{m}{n+1} \rightarrow T = \frac{1}{1-F(x)}$$

Siendo m, el número de orden del valor considerado dentro de la serie de n valores.

A partir PMD mensuales se obtuvo para cada año registro la máxima PMD, obteniendo la serie anual ordenada de PMD.

Tabla 2.2 Serie PMD anual ordenada

m	PMD	F_{x_i} = $m/(n+1)$	T_i AÑOS	m	PMD	F_{x_i} = $m/(n+1)$	T_i AÑOS
1	9,40	0,02	1,02	25	27,80	0,52	2,09
2	12,80	0,04	1,04	26	29,50	0,54	2,18
3	13,50	0,06	1,07	27	32,00	0,56	2,29
4	13,50	0,08	1,09	28	32,80	0,58	2,40
5	14,20	0,10	1,12	29	33,20	0,60	2,53
6	15,20	0,13	1,14	30	33,40	0,63	2,67
7	15,90	0,15	1,17	31	33,60	0,65	2,82
8	15,90	0,17	1,20	32	33,70	0,67	3,00
9	16,10	0,19	1,23	33	35,70	0,69	3,20
10	17,90	0,21	1,26	34	36,80	0,71	3,43
11	18,00	0,23	1,30	35	37,30	0,73	3,69
12	18,00	0,25	1,33	36	37,40	0,75	4,00
13	18,20	0,27	1,37	37	37,50	0,77	4,36
14	18,20	0,29	1,41	38	37,80	0,79	4,80
15	19,00	0,31	1,45	39	41,80	0,81	5,33
16	19,40	0,33	1,50	40	50,50	0,83	6,00
17	19,90	0,35	1,55	41	50,90	0,85	6,86
18	20,90	0,38	1,60	42	53,30	0,88	8,00
19	21,30	0,40	1,66	43	55,50	0,90	9,60
20	23,00	0,42	1,71	44	57,00	0,92	12,00
21	23,60	0,44	1,78	45	72,30	0,94	16,00
22	24,00	0,46	1,85	46	75,40	0,96	24,00
23	24,20	0,48	1,92	47	148,20	0,98	48,00
24	25,50	0,50	2,00				

Para realizar el ajuste se utilizaron dos leyes de distribución, Gumbel y Frechet. En ambas se utilizó el método de momentos para la estimación de parámetros (Chow, Maidment, & Mays, 2000).

Distribución	Función de distribución	Estimación de parámetros
Gumbel	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\mu}{\alpha}\right)\right]$	$\mu = \bar{x} - 0,45s$ $\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi}$
Frechet	$F(y) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{y-\mu_y}{\alpha_y}\right)\right]$	$\mu_y = \bar{y} - 0,45s_y$ $\alpha_y = \frac{\sqrt{6}s_y}{\pi}$ $y = \ln x$

Siendo \bar{x} y s la media y el desvío de la muestra, mientras \bar{y} y s_y la media y el desvío de la variable $y = \ln(x)$.

Tabla 2.3 Ajuste PMD a distribuciones Gumbel y Frechet

T	Gumbel	Frechet
	$\mu = 21,964$ $\alpha = 18,015$	$\mu = 3,065$ $\alpha = 0,428$
2	29	25
5	49	41
10	63	56
25	80	84
50	92	114
100	105	153
200	117	206
500	134	306
1000	146	411

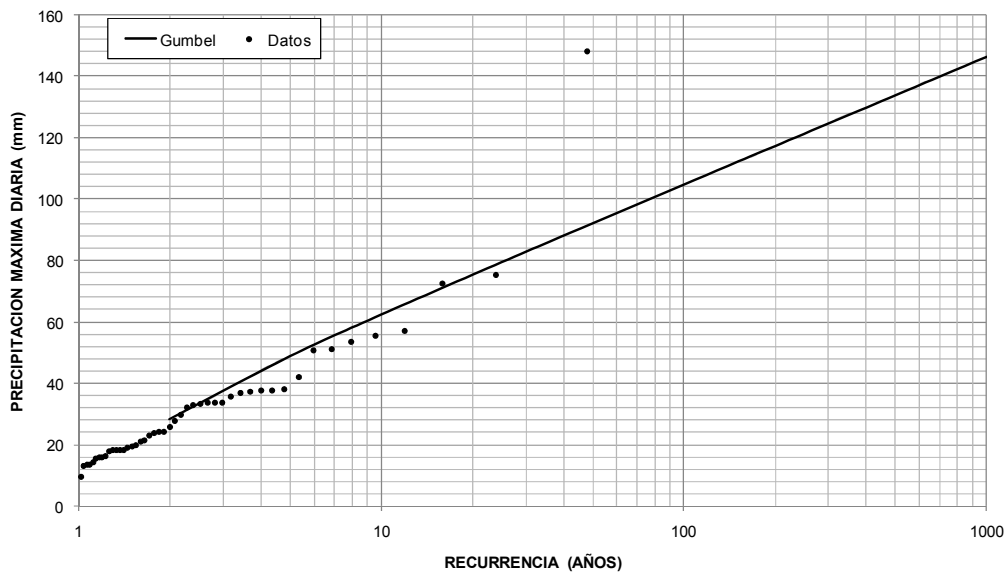


Figura 2.1 Ajuste distribución Gumbel

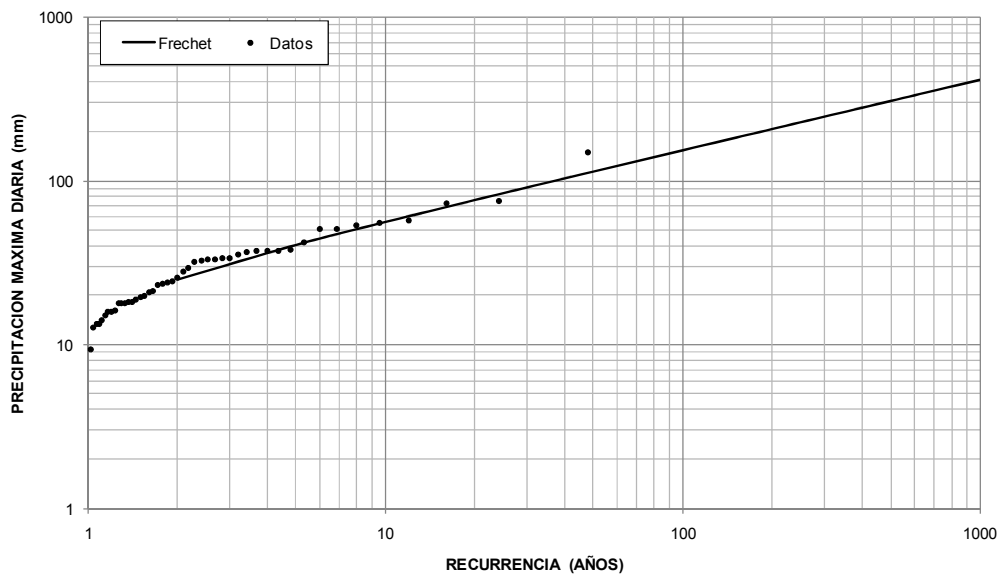


Figura 2.2 Ajuste distribución Frechet

2.1 Bondad de ajuste

Para calcular si una distribución se ajusta al conjunto de datos, se aplicaron el Test del Chi Cuadrado y la Prueba de Kolmogórov-Smirnov. En ambas pruebas resulto rechazar la Distribución Gumbel y aceptar la Distribución Frechet, con un nivel de significancia de 0,05.

Para la prueba de Chi Cuadrado se determino parámetro $\chi^2 = 11,07$ (5 grados de libertad y n.s.: 0.05) y se comparo con el estadístico D de cada una las distribuciones analizadas. Siendo:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- O_i = Numero de eventos observados en el intervalo i.
- E_i = Numero de eventos esperados en el intervalo i.
- k = Cantidad de intervalos analizados.

Tabla 2.4 Test de Chi Cuadrado

Datos		Gumbel		Frechet	
Intervalo	Numero de eventos observados O_i	Numero de eventos esperados E_i	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$	Numero de eventos esperados E_i	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
< 20	17	15,41	0,16	14,50	0,43
20 - 40	21	17,14	0,87	22,75	0,13
40 - 60	6	9,09	1,05	5,70	0,02
60 - 80	2	3,52	0,66	1,94	0,00
80 - 100	0	1,22	1,22	0,85	0,85
100 - 120	0	0,41	0,41	0,44	0,44
120 - 140	0	0,14	0,14	0,25	0,25
> 140	1	0,04	20,30	0,15	4,61
Parametro D =		$\Sigma =$	24,81	$\Sigma =$	6,73

Resultando para Gumbel $24,81 > 11,07$ y para Frechet $6,73 < 12,59$. Concluyendo rechazar la distribución de Gumbel y aceptar la Distribución Frechet, con un nivel de significancia de 0,05.

En la Prueba Kolmogórov-Smirnov el parámetro crítico de decisión fue $D = 0,20$ ($n = 47$ y $n.s.: 0,05$), para Gumbel el estadístico resulto $D=0,15 > 0,20$ aceptando el ajuste. Mientras que para Frechet se encontró $D = 0,11 < 0,20$, aceptando el ajuste con un nivel de significación de 0,05.

De esta manera se concluye que **las Precipitaciones Máximas Diarias (PMD) pueden ser representada por la ley de distribución de Frechet con parámetros $\mu=3,065$ y $\alpha=0,428$, con un nivel de significancia de 0,05.**

$$x = PMD_T = \exp \left[3,065 - 0,428 * \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right]$$

o

$$x = PMD_T = \exp \left[3,065 - 0,428 * \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right]$$

2.2 Curvas IDR

A partir de los datos pluviómetros diarios es posible encontrar las precipitaciones asociadas a distintas duraciones y recurrencias, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$P_T^t = P_T^{24} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Siendo:

- P_T^t : Precipitación máxima en t horas con periodo de retorno T.
- P_T^{24} : Precipitación máxima en 24 horas con periodo de retorno T.
- b : exponente que para clima árido y semiárido se puede adoptar 0,25.

Obteniéndose las curvas Precipitación-Duración-Recurrencia (PDR).

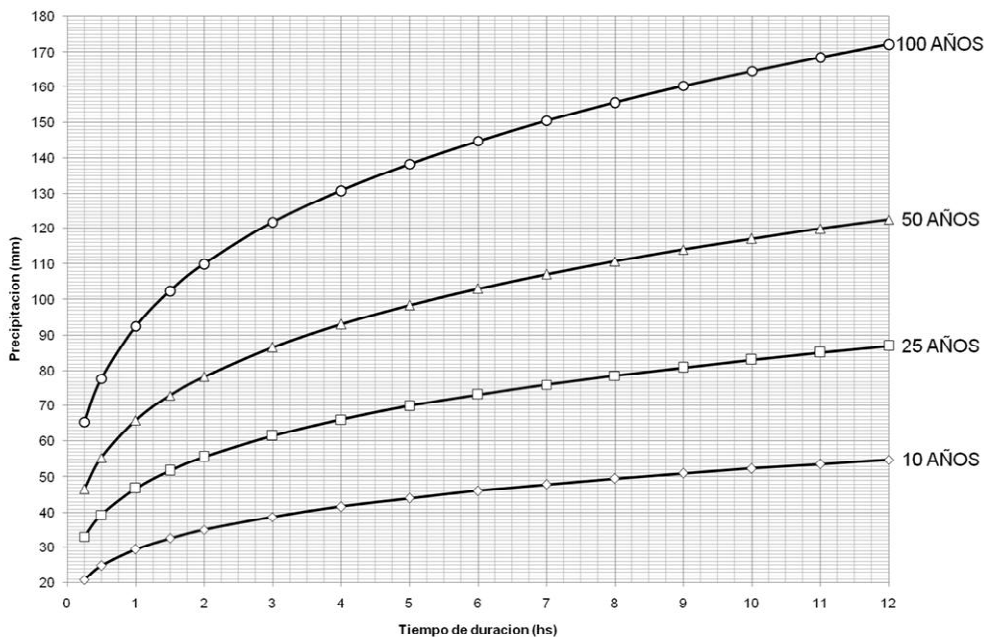


Figura 2.3 Curvas PDR (para recurrencias 10, 25 y 50 años)

Utilizando las curvas PDR se obtuvieron las curvas Intensidad-Duración-Recurrencia (IDR).

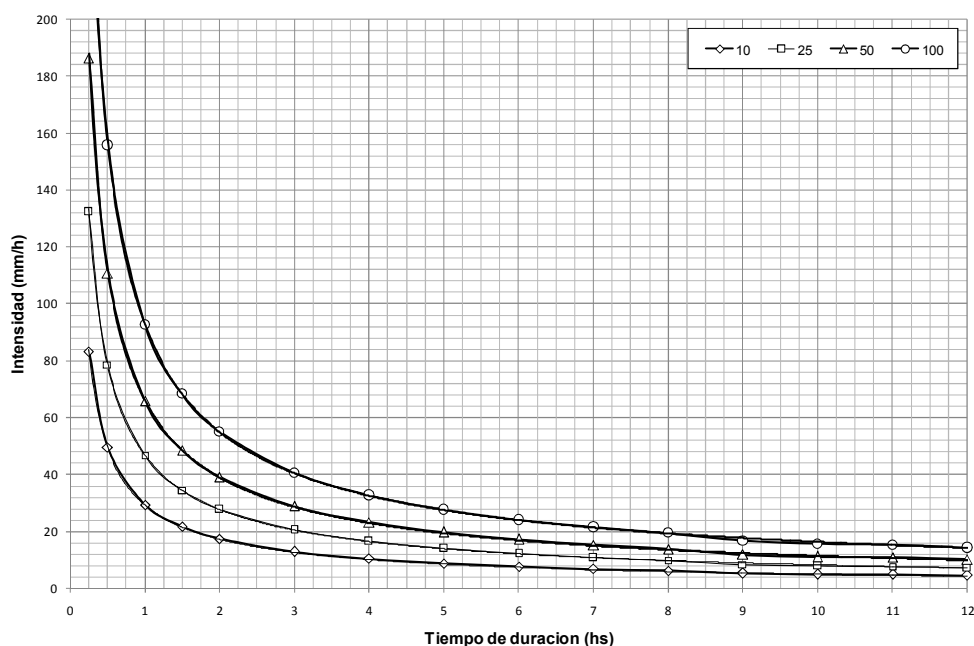


Figura 2.4 Curvas IDR (para recurrencias 10, 25 y 50 años)

3. ANALISIS DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

Análisis de cuencas principales en la ruta se realizó mediante el software GIS, para ello se procesaron Modelos Digitales de Elevación (MDE) SRTM 30M descargadas de la página del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

En la Figura 2.1 se observan las cuencas principales y las subcuencas para cada una de las alcantarillas analizadas.

Para mayor detalle se adjunta el plano de las mismas.

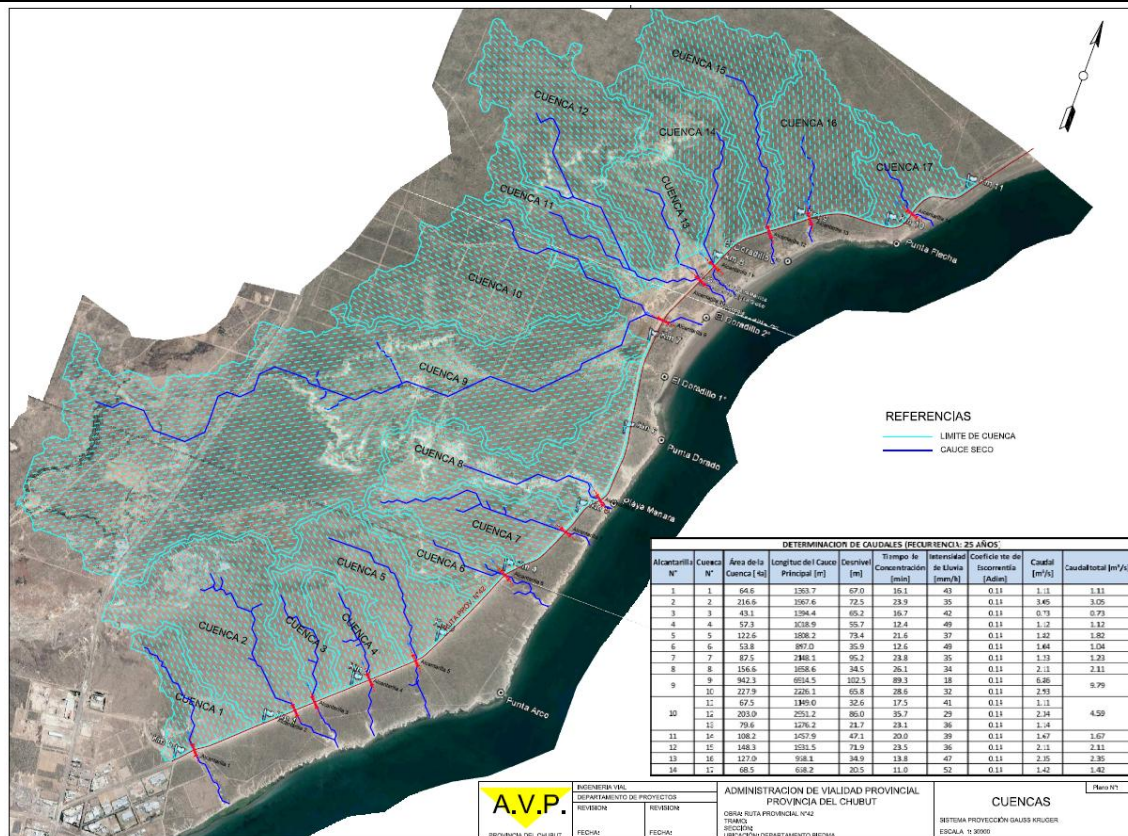


Figura 3.1 Cuencas Principales

4. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Para el cálculo de los caudales se utilizó el *método racional*, este método es utilizable en cuencas pequeñas, menores de 2500 Ha. Supone que el escurrimiento máximo proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida que la magnitud de la lluvia crece y el área aportante se satura. El caudal máximo para un determinado período de retorno, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{360}$$

donde:

- Q = caudal en m³/s
- c = coeficiente de escorrentía de la cuenca
- A = área aportante en Ha
- i = intensidad de la lluvia de diseño en mm/h.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración del área y de la frecuencia o período de retorno seleccionado. Un periodo de retorno de 25 años (o tiempo de recurrencia) es apto para este tipo de obra, en base a bibliografía existente y a las normas de Vialidad Nacional. El tiempo de concentración del área se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua hidráulicamente más alejada alcance la salida y puede estimarse por fórmulas empíricas aproximadas.

4.1 Tiempos de concentración

Las fórmulas de cálculo de tiempo de retardo que más se ajustan a las condiciones patagónicas áridas son las de Temez y Kirpich (Dufilho, Horne, Navedo, & Polla, 2001); adoptando en nuestro caso la de Temez.

$$t_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Siendo:

- t_c : tiempo de concentración (h)
- L : longitud del cauce principal (km)
- S : pendiente media del cauce principal (m/m)

4.2 Caudales de diseño

A continuación se presenta la tabla resumen de las características de la cuenca, tormentas de diseño y caudales de diseño obtenidos.

DETERMINACION DE CAUDALES (RECURRENCIA: 25 AÑOS)									
Alcantarilla N°	Cuenca N°	Área de la Cuenca [Ha]	Longitud del Cauce Principal [m]	Desnivel [m]	Tiempo de Concentración [h]	Intensidad de Lluvia [mm/h]	Coefficiente de Escorrentía [Adim]	Caudal [m³/s]	Caudal total [m³/s]
1	1	64,59	1363,66	67,01	0,67	51	0,14	1,26	1,26
2	2	216,64	1967,60	72,45	0,94	40	0,14	3,30	3,30
3	3	43,13	1394,37	65,16	0,69	50	0,14	0,83	0,83
4	4	57,32	1018,86	55,74	0,53	61	0,14	1,34	1,34
5	5	122,65	1808,24	73,44	0,86	42	0,14	1,99	1,99
6	6	53,78	896,98	35,92	0,51	63	0,14	1,30	1,30
7	7	87,50	2148,14	95,19	0,97	39	0,14	1,30	1,30
8	8	156,64	1658,62	34,50	0,92	40	0,14	2,42	2,42
9	9	942,26	6914,51	102,50	2,90	17	0,14	6,15	9,28
	10	227,89	2226,14	65,82	1,08	36	0,14	3,13	
10	11	67,53	1149,00	32,62	0,66	52	0,14	1,35	5,10
	12	202,99	2951,20	86,00	1,34	31	0,14	2,37	
	13	79,56	1276,15	21,68	0,78	46	0,14	1,39	
11	14	108,17	1457,93	47,09	0,77	46	0,14	1,92	1,92
12	15	148,26	1931,47	71,89	0,92	40	0,14	2,28	2,28
13	16	127,02	958,05	34,89	0,54	60	0,14	2,91	2,91
14	17	68,50	658,19	20,45	0,42	73	0,14	1,90	1,90

Cada una de las alcantarillas fue dimensionada en función de estos caudales, y en aquellas en la cual la velocidad de salida podría a llegar a producir la socavación se plantearon las correspondientes protecciones (disipador de energía y/o recubrimiento con colchonetas)

Los caudales calculado corresponden a una recurrencia de 25 años el cual según la tabla 3.3 da una precipitación de 84 mm, siendo este valor mayor al registrado hasta la fecha, salvo el valor de precipitación del año 1998 que es de 148mm que equivale a una recurrencia de 92 años. Este ultimo valor no se utiliza para el dimensionado de las obras de arte ya que las dimensiones que se obtendrían serian muy costosa, tornando inviable la realización del proyecto. Aparte dichas dimensiones provocaría un impacto visual muy grande.

La tabla anterior en donde se indican los caudales calculados, no coincide con los valores del plano de cuencas, debido a que se agregaron datos de precipitación mas actuales, obteniéndose de esta manera caudales levemente superiores, pero se verifican para las obras de arte proyectadas.

5. BIBLIOGRAFÍA

Chachero, M. J. (2014). *Análisis de precipitaciones máximas en Comodoro Rivadavia*. Trelew: Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (2000). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill.

Dufilho, A. C., Horne, F., Navedo, R., & Polla, G. (2001). Diseño de obras de control de aluviones de procesos hidrológicos torrenciales en cuencas de la Patagonia. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 183-203.

IGN. (s.f.). Obtenido de Instituto Geográfico Nacional: <http://www.ign.gob.ar/>

Villon Bejar, M. (2002). *Hidrología*. Cartago, Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.