

## **ANEXO 5.3.5 (ACTIVIDAD 2.8)**

**CENTRO AMBIENTAL “SANTIAGO DEL  
ESTERO”**

**SANTIAGO DEL ESTERO - LA BANDA -  
PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO**

**Estudios Hidrológicos e Hidráulicos**

# **SISTEMA PLUVIAL**

# 1 MEMORIA DESCRIPTIVA

En el presente informe y en base a la información aportada, se desarrolla, la documentación correspondiente a las consideraciones a tener en cuenta en el Proyecto de las instalaciones de evacuación de aguas de lluvia.

## 1.1 Alternativa analizada.

Una vez conocida la problemática pluvial de la zona, la cual está dada por el escurrimiento predominante en el predio existente, se plantea dar solución al mismo, mediante obras de conducción consistentes en canales de guardia y alcantarillas de paso y zanjas perimetrales con pases a los canales de guardia, etc..

El escurrimiento final de las aguas de lluvia se realizará mediante un curso dirigido o canal de guardia, a un cauce existente en la zona.

## 1.2 Solución Planteada

Con esta documentación de base, se proyectarán las secciones de las construcciones destinadas a la evacuación de las aguas de lluvia y se verificarán las secciones adoptadas.

Se deberá considerar para el cálculo de estos, el tiempo de concentración, el escurrimiento predominante, que llega a los canales rápidamente y posteriormente del paso del pico, cuando llegarán los excesos provenientes del entorno.

Para la verificación, se utilizará el "Método Racional", aplicando una lluvia de 10 años de recurrencia, adoptando un coeficiente de escorrentía de acuerdo a las condiciones del área en estudio.

Complementando la presente memoria descriptiva, se adjunta:

- Memoria de Cálculo, donde se describe el método aplicado, la adopción de los parámetros de cálculo y las planillas de datos y resultados del modelo matemático aplicado.

## 2 Memoria de Cálculo

El terreno en estudio debe ser tratado para solucionar los acontecimientos relacionados a los desagües pluviales internos.

La presente memoria de cálculo lleva por objeto obtener los datos básicos, como son caudales en juego, con los cuales verificar las obras de conducción proyectadas, para satisfacer los requerimientos que exige el Centro de Disposición proyectado.

### 2.1 Introducción

Con el objeto de verificar las obras necesarias para el saneamiento del predio en estudio, se realizó un estudio hidráulico consistente en la evaluación de los caudales producidos por los excedentes pluviales, para lo cual se ha utilizado el denominado "Método Racional", evaluando una lluvia de 10 años de recurrencia.

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Básicamente el método responde a la fórmula

donde

A= Área de la cuenca de aportes, expresada en hectáreas.

I= Intensidad de la lluvia de diseño en mm/hora.

C= Coeficiente de Escorrentía de la cuenca, adimensional

Q= gasto de la cuenca expresado en m<sup>3</sup>/s.

360 = coeficiente de equivalencia de unidades

### 2.2 Parámetros de Diseño

#### 2.2.1 Área de la Cuenca

Para la determinación de las cuencas de aportes se debe considerar el predio propuesto para la obra, volcando sobre el plano respectivo los relevamientos topográficos realizados, consistentes en una nivelación del terreno, de tal forma de poder determinar, en función de los trabajos propuestos los futuros sentidos de escurrimiento.

#### 2.2.2 Intensidad de la Lluvia de Diseño.

El problema fundamental radica en conocer la intensidad de la lluvia "I" como función de su duración  $I = f(t)$  y de su frecuencia  $I = f(f)$ . La solución a este problema es sumamente

laboriosa, puesto que requiere analizar pluviogramas de la región registrados a través de un largo período de tiempo.

En este caso, se tomaron los registros reportados por la estación Meteorológica SANE Aeropuerto Santiago del estero Lat. -27,765627 °Long. -64 ,31012° y obtenidos del sitio [https://www.meteored.com.ar/tiempo-en\\_Santiago+del+Estero-America+Sur-Argentina-Santiago+del+Estero-SANE-sactual-16895.html](https://www.meteored.com.ar/tiempo-en_Santiago+del+Estero-America+Sur-Argentina-Santiago+del+Estero-SANE-sactual-16895.html).

Además de la información de los registros, se puede decir que las precipitaciones ocurren fundamentalmente en forma de lluvias de variadas intensidades, en general las de mayores magnitudes acontecen en los meses asociados al verano, (Octubre a Marzo) las cuales resultan predominantemente de origen convectivo (inestabilidad local), distinguiéndose, por lo tanto, dos estaciones: una lluviosa y otra de seca.

Observando la cantidad de lluvias se puede deducir que el período estival es el de mayor significación con una máxima que varía entre 500 mm. y 600 mm. y una media anual de alrededor de 300 mm, con aproximadamente 30 días de lluvia, que representan un valor próximo al 85% del total.

DATOS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA						
Estación:	871290	Coordenadas UTM	Long	-64,31012	Cota =	198 msnm
Denominación:	SANE		Lat	-27,765627		

### DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Máx	TOTAL
2000	232,0	153,0	77,0	23,0	11,0	8,1	3,5	3,0	2,9	108,0	135,0	100,0	232,0	856,5
2001	59,0	101,0	76,0	108,0	13,0	19,0	0,0	3,0	69,0	65,0	155,0	125,0	155,0	793,0
2002	108,0	110,0	116,0	19,0	47,0	1,1	18,0	0,0	0,0	171,0	99,0	512,0	512,0	1201,1
2003	54,0	120,0	170,0	51,0	9,9	83,0	0,0	106,0	219,0	36,0	11,0	94,0	219,0	953,9
2004	93,0	107,0	79,0	97,0	12,0	110,0	0,0	0,0	0,0	6,4	600,0	115,0	600,0	1219,4
2005	161,0	154,0	114,0	45,0	1,5	47,0	2,0	100,0	99,0	29,0	35,0	243,0	243,0	1030,5
2006	62,0	23,0	139,0	50,0	31,0	4,9	0,5	0,0	0,0	33,0	166,0	74,0	166,0	583,4
2007	221,0	56,0	52,0	27,0	110,0	0,8	1,0	84,0	163,0	69,0	25,0	92,0	221,0	900,8
2008	332,0	195,0	182,0	119,0	1,1	95,0	0,0	0,0	0,0	19,0	41,0	50,0	332,0	1034,1
2009	110,0	238,0	100,0	30,0	6,4	0,0	96,0	0,0	0,0	1,0	165,0	146,0	238,0	892,4
2010	82,0	270,0	47,0	156,0	19,0	0,0	0,0	0,0	29,0	46,0	78,0	102,0	270,0	829,0
2011	300,0	104,0	148,0	35,0	5,5	4,8	1,0	0,8	29,0	27,0	74,0	84,0	300,0	813,1
2012	121,0	131,0	64,0	118,0	29,0	4,0	0,0	2,0	5,0	102,0	53,0	60,0	131,0	689,0
2013	35,0	515,0	16,0	0,0	98,0	12,0	0,8	0,0	58,0	82,0	4,9	138,2	515,0	959,9
2014	336,8	88,7	113,8	32,4	31,6	8,4	1,0	0,0	0,0	26,6	158,0	88,9	336,8	886,2
2015	70,9	102,4	204,2	27,2	21,3	4,6	0,0	40,9	0,8	95,0	84,1	117,3	204,2	768,6
2016	201,7	42,9	60,2	54,9	4,1	23,4	5,8	24,9	3,1	60,0	50,8	113,8	201,7	645,4
2017	69,1	198,1	95,8	22,9	19,0	3,1	0,5	0,0	8,1	498,6	10,4	134,9	498,6	1060,4
2018	116,1	38,9	11,9	62,2	12,7	0,0	7,4	1,0	10,2	201,9	105,2	80,3	201,9	647,7
2019	286,3	222,3	434,4	88,7	11,2	3,1	1,0	0,0	0,0	17,0	25,7	57,4	434,4	1146,8
<b>MAX</b>	<b>336,80</b>	<b>515,00</b>	<b>434,35</b>	<b>156,00</b>	<b>110,00</b>	<b>110,00</b>	<b>96,00</b>	<b>106,00</b>	<b>219,00</b>	<b>498,60</b>	<b>600,00</b>	<b>512,00</b>	<b>600,00</b>	<b>1219,40</b>
MEDIA	152,5	148,5	115,0	58,3	24,7	21,6	6,9	18,3	34,8	84,7	103,8	126,4	300,6	895,6
MINIMA	35,0	23,0	11,9	0,0	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	4,9	50,0	131,0	

### DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Máximo
2000	112,0	32,0	40,0	7,6	2,0	5,1	2,0	3,0	1,3	60,0	48,0	45,0	112,0
2001	23,0	27,0	58,0	42,0	5,1	7,5	0,0	3,0	18,0	31,0	68,0	36,0	68,0
2002	51,0	54,0	53,0	11,0	16,0	0,8	6,6	0,0	0,0	128,0	60,0	363,0	363,0
2003	26,0	106,0	66,0	16,0	4,1	78,0	0,0	104,0	110,0	23,0	11,0	40,0	110,0
2004	24,0	45,0	29,0	71,0	6,1	97,0	0,0	0,0	0,0	6,1	415,0	107,0	415,0
2005	125,0	53,0	31,0	19,0	1,0	22,0	2,0	100,0	97,0	20,0	16,0	189,0	189,0
2006	13,0	7,9	79,0	30,0	24,0	2,0	0,5	0,0	0,0	13,0	123,0	15,0	123,0
2007	55,0	30,0	20,0	15,0	86,0	0,5	1,0	84,0	106,0	27,0	9,9	31,0	106,0
2008	122,0	50,0	48,0	98,0	0,8	95,0	0,0	0,0	0,0	11,0	18,0	22,0	122,0
2009	46,0	121,0	30,0	22,0	4,1	0,0	96,0	0,0	0,0	1,0	78,0	52,0	121,0
2010	43,0	85,0	16,0	99,0	11,0	0,0	0,0	0,0	14,0	38,0	34,0	36,0	99,0
2011	230,0	48,0	43,0	15,0	3,0	2,0	1,0	0,8	29,0	17,0	19,0	36,0	230,0
2012	47,0	91,0	51,0	80,0	19,0	2,0	0,0	2,0	3,0	33,0	39,0	23,0	91,0
2013	15,0	460,0	5,1	0,0	95,0	5,1	0,5	0,0	51,0	0,9	2,1	1,1	460,0
2014	136,9	27,9	80,1	18,1	7,9	6,1	1,0	0,0	0,0	8,9	53,1	26,9	136,9
2015	35,0	25,9	76,0	21,1	7,1	3,1	0,0	39,9	0,8	92,0	30,0	54,1	92,0
2016	72,9	17,0	20,1	8,9	2,0	7,1	4,1	24,9	3,1	17,0	9,9	30,0	72,9
2017	26,9	55,1	62,0	8,9	10,9	3,1	0,5	0,0	6,1	463,0	5,1	40,9	463,0
2018	25,9	10,9	9,9	24,9	4,1	0,0	3,1	1,0	6,1	80,0	39,9	35,1	80,0
2019	105,9	104,9	362,5	29,0	5,1	3,1	1,0	0,0	0,0	11,9	10,9	8,9	362,5

En función de los datos obtenidos, se confeccionaron las Curvas I-D-F para la zona:

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

en la cual:

- I = Intensidad (mm/hr)
- t = Duración de la lluvia (min)
- T = Período de retorno (años)
- K, m, n = Parámetros de ajuste

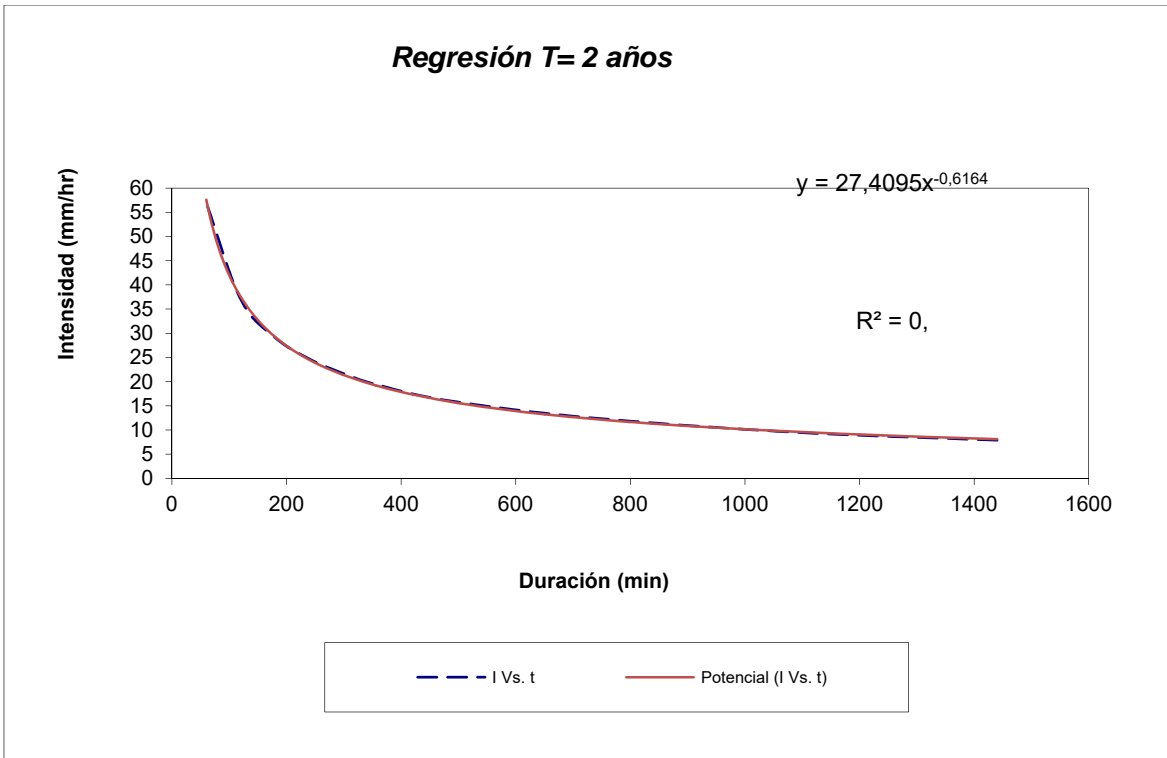
Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

### 2.2.2.1 Regresiones I-D-T

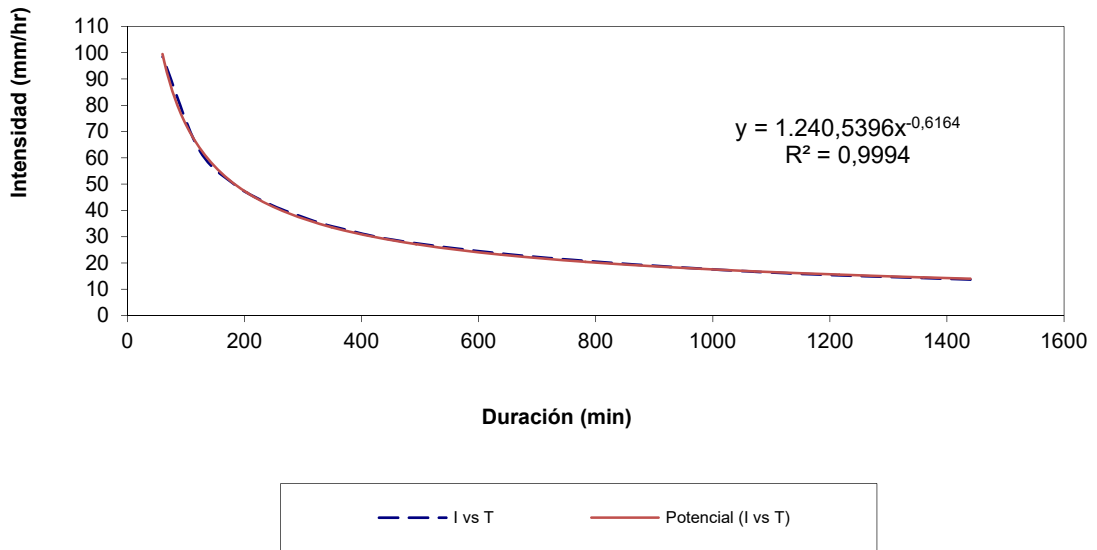
<b>Periodo de retorno para T = 2 años</b>						
<b>Nº</b>	<b>x</b>	<b>y</b>	<b>ln x</b>	<b>ln y</b>	<b>ln x*ln y</b>	<b>(lnx)^2</b>
<b>1</b>	<b>1440</b>	<b>7,9136</b>	7,2724	2,0686	15,0436	52,8878
<b>2</b>	<b>1080</b>	<b>9,6019</b>	6,9847	2,2620	15,7991	48,7863
<b>3</b>	<b>720</b>	<b>12,6618</b>	6,5793	2,5386	16,7020	43,2865
<b>4</b>	<b>480</b>	<b>16,1438</b>	6,1738	2,7815	17,1726	38,1156
<b>5</b>	<b>360</b>	<b>19,3093</b>	5,8861	2,9606	17,4263	34,6462
<b>6</b>	<b>300</b>	<b>21,6517</b>	5,7038	3,0751	17,5396	32,5331
<b>7</b>	<b>240</b>	<b>24,6905</b>	5,4806	3,2064	17,5732	30,0374
<b>8</b>	<b>180</b>	<b>29,1222</b>	5,1930	3,3715	17,5080	26,9668
<b>9</b>	<b>120</b>	<b>37,0358</b>	4,7875	3,6119	17,2919	22,9201
<b>10</b>	<b>60</b>	<b>56,9781</b>	4,0943	4,0427	16,5521	16,7637
<b>10</b>	4980	235,1086	<b>58,1555</b>	<b>29,9188</b>	<b>168,6085</b>	<b>346,9435</b>
<b>Ln (d) =</b>	<b>6,5765</b>	<b>d =</b>	<b>718,0241</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>	





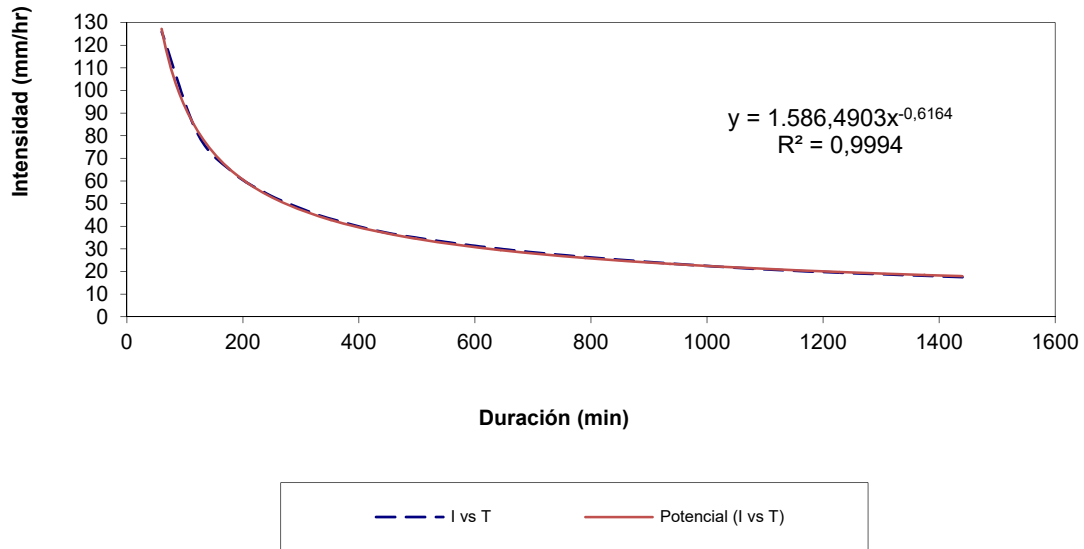
<b>Periodo de retorno para T = 5 años</b>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	13,6725	7,2724	2,6154	19,0201	52,8878
2	1080	16,5893	6,9847	2,8088	19,6184	48,7863
3	720	21,8760	6,5793	3,0854	20,2995	43,2865
4	480	27,8919	6,1738	3,3283	20,5484	38,1156
5	360	33,3608	5,8861	3,5074	20,6448	34,6462
6	300	37,4079	5,7038	3,6219	20,6584	32,5331
7	240	42,6581	5,4806	3,7532	20,5700	30,0374
8	180	50,3147	5,1930	3,9183	20,3476	26,9668
9	120	63,9872	4,7875	4,1587	19,9097	22,9201
10	60	98,4418	4,0943	4,5895	18,7909	16,7637
10	4980	406,2002	58,1555	35,3868	200,4078	346,9435
<b>Ln (d) =</b>	<b>7,1233</b>	<b>d =</b>	<b>1240,5396</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>	

### Regresión T= 5 años



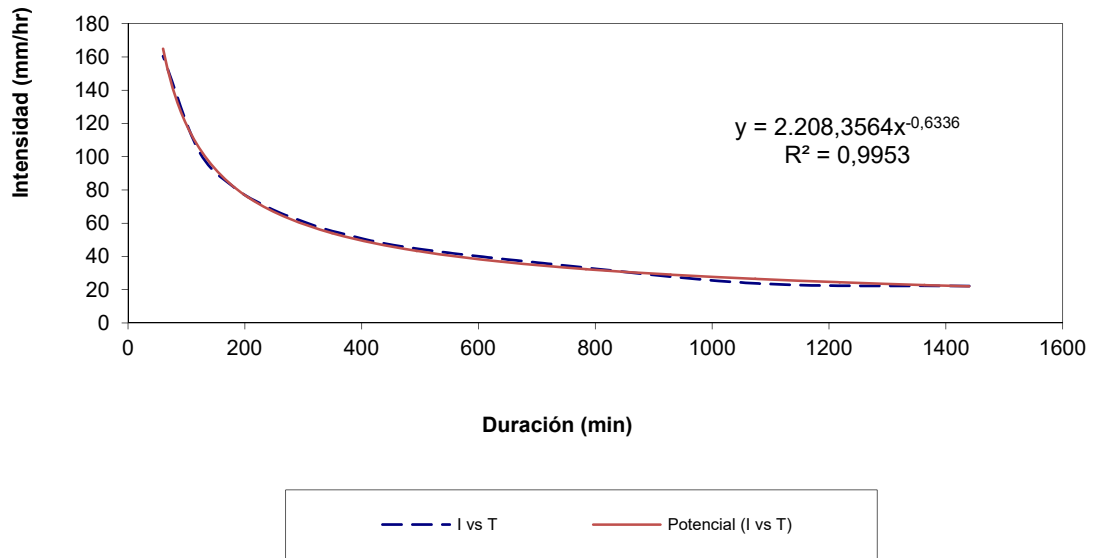
Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	17,4853	7,2724	2,8614	20,8090	52,8878
2	1080	21,2155	6,9847	3,0547	21,3365	48,7863
3	720	27,9765	6,5793	3,3314	21,9179	43,2865
4	480	35,6701	6,1738	3,5743	22,0670	38,1156
5	360	42,6642	5,8861	3,7534	22,0927	34,6462
6	300	47,8399	5,7038	3,8679	22,0614	32,5331
7	240	54,5543	5,4806	3,9992	21,9181	30,0374
8	180	64,3460	5,1930	4,1643	21,6249	26,9668
9	120	81,8314	4,7875	4,4047	21,0873	22,9201
10	60	125,8944	4,0943	4,8354	19,7980	16,7637
10	4980	519,4777	58,1555	37,8466	214,7128	346,9435
<b>Ln (d) =</b>	<b>7,3693</b>	<b>d =</b>	<b>1586,4903</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>	

### Regresión T= 10 años



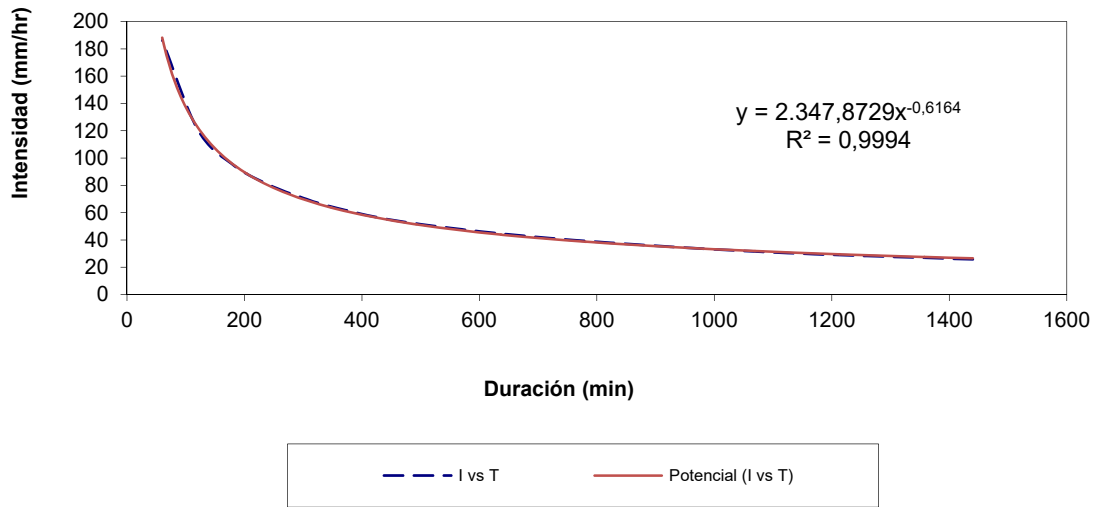
Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	22,3029	7,2724	3,1047	22,5787	52,8878
2	1080	23,7898	6,9847	3,1693	22,1363	48,7863
3	720	35,6846	6,5793	3,5747	23,5190	43,2865
4	480	45,4979	6,1738	3,8177	23,5695	38,1156
5	360	54,4191	5,8861	3,9967	23,5251	34,6462
6	300	61,0207	5,7038	4,1112	23,4495	32,5331
7	240	69,5850	5,4806	4,2425	23,2519	30,0374
8	180	82,0747	5,1930	4,4076	22,8886	26,9668
9	120	104,3776	4,7875	4,6480	22,2523	22,9201
10	60	160,5809	4,0943	5,0788	20,7943	16,7637
10	4980	659,3331	58,1555	40,1513	227,9653	346,9435
<b>Ln (d) =</b>	<b>7,7000</b>	<b>d =</b>	<b>2208,3564</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6336</b>	

### Regresión T= 25 años



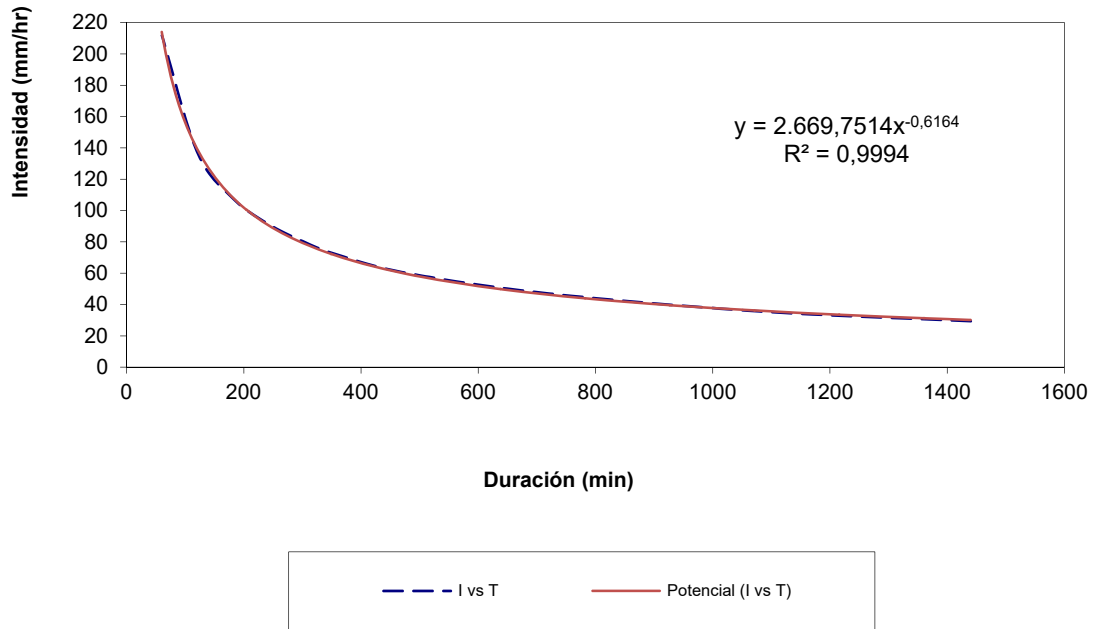
Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	25,8768	7,2724	3,2533	23,6596	52,8878
2	1080	31,3972	6,9847	3,4467	24,0744	48,7863
3	720	41,4029	6,5793	3,7234	24,4969	43,2865
4	480	52,7887	6,1738	3,9663	24,4871	38,1156
5	360	63,1395	5,8861	4,1453	24,3999	34,6462
6	300	70,7990	5,7038	4,2598	24,2972	32,5331
7	240	80,7357	5,4806	4,3912	24,0665	30,0374
8	180	95,2268	5,1930	4,5563	23,6605	26,9668
9	120	121,1036	4,7875	4,7966	22,9639	22,9201
10	60	186,3132	4,0943	5,2274	21,4029	16,7637
10	4980	768,7836	58,1555	41,7664	237,5089	346,9435
<b>Ln (d) =</b>	<b>7,7613</b>	<b>d =</b>	<b>2347,8729</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>	

### Regresión T= 50 años

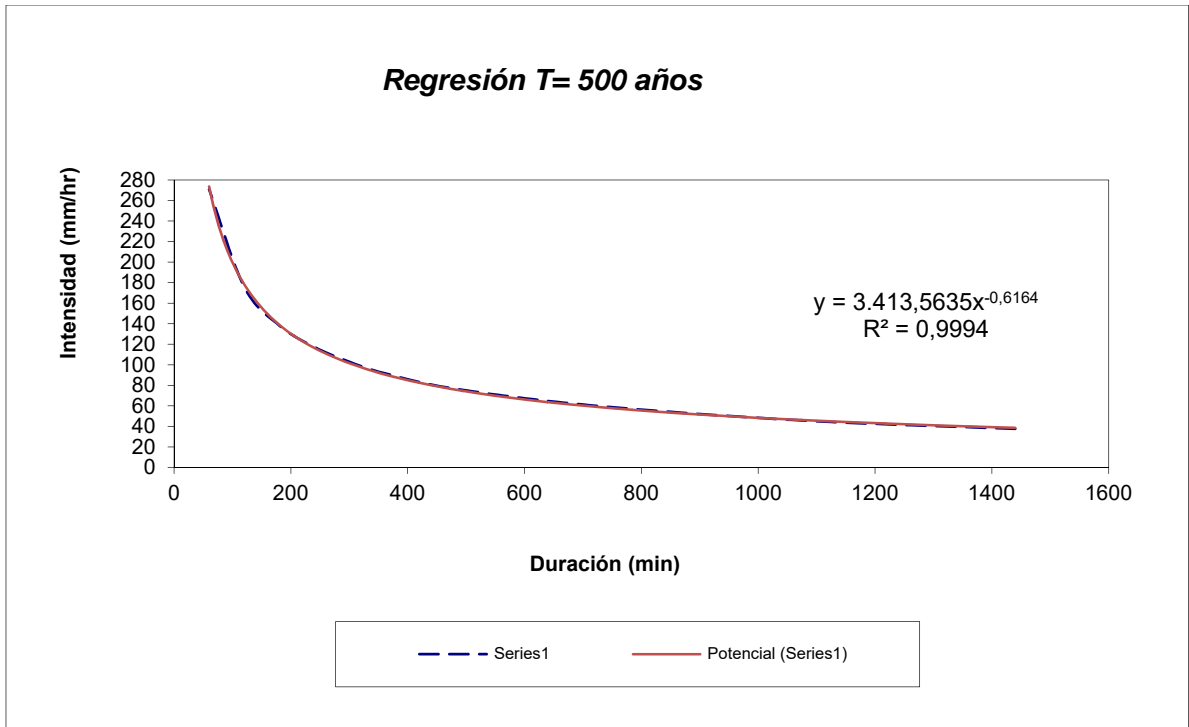


Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	29,4244	7,2724	3,3818	24,5940	52,8878
2	1080	35,7016	6,9847	3,5752	24,9717	48,7863
3	720	47,0790	6,5793	3,8518	25,3421	43,2865
4	480	60,0258	6,1738	4,0948	25,2803	38,1156
5	360	71,7955	5,8861	4,2738	25,1562	34,6462
6	300	80,5051	5,7038	4,3883	25,0300	32,5331
7	240	91,8041	5,4806	4,5197	24,7706	30,0374
8	180	108,2817	5,1930	4,6847	24,3276	26,9668
9	120	137,7061	4,7875	4,9251	23,5790	22,9201
10	60	211,8556	4,0943	5,3559	21,9289	16,7637
10	4980	874,1790	58,1555	43,0512	244,9804	346,9435
<b>Ln (d) =</b>	<b>7,8897</b>	<b>d =</b>	<b>2669,7514</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>	

### Regresión T= 100 años



Periodo de retorno para T = 500 años							
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2	
1	1440	37,6222	7,2724	3,6276	26,3813	52,8878	
2	1080	45,6483	6,9847	3,8210	26,6884	48,7863	
3	720	60,1956	6,5793	4,0976	26,9591	43,2865	
4	480	76,7494	6,1738	4,3405	26,7976	38,1156	
5	360	91,7983	5,8861	4,5196	26,6028	34,6462	
6	300	102,9344	5,7038	4,6341	26,4319	32,5331	
7	240	117,3814	5,4806	4,7654	26,1176	30,0374	
8	180	138,4498	5,1930	4,9305	25,6039	26,9668	
9	120	176,0721	4,7875	5,1709	24,7556	22,9201	
10	60	270,8801	4,0943	5,6017	22,9352	16,7637	
10	4980	1117,7316	58,1555	45,5089	259,2734	346,9435	
<b>Ln (d) =</b>	<b>8,1355</b>	<b>d =</b>	<b>3413,5635</b>	<b>n =</b>	<b>-0,6164</b>		



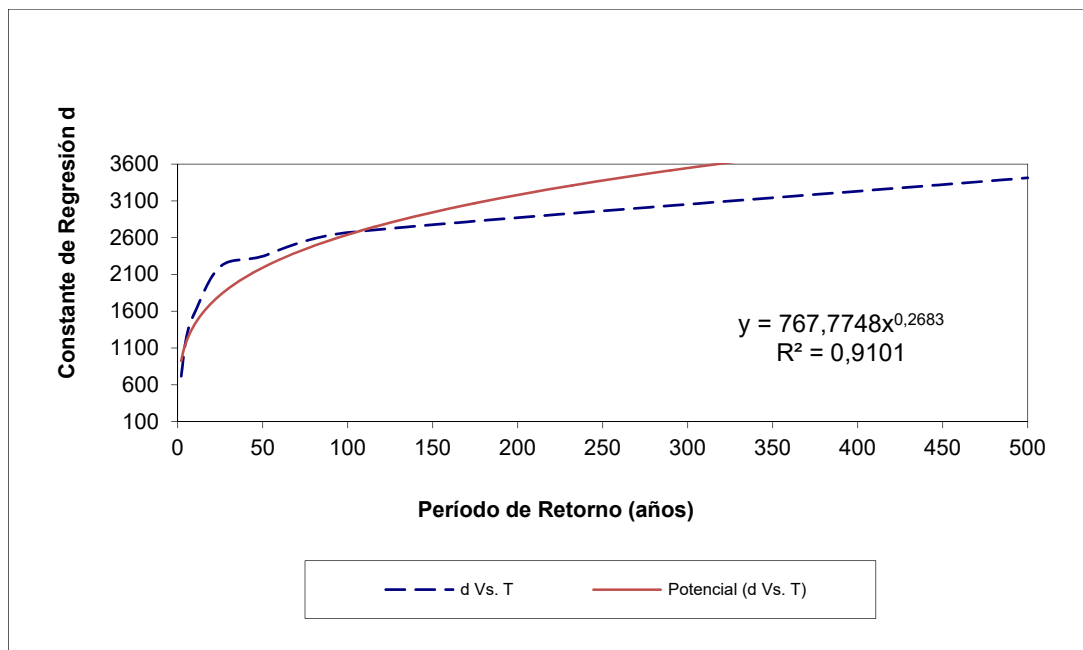
<b>Resumen de aplicación de regresión potencial</b>		
<b>Periodo de Retorno (años)</b>	<b>Término ccte. de regresión (d)</b>	<b>Coef. de regresión [n]</b>
<b>2</b>	718,02411089314	-0,61638608809
<b>5</b>	1240,53959608524	-0,61638608809
<b>10</b>	1586,49031285502	-0,61638608809
<b>25</b>	2208,35639730527	-0,63362500463
<b>50</b>	2347,87286749993	-0,61638608809
<b>100</b>	2669,75139416531	-0,61638608809
<b>500</b>	3413,56353202555	-0,61638608809
<b>Promedio =</b>	2026,37117297564	-0,61884879045

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	718,0241	0,6931	6,5765	4,5585	0,4805
2	5	1240,5396	1,6094	7,1233	11,4645	2,5903
3	10	1586,4903	2,3026	7,3693	16,9684	5,3019
4	25	2208,3564	3,2189	7,7000	24,7854	10,3612
5	50	2347,8729	3,9120	7,7613	30,3622	15,3039
6	100	2669,7514	4,6052	7,8897	36,3336	21,2076
7	500	3413,5635	6,2146	8,1355	50,5590	38,6214
7	692	14184,5982	22,5558	52,5556	175,0316	93,8667
Ln (K) =	6,6435	K =	767,7748	m =	0,2683	

Termino constante de regresión (K) = 767,7748  
 Coef. de regresión (m) = 0,268273



Reemplazando en la fórmula

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{767,7748 \times 10^{0,268273}}{60^{0,61885}}$$

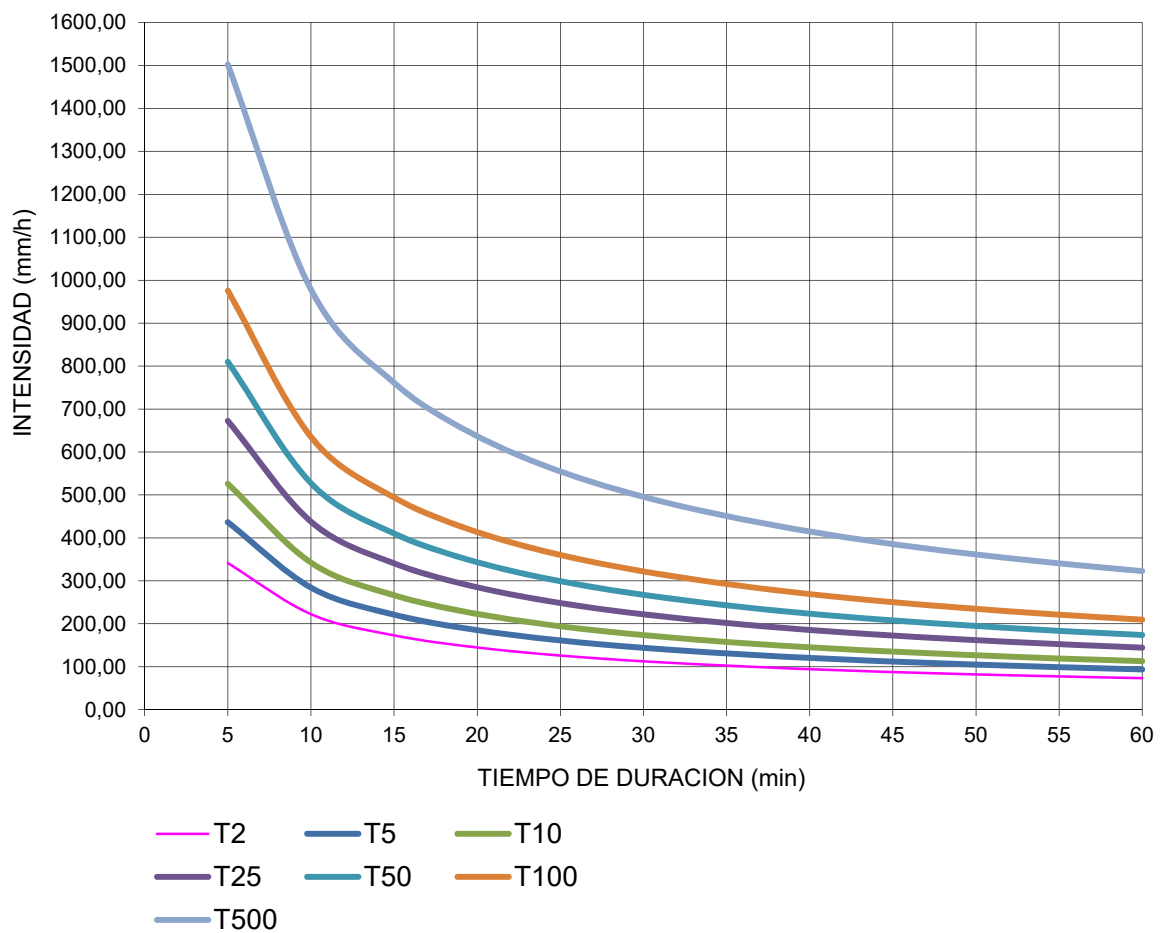
Donde:

- I = intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Período de Retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)



Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	341,54	222,40	173,05	144,83	126,15	112,69	102,43	94,31	87,68	82,15	77,44	73,38
5	436,71	284,38	221,27	185,19	161,30	144,09	130,98	120,59	112,11	105,04	99,02	93,83
10	525,96	342,50	266,49	223,03	194,26	173,54	157,75	145,24	135,03	126,50	119,26	113,01
25	672,52	437,94	340,75	285,18	248,40	221,90	201,71	185,71	172,65	161,76	152,49	144,50
50	809,96	527,44	410,39	343,46	299,16	267,24	242,93	223,66	207,94	194,81	183,65	174,03
100	975,49	635,23	494,26	413,66	360,30	321,86	292,57	269,37	250,43	234,63	221,19	209,59
500	1502,24	978,24	761,15	637,02	554,86	495,66	450,56	414,82	385,66	361,32	340,62	322,77

### Curvas IDF de la cuenca



## Determinación de la Intensidad de la lluvia de diseño

### Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel

N°	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			$x_i$	$(x_i - \bar{x})^2$
1	2000	Enero	112,00	6211,49
2	2001	Noviembre	68,00	15083,03
3	2002	Diciembre	363,00	29648,36
4	2003	Septiembre	110,00	6530,74
5	2004	Noviembre	415,00	50259,81
6	2005	Diciembre	189,00	3,29
7	2006	Noviembre	123,00	4598,60
8	2007	Septiembre	106,00	7193,24
9	2008	Enero	122,00	4735,23
10	2009	Febrero	121,00	4873,85
11	2010	Abril	99,00	8429,63
12	2011	Enero	230,00	1535,62
13	2012	Febrero	91,00	9962,63
14	2013	Febrero	460,00	72461,64
15	2014	Enero	136,90	2906,61
16	2015	Octubre	91,95	9773,89
17	2016	Enero	72,90	13903,48
18	2017	Octubre	463,04	74107,54
19	2018	Octubre	80,01	12277,30
20	2019	Marzo	362,46	29462,69
<b>20</b>		<b>Suma</b>	<b>3816,3</b>	<b>363958,7</b>

Cálculo variables probabilísticas	Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias																																													
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 190,81 \text{ mm}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Periodo Retorno</th> <th>Variable Reducida</th> <th>Precip. (mm)</th> <th>Prob. de ocurrencia</th> <th>Corrección intervalo fijo</th> </tr> <tr> <th>Años</th> <th>YT</th> <th>XT'(mm)</th> <th>F(xT)</th> <th>XT (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>0,3665</td> <td>168,0771</td> <td>0,5000</td> <td>189,9271</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1,4999</td> <td>290,3889</td> <td>0,8000</td> <td>328,1395</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2,2504</td> <td>371,3700</td> <td>0,9000</td> <td>419,6481</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>3,1985</td> <td>473,6898</td> <td>0,9600</td> <td>535,2695</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>3,9019</td> <td>549,5965</td> <td>0,9800</td> <td>621,0441</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>4,6001</td> <td>624,9428</td> <td>0,9900</td> <td>706,1853</td> </tr> <tr> <td>500</td> <td>6,2136</td> <td>799,0563</td> <td>0,9980</td> <td>902,9337</td> </tr> </tbody> </table>	Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)	2	0,3665	168,0771	0,5000	189,9271	5	1,4999	290,3889	0,8000	328,1395	10	2,2504	371,3700	0,9000	419,6481	25	3,1985	473,6898	0,9600	535,2695	50	3,9019	549,5965	0,9800	621,0441	100	4,6001	624,9428	0,9900	706,1853	500	6,2136	799,0563	0,9980	902,9337
Periodo Retorno		Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo																																									
Años		YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)																																									
2		0,3665	168,0771	0,5000	189,9271																																									
5	1,4999	290,3889	0,8000	328,1395																																										
10	2,2504	371,3700	0,9000	419,6481																																										
25	3,1985	473,6898	0,9600	535,2695																																										
50	3,9019	549,5965	0,9800	621,0441																																										
100	4,6001	624,9428	0,9900	706,1853																																										
500	6,2136	799,0563	0,9980	902,9337																																										
$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = 138,40 \text{ mm}$																																														
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s = 107,91 \text{ mm}$																																														
$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha = 128,53 \text{ mm}$																																														
	$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$																																													

**Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas** Fuente: D. F. Campos A., 1978

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0,30	0,39	0,46	0,52	0,57	0,61	0,68	0,80	0,91	1,00

**Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias**

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	189,9271	328,1395	419,6481	535,2695	621,0441	706,1853	902,9337
18 hr	X18 = 91%	172,8336	298,6069	381,8798	428,2156	565,1501	642,6286	821,6696
12 hr	X12 = 80%	151,9417	262,5116	335,7185	428,2156	496,8353	564,9483	722,3469
8 hr	X8 = 68%	129,1504	223,1348	285,3607	363,9833	422,3100	480,2060	613,9949
6 hr	X6 = 61%	115,8555	200,1651	255,9854	326,5144	378,8369	430,7730	550,7895
5 hr	X5 = 57%	108,2584	187,0395	239,1994	305,1036	353,9951	402,5256	514,6722
4 hr	X4 = 52%	98,7621	170,6325	218,2170	278,3402	322,9429	367,2164	469,5255
3 hr	X3 = 46%	87,3665	150,9442	193,0381	246,2240	285,6803	324,8452	415,3495
2 hr	X2 = 39%	74,0716	127,9744	163,6628	208,7551	242,2072	275,4123	352,1441
1 hr	X1 = 30%	56,9781	98,4418	125,8944	160,5809	186,3132	211,8556	270,8801

Con la Tormenta de Diseño determinada, se aplicará el Método Racional de cálculo, para la verificación de las instalaciones colectoras de aguas de lluvia en los predios.

## 2.2.3 Bases de Cálculo

El Método Racional, se formula mediante la siguiente expresión

$$Q = (C \times I \times A) / 360$$

Donde            Q:      Caudal en ( m<sup>3</sup>/seg )  
                  A:      Area en ( Km<sup>2</sup> )  
                  I :      Intensidad en ( mm/hr )  
                  C:      Coeficiente de escorrentía.

En consecuencia, para la utilización del Método racional, la variable a determinar es la Intensidad de la lluvia o intensidad de la Lluvia de Diseño o de la Intensidad de la Tormenta de Diseño, según los autores.

En el caso que nos ocupa, para la verificación de las instalaciones colectoras en el predio, se adopta una tormenta de una (1) hora de duración y de acuerdo a la distribución probabilística de Gumbel, se tiene que la misma de 125,89 mm en una hora de duración, para una recurrencia de 10 años.

Luego se deberán determinar las áreas tributarias y el Tempo de Concentración según la fórmula de Kirpich.

$$Tc = 0,000323 \cdot \left( \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right)$$

Siendo :

Tc = Tiempo de concentración en ( horas )

L = Longitud del cauce principal de agua en metros )

H = diferencia de nivel en metros entre la cota media de la cuenca y el punto de salida

## 2.3 Centro Ambiental Santiago del Estero.

Para la verificación de las instalaciones colectoras en el predio, se ha utilizado un modelo matemático que permite calcular los caudales de diseño para los mismos.

Se ha dividido el predio en subcuencas, determinando para cada una de ellas los gastos correspondientes.

# Análisis Hidrológico

## AREAS TRIBUTARIAS

Cuenca 1 =	5,172 ( Hás )	=	0,05172 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 2 =	4,690 ( Hás )	=	0,04690 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 3 =	4,290 ( Hás )	=	0,04290 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 4 =	4,290 ( Hás )	=	0,04290 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 5 =	4,290 ( Hás )	=	0,04290 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 6 =	4,290 ( Hás )	=	0,04290 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 7 =	5,172 ( Hás )	=	0,05172 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 8 =	5,172 ( Hás )	=	0,05172 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 9 =	3,711 ( Hás )	=	0,03711 ( Km <sup>2</sup> )
Cuenca 10 =	2,522 ( Hás )	=	<u>0,02522</u> ( Km <sup>2</sup> )
Area total =			0,32194 ( Km <sup>2</sup> )

## 2.3.1 Cálculo de Intensidad

$$I = P_t^T / T_c$$

Donde :

$P_t^T$  = Lluvia en mm de duración t minutos y T años de período de retorno

T = Período de retorno en años. (10 años)

t = Duración de la lluvia en minutos.

$T_c$  = Tiempo de concentración en (horas)

## 2.3.2 Calculo Del Tiempo De Concentracion

Los Tiempos de concentración de las cuencas aportantes se calcularán usando la fórmula de las experiencias de Giandotti, para cuencas menores a 200 Há, para zonas semi urbanizadas.

FORMULA DE GIANDOTTI

$$T_c \text{ (hrs)} = [ 4 \times ( A )^{1/2} + 1.5 L ] / [ 0.8 \times ( H )^{1/2} ]$$

Siendo:

$T_c$  = Tiempo de concentración en ( horas )

A = Superficie de la cuenca en ( kilómetros cuadrados)

L = Longitud del cauce principal de agua en ( kilómetros )

H = diferencia de nivel en metros entre la cota media de la cuenca y el punto de salida

Para la determinación de los tiempos de concentración, se ha considerado a tal efecto, los tiempos que tarda el excedente en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta su lugar de colección. Esto se ha evaluado considerando para tal fin que las aguas son conducidas en forma laminar hacia las cunetas y por estas al canal colector excavado en terreno natural y luego por este hacia el curso de agua existente.

### 2.3.3 Cálculo De Intensidad Tr = 10 Años

Tormenta de Diseño = mm

Para determinar la intensidad de la lluvia, se calcularán las precipitaciones para las cuencas en estudio utilizando el método de BELL para lo cual se recurre a los coeficientes de la U.S.B.R. para conocer la lluvia de 1 hora de duración y 10 años de período de retorno.

Tabla : 3702.404 (2) B2 B3 C Manual de Carreteras

$$P_d^T = K \times P_{24}^{10} \times CD_d^{10} \times CF_d^T \quad (mm) \quad d \text{ ( hrs )} = 1,0$$

$CD_d^{10} =$	<b>0,193</b>	$P_{24}^{10} =$	<b>125,8944</b>	$( mm )$
$CF_d^T =$	<b>0,64</b>	$K =$	<b>1,1</b>	

Por lo tanto :  $P_1^{10} =$  **17,11**  $( mm )$

Para calcular la intensidad máxima para un período de retorno de diez años y los tiempos de concentración respectivos, se tiene :

$$P_t^T = ( 0.21 \times \ln ( T ) + 0.52 ) \times ( 0.54 \times t^{0.25} - 0.50 ) \times P_1^2$$

Donde:

$P_t^T$  = Lluvia en mm de duración t minutos y T años de período de retorno.

T = Período de retorno en años. T ( años ) = **10**

t = Duración de la lluvia en minutos.

## 2.3.4 Cálculo De Los Caudales De Aguas De Lluvia

Determinación de los tiempos de concentración (T<sub>c</sub>):

CUENCA	L (km)	H1 (m)	H2 (m)	H (m)	A (km) <sup>2</sup>	T <sub>c</sub> (horas)	T <sub>c</sub> (minutos)	FORMULA	
1	0,3914	258,250	257,750	0,250	0,05172	3,74	225	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 1
2	0,3914	257,700	256,750	0,475	0,04690	2,64	158	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 1
3	0,5019	258,250	258,100	0,075	0,04290	7,22	433	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 2
4	0,4737	256,700	255,500	0,600	0,04290	2,48	149	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 4
5	0,5477	258,500	258,000	0,250	0,04290	4,12	247	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 2
6	0,5253	256,250	255,750	0,250	0,04290	4,04	242	GIANDOTTI	Aporta a canal perimetral lado 4
7	0,6489	258,500	257,250	0,625	0,05172	2,98	179		Aporta a canal perimetral lado 3
8	0,6350	257,250	256,250	0,500	0,05172	3,29	198		Aporta a canal perimetral lado 3
9	0,3450	256,750	255,250	0,750	0,03711	1,86	112		Aporta a canal perimetral lado 5 y lado 6
10	0,5405	255,750	255,250	0,250	0,02522	3,61	217		Aporta a canal perimetral lado 1

### 2.3.4.1 Intensidad

T <sub>c1</sub> =	225	( min )	P <sub>tc1</sub> <sup>2</sup> =	27,30	( mm )	I <sub>1</sub> =	7,30	( mm /hra)
T <sub>c2</sub> =	158	( min )	P <sub>tc2</sub> <sup>2</sup> =	24,29	( mm )	I <sub>2</sub> =	9,21	( mm /hra)
T <sub>c3</sub> =	433	( min )	P <sub>tc3</sub> <sup>2</sup> =	33,70	( mm )	I <sub>3</sub> =	4,67	( mm /hra)
T <sub>c4</sub> =	149	( min )	P <sub>tc4</sub> <sup>2</sup> =	23,80	( mm )	I <sub>4</sub> =	9,58	( mm /hra)
T <sub>c5</sub> =	247	( min )	P <sub>tc5</sub> <sup>2</sup> =	28,18	( mm )	I <sub>5</sub> =	6,83	( mm /hra)
T <sub>c6</sub> =	242	( min )	P <sub>tc6</sub> <sup>2</sup> =	28,00	( mm )	I <sub>6</sub> =	6,93	( mm /hra)
T <sub>c7</sub> =	179	( min )	P <sub>tc7</sub> <sup>2</sup> =	25,31	( mm )	I <sub>7</sub> =	8,50	( mm /hra)
T <sub>c8</sub> =	198	( min )	P <sub>tc8</sub> <sup>2</sup> =	26,17	( mm )	I <sub>8</sub> =	7,95	( mm /hra)
T <sub>c9</sub> =	112	( min )	P <sub>tc9</sub> <sup>2</sup> =	21,54	( mm )	I <sub>9</sub> =	11,59	( mm /hra)
T <sub>c10</sub> =	217	( min )	P <sub>tc10</sub> <sup>2</sup> =	26,99	( mm )	I <sub>10</sub> =	7,47	( mm /hra)

### 2.3.4.2 Determinacion Del Gasto Máximo (Caudales)

(T = 1 en 10 años)

$$Q = (C \times I \times A) / 3,60 \text{ (m3/seg)}$$

C = Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente tiene en cuenta la relación entre la cantidad de precipitación que realmente es capaz de escurrir por la cuenca en estudio y la lluvia neta que cae sobre la misma. Sus valores dependen de la naturaleza del terreno, de la calidad del suelo, de los diferentes tipos de vegetación, de tipo de urbanización de la zona, del porcentaje de superficie impermeable, etc.

En nuestro caso, en función de las características de las cuencas de aporte descritas anteriormente, se ha adoptado un coeficiente de escorrentía de 0,37 para las áreas con vegetación y de 0,83 para las áreas con construcciones y pavimentos.



<b>cuenca</b>	<b>I</b> ( mm/hra )	<b>Area</b> ( km2 )	<b>C</b>	<b>Caudal</b> ( m3/seg )	<b>Caudal</b> ( lt/seg )
1	7,30	0,05172	0,37	0,0388	38,78
2	9,21	0,04690	0,37	0,0444	44,42
3	4,67	0,04290	0,37	0,0206	20,59
4	9,58	0,04290	0,37	0,0423	42,26
5	6,83	0,04290	0,37	0,0301	30,12
6	6,93	0,04290	0,37	0,0305	30,54
7	8,50	0,05172	0,37	0,0452	45,18
8	7,95	0,05172	0,37	0,0423	42,26
9	11,59	0,03711	0,83	0,0991	99,14
10	7,47	0,02522	0,83	0,0434	43,42

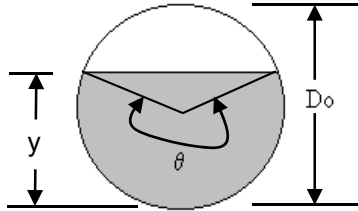
### 2.3.4.3 Verificación de las Conducciones

Con los caudales obtenidos, se verifican las secciones proyectadas

Verificación de pases de cañería PEAD en cunetas, corresponde al mayor caudal de la subcuenca 7 de 45, 18 l/seg

FLUJO EN CONDUCTOS  
CIRCULARES

CAÑO PEAD DIAMETRO 400 mm



$$\theta = 2 \tan^{-1} \left[ \frac{\sqrt{R^2 - (y-R)^2}}{R-y} \right] = \pi + 2 \tan^{-1} \left[ \frac{\sqrt{R^2 - (y-R)^2}}{R-y} \right]$$

$$R = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right)$$

$$Q - \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * J_0^{\frac{1}{2}} = 0$$

128,34 l/seg

DATOS DE ENTRADA: "D" e "y":	
D (mm) =	400,0
y (mm) =	300,00
y/ D (adim.) =	0,75
J fondo tubería =	0,002
n tubería =	0,01

Para cualquier valor de $0 < y/ D < 1$	
q (radianes) =	4,19
<b>q (°) =</b>	<b>240,00</b>

Para tubería llena	
Area llena (m2) =	0,126
R llena (m) =	0,100
T llena (m) =	0,000
P llena (m) =	1,257
D llena (m) =	∞
<b>Q tubería llena (m3/ s) =</b>	<b>0,121</b>

Para tubería parcialmente llena	
A (m2) =	0,059
R (m) =	0,097
T (m) =	0,399
<b>P (m) =</b>	<b>0,608</b>
Dh (m) =	0,15
Q tubería parc. llena (m3/ s) =	0,06
Q tubería parc. llena (l/s) =	55,44
Q tubería parc. llena (lpm) =	3326,27

(d / D) Q máx =	0,93
<b>Qmáx = 1.06*Qlleno (m3/ s) =</b>	<b>0,13</b>

La cañería de PEAD de 400 mm de diámetro, verifica para los caudales de todas las cuencas estudiadas.

## 2.3.4.4 Verificación De Canal Perimetral De Guarda

CÁLCULO DE ALTURA NORMAL POR FÓRMULA DE MANNING

CANAL RECTANGULAR COLECTOR

PLUVIAL

PERÍODO DE RETORNO T = 10 AÑOS

En la desembocadura de los tramos 3 - 4 - 5 y 6 concurre el mayor caudal y con este valor se calcula

$$V = (1/n) \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

CAUDAL	302,81 L/S	0,30281082 m3/seg
COEF n DE MANNING	0,03	
PEND LONGITUDINAL	0,005 o/oo	
ANCHO DE LA BASE	1 m	
TALUDES LATERALES (h/v)	0	
ALTURA NORMAL	0,36 m	
VELOCIDAD	0,84 m/s	
AREA	0,36 m2	
PERIMETRO MOJADO	1,72 m	
CAUDAL A SECCION LLENA	3,936 m3/seg	VERIFICA

## 2.4 Estación de Transferencia La Banda

Para la verificación de las instalaciones colectoras en el predio, se ha utilizado un modelo matemático que permite calcular los caudales de diseño para los mismos.

Se ha dividido el predio en una sola área tributaria, determinando el gasto correspondiente.

### 2.4.1 Análisis Hidrológico

#### AREAS TRIBUTARIAS

$$\text{Cuenca 1} = 5,226 \text{ (Hás)} = 0,05226 \text{ (Km}^2\text{)}$$

$$\text{Area total} = \underline{\hspace{1cm}} 0,05226 \text{ (Km}^2\text{)}$$

## 2.4.2 Calculo De Intensidad

$$I = P_t^T / T_c$$

Donde :

$P_t^T$  = Lluvia en mm de duración t minutos y T años de período de retorno

T = Período de retorno en años. (10 años)

t = Duración de la lluvia en minutos.

$T_c$  = Tiempo de concentración en (horas)

### 2.4.2.1 Calculo Del Tiempo De Concentracion

Los Tiempos de concentración de las cuencas aportantes se calcularán usando la fórmula de las experiencias de Giandotti, para cuencas menores a 200 Há, para zonas semi urbanizadas.

FORMULA DE GIANDOTTI

$$T_c \text{ (hrs)} = [4 \times (A)^{1/2} + 1.5 L] / [0.8 \times (H)^{1/2}]$$

Siendo:

$T_c$  = Tiempo de concentración en ( horas )

A = Superficie de la cuenca en ( kilómetros cuadrados)

L = Longitud del cauce principal de agua en ( kilómetros )

H = diferencia de nivel en metros entre la cota media de la cuenca y el punto de salida

Para la determinación de los tiempos de concentración, se ha considerado a tal efecto, los tiempos que tarda el excedente en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta su lugar de colección. Esto se ha evaluado considerando para tal fin que las aguas son conducidas en forma laminar hacia las cunetas y por estas a la zanja colectora excavada en terreno natural en el frente y luego por esta hacia el préstamo de la Ruta 34.

## 2.4.3 Calculo De Intensidad Tr = 10 Años

Tormenta de Diseño = mm

Para determinar la intensidad de la lluvia , se calcularán las precipitaciones para las cuencas en estudio utilizando el método de BELL para lo cual se recurre a los coeficientes de la U.S.B.R. para conocer la lluvia de 1 hora de duración y 10 años de período de retorno.

Tabla : 3702.404 (2) B2 B3 C Manual de Carreteras

$$P_d^T = K \times P_{24}^{10} \times CD_d^{10} \times CF_d^T \quad (mm) \quad d \text{ ( hrs )} = 1,0$$

$CD_d^{10} =$	0,193	$P_{24}^{10} =$	125,8944	( mm )
$CF_d^T =$	0,64	$K =$	1,1	

Por lo tanto :  $P_1^{10} = 17,11$  ( mm )

Para calcular la intensidad máxima para un período de retorno de diez años y los tiempos de concentración respectivos, se tiene :

$$P_t^T = ( 0.21 \times \text{Ln} ( T ) + 0.52 ) \times ( 0.54 \times t^{0.25} - 0.50 ) \times P_1^2$$

Donde:

$P_t^T$  = Lluvia en mm de duración t minutos y T años de período de retorno.

T = Período de retorno en años. T ( años ) = 10

t = Duración de la lluvia en minutos.

## 2.4.4 Calculo De Los Caudales De Aguas De Lluvia

Determinación de los tiempos de concentración (Tc):

CUENCA	L (km)	H1 (m)	H2 (m)	H (m)	A (km) <sup>2</sup>	T <sub>c</sub> (horas)	T <sub>c</sub> (minutos)	FORMULA
1	0,1400	209,000	208,500	0,250	0,05226	2,81	169	GIANDOTTI

Aporta a zanja en el frente

### Intensidad

$$T_{c1} = 169 \text{ (min)} \quad P_{tc1} = 24,82 \text{ (mm)} \quad I_1 = 8,83 \text{ (mm/hra)}$$

#### 2.4.4.1 Determinacion Del Gasto Máximo (Caudales)

(T = 1 en 10 años)

$$Q = (C \times I \times A) / 3,60 \text{ (m3/seg)}$$

C = Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente tiene en cuenta la relación entre la cantidad de precipitación que realmente es capaz de escurrir por la cuenca en estudio y la lluvia neta que cae sobre la misma. Sus valores dependen de la naturaleza del terreno, de la calidad del suelo, de los diferentes tipos de vegetación, de tipo de urbanización de la zona, del porcentaje de superficie impermeable, etc.

En nuestro caso, en función de las características de las cuencas de aporte descritas anteriormente, se ha adoptado un coeficiente de escorrentía de 0,37

para las áreas con vegetación y de 0,83 para las áreas con construcciones y pavimentos.

<b>cuenca</b>	<b>I</b> ( mm/hra )	<b>Area</b> ( km2 )	<b>C</b>	<b>Caudal</b> ( m3/seg )	<b>Caudal</b> ( lt/seg )
1	8,83	0,05226	0,83	0,1064	106,40

## 2.4.5 Verificacion De Las Conducciones

Con el caudal obtenido, se verifican las secciones proyectadas de las cunetas. Se calcula con el 50% del caudal determinado, ya que se cuenta con cunetas a ambos lados de las circulaciones.

Para su cálculo se utilizó el software Hcanales v 3.0, el cual arroja:

Cálculo del tirante normal, sección parabólica

Lugar: **ET LA BANDA** Proyecto:

Tramo: **CUNETA SEGMENTADA** Revestimiento:


**Datos:**

Caudal (Q):  m3/s

Espejo de agua (T):  m

Rugosidad (n):

Pendiente (S):  m/m



**Resultados:**

Tirante normal (y):  m

Perímetro (p):  m

Area hidráulica (A):  m2

Radio hidráulico (R):  m

Foco de la parábola (k):  m

Velocidad (v):  m/s

Número de Froude (F):

Energía específica (E):  m-Kg/Kg

Tipo de flujo: **Supercrítico**

Por lo tanto, la sección de las cunetas a cada lado de las calles de circulación tendrá una forma parabólica de 0,60 m de espejo y una profundidad final de 0,10 m, con una pendiente de 1%. Estas cunetas conducirán los pluviales hacia la zanja frentista, la cual deberá ser reperfilada.

**TABLA 27.- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING Y VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE EN CANALES**

<b>M A T E R I A L</b>	<b>n</b>	<b>Vmáx (m/s)</b>
<b>Canales sin revestimiento</b>		
Limo	0.030	0.50
Arena	0.030	0.75
Arcilla	0.030	1.50
Arena con pasto	0.035	1.50
Arcilla con pasto	0.035	2.50
Grava gruesa	0.030	2.40
Roca acabado perfilado	0.025	3.00
Roca acabado burdo	0.033	3.00
<b>Canales con revestimiento</b>		
Mampostería ó concreto ciclópeo con acabado burdo	0.030	5.80
Mampostería con acabado perfilado	0.020	5.80
Concreto con acabado pulido, froteado o escobillado	0.014	7.40
Concreto lanzado	0.018	5.00
Piedra colocada a mano	0.030	5.80
Piedra colocada a volteo	0.035	5.00
Gavión	0.028	5.00
<b>Cunetas en vialidades</b>		
Concreto acabado pulido	0.012	5.0
Pavimento asfáltico acabado fino	0.013	3.5
Pavimento asfáltico acabado rugoso	0.016	3.5
Guarnición de concreto y pavimento asfáltico, acabado fino	0.013	3.5
Guarnición de concreto y pavimento asfáltico, acabado rugoso	0.015	3.5
Pavimento de concreto acabado froteado	0.014	5.0
Pavimento de concreto acabado escobillado	0.016	5.0

# **SISTEMA DE AGUA POTABLE E INCENDIO**



## 3 CA SANTIAGO

### 3.1 Memoria Descriptiva de la Red de Agua Potable e Incendio de la CA SANTIAGO

La red interna se abastecerá a través de camiones aguateros que descargarán en una cisterna ubicada en el predio con altura no superior a 3.5 m sobre el nivel de terreno, para facilitar el proceso de llenado. Posterior a la cisterna se ubica un equipo de presurización capaz de impulsar un  $Q=13$  L/s a una  $P=15$  mca. A partir de este punto e distribuye a los diferentes sectores a abastecer se mencionan a continuación:

- Sanitarios SUM y comedor.
- Vigilancia y Refugio de Cargadores
- Administración, Oficina de Báscula y Primeros Auxilios
- Galpón de clasificación.
- Galpón de Mantenimiento.
- Planta de Tratamiento de Lixiviados

#### • **Cisterna**

Se refiere a una cisterna de hormigón armado semienterrada a 0.50 m de profundidad, lo que ayuda a la estabilidad de la estructura, esta tendrán capacidad de  $100\text{ m}^3$ , suficiente para almacenar el caudal para abastecimiento de las obras civiles y el sistema contra incendio.

Las dimensiones de la cisterna son 8.20 m de largo por 4.20 m de ancho y 3.62 m de alto de los cuales la losa inferior y una altura de 0.50 m estarán enterrados sobre el terreno a implantar. Los muros tendrán un espesor de 0.20 m reforzado con 2 columnas en el eje central de 0.30 x 0.30 m.

Contará con acceso en la parte superior para el ingreso del caudal y del mantenimiento. Además de tubería de ventilación, limpieza y rebose. Así como cañería de 75 mm que va al equipo de presurización. Adicionalmente valvulería de operación y control y escalera de acceso.

#### • **Equipo de presurización**

Resguardado en una caseta de mampostería, se ubicará próximo a la cisterna el equipo de presurización el cual constará de un equipo de bombeo con capacidad de sostener un caudal de 13 L/s con presión de 15 mca. Constará con todos los dispositivos eléctricos, mecánicos e hidráulicos que posibiliten su seguridad, operación y control.

#### • **Red de Agua potable e Incendio**

Los caños deberán ser DN 75mm, instalados a una profundidad mínima de 0.80 m y máxima de 1.00 m. La traza será preferiblemente bajo veredas o vialidad pavimentadas, de lo contrario será protegida con 0.30 m de hormigón pobre sobre el tubo.

Para la mitigación de incendios, si dispuso de hidrantes de  $1\frac{3}{4}$ " con radio de acción de 40 m y se aseguró un caudal de 180 L/min y presión de al menos 8 mca.

La red culmina en los puntos de conexión con las obras civiles y/o con las canillas para mantenimiento de áreas. Estas canillas serán de DN 1/2" y estarán fijadas en la mampostería del área a servir a una altura de 0.70 m.

## 3.2 Memoria de Cálculo de la Instalación

Para el dimensionamiento de las instalaciones se determinaron los caudales requeridos en los diferentes puntos de la planta, bajo las siguientes consideraciones:

- Se estimaron los siguientes gastos por artefacto:
  - Lavabo: 0.1 L/s
  - Ducha: 0.15 L/s
  - Inodoro: 0.5 L/s
  - Pileta de cocina: 0.3 L/s
  - Canilla: 0.2 L/s
  - Mingitorio: 0.1 L/s
  - Hidrante: 3.0 L/s
- Se determinó el coeficiente de simultaneidad según la siguiente fórmula:  
$$K = 1/(n-1)^{0.5}$$
 siendo n la cantidad de artefactos en el área.
- Realizando el producto de gasto por artefacto y cantidad de artefactos multiplicado por el coeficiente de simultaneidad, obtenemos el gasto total en cada área.
- Para determinar el diámetro se aplicó el principio de diámetro económico con velocidades que varíen entre 0.5 m/s y 2.0 m/s.
- Para verificar que la propuesta de red de agua potable e incendio es capaz de balancear los caudales y las presiones a través de toda la red hasta sus puntos de demanda más alejados y que los diámetros propuestos tienen suficiente capacidad, se ha realizado una modelación a través de Software especializado de modelación hidráulica.
- Se cargaron los gastos por nodo en cada área.
- Mediante iteraciones del sistema, bajo el principio de diámetro económico, se identificó la red troncal y las redes secundaria; escogiéndose PVC como material, asignando un coeficiente de Hazzen – Williams de C=150, arrojando diámetros entre 50 mm y 75mm.
- Los principales resultados hidráulicos de interés de la modelación a través del Software se presentan en tablas donde se describe para cada tramo: la identificación, longitud, diámetro, material, caudal y velocidad. Igualmente se describe por nodo: su identificación y presión con consumo promedio.
- Para completar el resultado de la modelación se generaron planos para cada escenario que presentan los valores anteriormente indicados. Los mismos se presentan en el **Anexo 9.2**.

**CÁLCULO DE RED DE AGUA POTABLE E INCENDIO  
CA SANTIAGO**

<b>Sanitarios SUM y Comedor</b>				<b>Planta de Lixiviados</b>					
<b>Artefacto</b>	<b>l/s</b>	<b>cant</b>	<b>G ind</b>	<b>Artefacto</b>	<b>l/s</b>	<b>cant</b>	<b>G ind</b>		
Lavabo	0.1	16	1.60	Lavabo	0.1		0		
Ducha	0.15	20	3.00	Ducha	0.15		0		
Inodoro	0.5	12	6.00	Inodoro	0.5		0		
Pileta de Cocina	0.3	4	1.20	Pileta de Cocina	0.3		0		
Canilla	0.2		0.00	Canilla	0.2	1	0.2		
Mingitorio	0.1	4	0.40	Mingitorio	0.1		0		
Hidrante	3		0.00	Hidrante	3	1	3		
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>56</b>	<b>12.20</b>	<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>2</b>	<b>3.2</b>		
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.13	-	Coef. Simult.	<b>K</b>	1.00	-		
Gasto Total	<b>G</b>	<b>1.65</b>	l/s	Gasto Total	<b>G</b>	<b>3.20</b>	l/s		
<b>Vigilancia y Refugio de cargadores</b>				<b>Galpon de Clasificación</b>					
<b>Artefacto</b>	<b>l/s</b>	<b>cant</b>	<b>G ind</b>	<b>Artefacto</b>	<b>l/s</b>	<b>cant</b>	<b>G ind</b>		
Lavabo	0.1	3	0.3	Lavabo	0.1		0		
Ducha	0.15		0	Ducha	0.15		0		
Inodoro	0.5	2	1	Inodoro	0.5		0		
Pileta de Cocina	0.3		0	Pileta de Cocina	0.3		0		
Canilla	0.2		0	Canilla	0.2	6	1.2		
Mingitorio	0.1	2	0.2	Mingitorio	0.1		0		
Hidrante	3	1	3	Hidrante	3	3	9		
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>8</b>	<b>4.5</b>	<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>9</b>	<b>10.2</b>		
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.38	-	Coef. Simult.	<b>K</b>	0.35	-		
Gasto Total	<b>G</b>	<b>1.70</b>	l/s	Gasto Total	<b>G</b>	<b>3.61</b>	l/s		
<b>Adm, Bascula, P. Auxilios y G. Mtto.</b>									
<b>Artefacto</b>	<b>l/s</b>	<b>cant</b>	<b>G ind</b>						
Lavabo	0.1	3	0.3						
Ducha	0.15		0						
Inodoro	0.5	2	1						
Pileta de Cocina	0.3		0						
Canilla	0.2	1	0.2						
Mingitorio	0.1	1	0.1						
Hidrante	3	2	6						
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>9</b>	<b>7.6</b>						
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.35	-						
Gasto Total	<b>G</b>	<b>2.69</b>	l/s						
					<b>Caudal Total</b>			<b>12.84</b>	<b>l/s</b>
					<b>Almacenamiento Total</b>			<b>100.000</b>	<b>l</b>

**RESULTADOS DE CÁLCULOS HIDRÁULICOS  
CA SANTIAGO**

<b>Id Tramo</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Id Nodo</b>	<b>Demanda (L/s)</b>	<b>Presión (mca)</b>
P-4	12	75,0	1,70	0,38	J-2	0,00	11,58
P-5	17	75,0	1,70	0,38	J-3	1,70	11,55
P-6	23	75,0	1,70	0,38	J-4	0,00	11,62
P-7	5	75,0	1,70	0,38	J-5	0,00	11,67
P-8	5	75,0	1,70	0,38	J-6	0,00	11,68
P-9	23	75,0	5,77	1,31	J-7	0,00	11,69
P-10	19	75,0	8,26	1,87	J-8	0,00	12,18
P-11	20	75,0	2,31	0,52	J-9	1,65	11,39
P-12	11	75,0	1,38	0,31	J-10	0,00	11,32
P-13	23	75,0	1,38	0,31	J-11	0,00	11,33
P-14	11	75,0	1,38	0,31	J-12	0,00	11,37
P-15	13	75,0	1,38	0,31	J-13	0,00	11,38
P-16	26	75,0	4,07	0,92	J-14	2,69	11,40
P-17	23	75,0	4,31	0,97	J-15	0,00	11,10
P-18	38	75,0	3,73	0,84	J-16	0,00	10,74
P-19	38	75,0	3,73	0,84	J-17	3,61	10,37
P-20	59	75,0	0,12	0,03	J-18	0,00	10,37
P-21	10	75,0	4,26	0,96	J-19	0,00	10,50
P-22	39	75,0	4,26	0,96	J-20	0,00	10,97
P-23	10	75,0	4,26	0,96	J-21	0,00	11,10
P-24	20	75,0	0,58	0,13	J-22	0,00	9,71
P-25	24	75,0	3,68	0,83	J-23	0,00	9,60
P-26	51	75,0	4,38	0,99	J-24	4,38	9,51
P-27	9	75,0	4,38	0,99	J-27	0,00	16,78
P-28	7	75,0	4,38	0,99			
P-33	3	75,0	0,00	0,00			
P-34	42	75,0	14,03	3,18			
P-35	5	75,0	19,95	4,52			
P-36	5	75,0	14,03	3,18			
P-37	6	75,0	14,03	3,18			

## 4 ET LA BANDA

### 4.1 Memoria Descriptiva de la Red de Agua Potable e Incendio de la ET La Banda

La red interna se abastecerá a través de camiones aguateros que descargarán en una cisterna ubicada en el predio con altura no superior a 3.5 m sobre el nivel de terreno, para facilitar el proceso de llenado. Posterior a la cisterna se ubica un equipo de presurización capaz de impulsar un  $Q= 13 \text{ L/s}$  a una  $P= 15 \text{ mca}$ . A partir de este punto e distribuye a los diferentes sectores a abastecer se mencionan a continuación:

- Sanitarios SUM y comedor.
- Vigilancia y Refugio de Cargadores
- Administración, Oficina de Báscula y Primeros Auxilios
- Playa de Maniobras
- Compactador y Galpón de Mantenimiento

#### • **Cisterna**

Se refiere a una cisterna de hormigón armado semienterrada a 0.50 m de profundidad, lo que ayuda a la estabilidad de la estructura, esta tendrán capacidad de  $100 \text{ m}^3$ , suficiente para almacenar el caudal para abastecimiento de las obras civiles y el sistema contra incendio.

Las dimensiones de la cisterna son 8.20 m de largo por 4.20 m de ancho y 3.62 m de alto de los cuales la losa inferior y una altura de 0.50 m estarán enterrados sobre el terreno a implantar. Los muros tendrán un espesor de 0.20 m reforzado con 2 columnas en el eje central de  $0.30 \times 0.30 \text{ m}$ .

Contará con acceso en la parte superior para el ingreso del caudal y del mantenimiento. Además de tubería de ventilación, limpieza y rebose. Así como cañería de 75 mm que va al equipo de presurización. Adicionalmente valvulería de operación y control y escalera de acceso.

#### • **Equipo de presurización**

Resguardado en una caseta de mampostería, se ubicará próximo a la cisterna el equipo de presurización el cual constará de un equipo de bombeo con capacidad de sostener un caudal de  $13 \text{ L/s}$  con presión de 15 mca. Constará con todos los dispositivos eléctricos, mecánicos e hidráulicos que posibiliten su seguridad, operación y control.

#### • **Red de Agua potable e Incendio:**

Los caños deberán ser DN 75mm, instalados a una profundidad mínima de 0.80 m y máxima de 1.00 m. La traza será preferiblemente bajo veredas o vialidad pavimentadas, de lo contrario será protegida con 0.30 m de hormigón pobre sobre el tubo.

Para la mitigación de incendios, si dispuso de hidrantes de  $1 \frac{3}{4}$ " con radio de acción de 40 m y se aseguró un caudal de  $180 \text{ L/min}$  y presión de al menos 8 mca.

La red culmina en los puntos de conexión con las obras civiles y/o con las canillas para mantenimiento de áreas. Estas canillas serán de DN  $1/2$ " y estarán fijadas en la mampostería del área a servir a una altura de 0.70 m.

## 4.2 Memoria de Cálculo de la Instalación

Para el dimensionamiento de las instalaciones se determinaron los caudales requeridos en los diferentes puntos de la planta, bajo las siguientes consideraciones:

- Se estimaron los siguientes gastos por artefacto:
  - Lavabo: 0.1 L/s
  - Ducha: 0.15 L/s
  - Inodoro: 0.5 L/s
  - Pileta de cocina: 0.3 L/s
  - Canilla: 0.2 L/s
  - Mingitorio: 0.1 L/s
  - Hidrante: 3.0 L/s
- Se determinó el coeficiente de simultaneidad según la siguiente fórmula:  
$$K = 1/(n-1)^{0.5}$$
 siendo n la cantidad de artefactos en el área.
- Realizando el producto de gasto por artefacto y cantidad de artefactos multiplicado por el coeficiente de simultaneidad, obtenemos el gasto total en cada área.
- Para determinar el diámetro se aplicó el principio de diámetro económico con velocidades que varíen entre 0.5 m/s y 2.0 m/s.
- Para verificar que la propuesta de red de agua potable e incendio es capaz de balancear los caudales y las presiones a través de toda la red hasta sus puntos de demanda más alejados y que los diámetros propuestos tienen suficiente capacidad, se ha realizado una modelación a través de Software especializado de modelación hidráulica.
- Se cargaron los gastos por nodo en cada área.
- Mediante iteraciones del sistema, bajo el principio de diámetro económico, se identificó la red troncal y las redes secundaria; escogiéndose PVC como material, asignando un coeficiente de Hazzen – Williams de C=150, arrojando diámetros entre 50 mm y 75mm.
- Los principales resultados hidráulicos de interés de la modelación a través del Software se presentan en tablas donde se describe para cada tramo: la identificación, longitud, diámetro, material, caudal y velocidad. Igualmente se describe por nodo: su identificación y presión con consumo promedio.
- Para completar el resultado de la modelación se generaron planos para cada escenario que presentan los valores anteriormente indicados. Los mismos se presentan en el **Anexo 9.2**.

**CÁLCULO DE RED DE AGUA POTABLE E INCENDIO  
ET LA BANDA**

<b>Sanitarios SUM y Comedor</b>				<b>Playa de Maniobras</b>			
Artefacto	l/s	cant	G ind	Artefacto	l/s	cant	G ind
Lavabo	0.1	8	0.80	Lavabo	0.1		0
Ducha	0.15	10	1.50	Ducha	0.15		0
Inodoro	0.5	6	3.00	Inodoro	0.5		0
Pileta de Cocina	0.3	2	0.60	Pileta de Cocina	0.3		0
Canilla	0.2		0.00	Canilla	0.2	4	0.8
Mingitorio	0.1	2	0.20	Mingitorio	0.1		0
Hidrante	3	2	6.00	Hidrante	3	2	6
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>30</b>	<b>12.10</b>	<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>6</b>	<b>6.8</b>
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.19	-	Coef. Simult.	<b>K</b>	0.45	-
Gasto Total	<b>G</b>	<b>2.25</b>	l/s	Gasto Total	<b>G</b>	<b>3.04</b>	l/s
<b>Vigilancia y Refugio de cargadores</b>				<b>Compactador y Galpón de Mtto.</b>			
Artefacto	l/s	cant	G ind	Artefacto	l/s	cant	G ind
Lavabo	0.1	3	0.3	Lavabo	0.1		0
Ducha	0.15		0	Ducha	0.15		0
Inodoro	0.5	2	1	Inodoro	0.5		0
Pileta de Cocina	0.3		0	Pileta de Cocina	0.3		0
Canilla	0.2		0	Canilla	0.2	7	1.4
Mingitorio	0.1	2	0.2	Mingitorio	0.1		0
Hidrante	3	2	6	Hidrante	3	2	6
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>9</b>	<b>7.5</b>	<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>32</b>	<b>29.1</b>
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.35	-	Coef. Simult.	<b>K</b>	0.18	-
Gasto Total	<b>G</b>	<b>2.65</b>	l/s	Gasto Total	<b>G</b>	<b>5.23</b>	l/s
<b>Administración, Bascula y P. Auxilios</b>				<b>Caudal Total</b>			
Artefacto	l/s	cant	G ind	<b>10.13</b>		<b>l/s</b>	
Lavabo	0.1	3	0.3	<b>Almacenamiento Total</b>			
Ducha	0.15		0	<b>100.000</b>		<b>l</b>	
Inodoro	0.5	2	1				
Pileta de Cocina	0.3		0				
Canilla	0.2		0				
Mingitorio	0.1	1	0.1				
Hidrante	3	2	6				
<b>Total</b>	<b>n</b>	<b>17</b>	<b>14.9</b>				
Coef. Simult.	<b>K</b>	0.25	-				
Gasto Total	<b>G</b>	<b>3.73</b>	l/s				

**RESULTADOS DE CÁLCULOS HIDRÁULICOS  
ET LA BANDA**

<b>Id Tramo</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Velocidad (m/s)</b>	<b>Id Nodo</b>	<b>Demanda (L/s)</b>	<b>Presión (mca)</b>
P-5	4	75,0	2,25	0,51	J-3	0,00	10,67
P-6	18	75,0	2,25	0,51	J-4	0,00	10,68
P-7	21	75,0	2,25	0,51	J-5	0,00	10,75
P-8	8	75,0	2,25	0,51	J-6	0,00	10,83
P-9	18	75,0	5,23	1,18	J-7	0,00	10,86
P-10	40	75,0	5,23	1,18	J-8	0,00	10,53
P-11	15	75,0	5,23	1,18	J-9	0,00	9,82
P-12	19	75,0	5,23	1,18	J-10	0,00	9,56
P-13	12	75,0	5,23	1,18	J-11	0,00	9,22
P-14	43	75,0	0,00	0,00	J-12	0,00	4,86
P-15	14	75,0	5,23	1,18	J-13	0,00	9,00
P-16	19	75,0	0,00	0,00	J-14	5,23	4,60
P-17	19	75,0	0,00	0,00	J-15	0,00	10,83
P-19	36	75,0	2,25	0,51	J-16	0,00	10,53
P-20	37	75,0	7,48	1,69	J-17	0,00	10,66
P-21	58	75,0	7,48	1,69	J-18	2,25	10,53
P-22	7	75,0	2,65	0,60	J-19	0,00	12,14
P-23	75	75,0	2,65	0,60	J-20	0,00	14,15
P-24	13	75,0	2,65	0,60	J-21	0,00	14,12
P-25	38	75,0	2,65	0,60	J-22	0,00	13,74
P-28	16	75,0	2,65	0,60	J-23	0,00	13,67
P-29	59	75,0	2,65	0,60	J-24	0,00	13,48
P-30	13	75,0	2,65	0,60	J-25	0,00	13,39
P-31	14	75,0	2,65	0,60	J-26	0,00	13,10
P-35	2	75,0	2,25	0,51	J-27	0,00	13,03
P-37	8	75,0	10,13	2,29	J-28	2,65	12,96
P-38	10	75,0	11,52	2,61			
P-39	6	75,0	10,13	2,29			





República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional  
Las Malvinas son argentinas

**Hoja Adicional de Firmas**  
**Informe gráfico**

**Número:**

**Referencia:** Antecedentes - Estudios Hidrológicos e Hidráulicos - La Banda, Santiago

---

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 40 pagina/s.