

ANEJO Nº 08

Cálculos Hidráulicos

ÍNDICE:

1. CONTEXTO	1
2. INTRODUCCIÓN	2
3. CAUDALES DE DISEÑO	4
3.1 ESTUDIO DE CAUDALES DE AGUA RESIDUAL	4
3.2 DESARROLLO ACTUAL	4
3.3 HORIZONTES (CP, MP, LP)	6
3.4 ESTUDIO DE CAUDALES DE AGUA PLUVIAL	9
4. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS COLECTORES	13
4.1 TRAMOS 1 Y 2. EMISARIO C-3 DN800 EN PVC Y EMISARIO B-4 DN1200	15
4.2 TRAMO 3. EMISARIO B-5	18
4.2.1 Sección Circular DN1200 PVC-U.	19
4.2.2 Cruce arroyo de la Poveda	20
5. ALIVIADERO	21
5.1 ALIVIADERO EXISTENTE	21
5.2 NUEVO ALIVIADERO	25
5.3 CAUDALES DE CÁLCULO	25
5.3.1 Caudales máximos de entrada al aliviadero, QEA	25
5.3.2 Caudales de salida del aliviadero, QSA	26
5.3.3 Caudal aliviado, Qaliv	26
5.4 LONGITUD DEL ALIVIADERO Y ALTURA DE LA LÁMINA DE VERTIDO	27
5.4.1 Longitud de aliviadero	27
5.4.2 Orificio de regulación	28
5.5 RESUMEN DE CÁLCULO DE ALIVIADERO	29
5.6 ELEMENTOS AUXILIARES	31

APÉNDICES

APÉNDICE 8.1. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B4

APÉNDICE 8.2. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR C3

APÉNDICE 8.3. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN MARCO

APÉNDICE 8.4. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN CIRCULAR

APÉNDICE 8.5. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN CIRCULAR TRAMO 2

1. CONTEXTO

El objetivo del presente anejo es la comprobación hidráulica y el dimensionamiento de colectores y obras hidráulicas definidas en el ámbito del “Proyecto de Construcción Actuaciones Sistema El Endrinal. Tramo B-5 en los TT.MM de Alpedrete y Collado de Villalba”. Los datos de partida para la realización del cálculo hidráulico son los caudales de aguas pluviales y de aguas residuales incluidos en el presente anejo.

2. INTRODUCCIÓN

El sistema “El Endrinal” da servicio a los núcleos urbanos de los municipios de Navacerrada (parcial), Collado Mediano, Alpedrete, Morálzarzal (parcial), El Escorial (parcial), Guadarrama (parcial), Galapagar (parcial) y Collado Villalba, para finalmente llegar a la EDAR de El Endrinal sita en este último término municipal.

El sistema de colectores y emisarios de la EDAR “El Endrinal” se compone de varios emisarios y colectores denominados A, B, C, D, F y un emisario de diámetro 2.500 mm que recoge todas las aguas residuales de los colectores y emisarios A, B, C, D y F hasta llevarlas a la EDAR El Endrinal.

El colector A-1 recoge aguas residuales del municipio de Navacerrada, por su parte el colector A-2 y el emisario A-3 recogen las aguas residuales de Collado Mediano y que se unen a las que vienen desde el A-1.

El colector B-1 recoge las aguas residuales de otra parte de Collado Mediano y el emisario B-2 recoge las aguas del emisario A-3 y B-1, afectando a los términos municipales de Collado Mediano, Guadarrama y Alpedrete para descargar en el emisario B-3 que recoge además las aguas de parte de Alpedrete.

El emisario B-4 recoge las aguas residuales que provienen del resto del término municipal de Alpedrete más las que discurren por el emisario B-3.

Por otro lado, en el ramal Este del sistema, por los colectores y emisarios C-1, C-2, C-3 y C-4 discurren las aguas residuales recogidas en Morálzarzal y una parte de Collado Villalba.

Los emisarios B-4 de diámetro $D=1000$ mm de hormigón, y C-3 de diámetro $D=800$ mm de PVC-U se unen en el pozo nº42 en la margen derecha del arroyo de La Poveda junto a la autopista AP-6. Desde este mismo pozo, y una vez cruzada la autopista, discurre el emisario B-5 de diámetro $D=1.200$ mm de hormigón en paralelo a la margen derecha del arroyo.

Actualmente, determinados tramos ubicados entre los pozos indicados se encuentran a contrapendiente y están originando vertidos al arroyo de La Poveda por los aliviaderos situados en los pozos 30 y 42 cuando se produce un episodio intenso de lluvia.

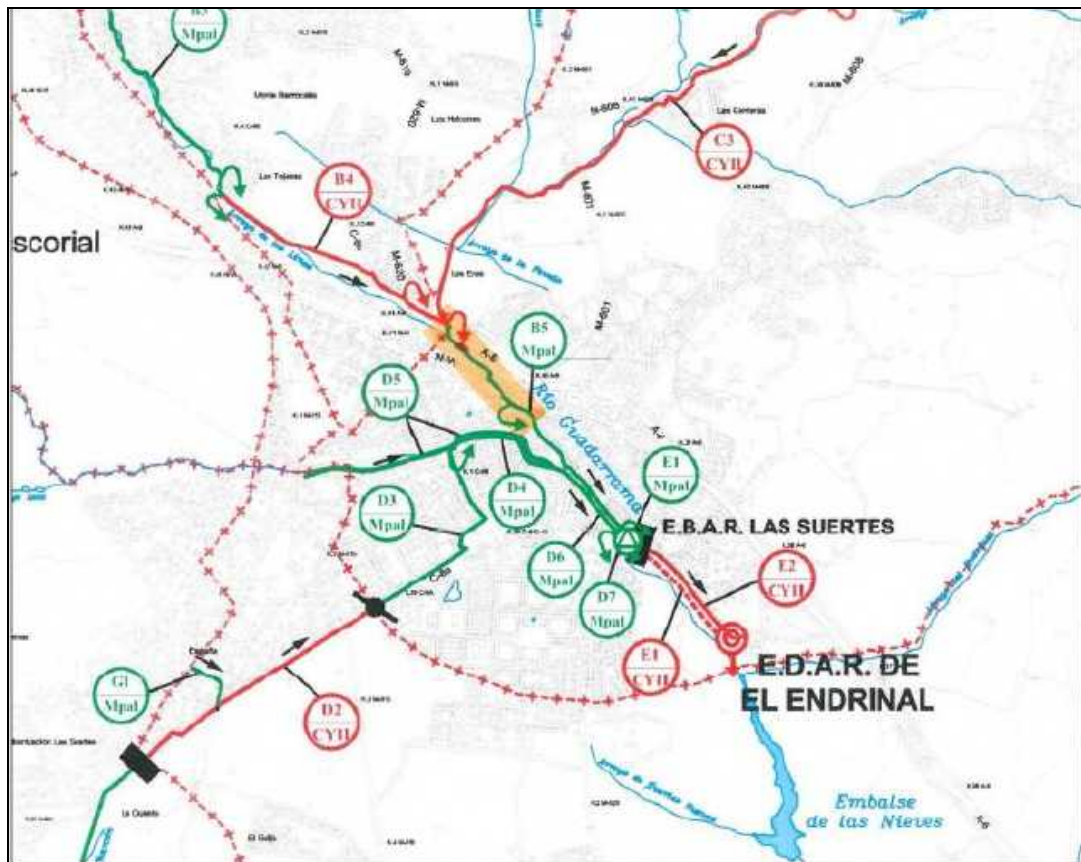


Figura 1: Sistema De El Endrinal

El proyecto tiene como objetivo:

- Sustituir un tramo del actual emisario B-5 (red unitaria de aguas fecales y pluviales) del sistema El Endrinal desde la arqueta aliviadero situada en el pozo 42 hasta el pozo P.43BK-119 de la red actual, la longitud total del nuevo trazado será de 820 m.
- Sustituir el aliviadero actual.
- Sustituir un tramo del colector C-3 en DN800 PVC-U entre pozo de registro N-1 y arqueta aliviadero por nuevo colector en DN800 y PVC-U.
- Sustituir un tramo del colector B-4 en DN1000 en Fibrocemento por nuevo colector DN1200 en PVC-U entre pozo de registro N-44 y arqueta aliviadero.

Se presentan en este Anejo los cálculos hidráulicos realizados en la red de colectores e infraestructuras correspondientes a los tramos indicados en el párrafo anterior.

Estos cálculos abarcan la definición y diseño del aliviadero así como la del nuevo tramo de emisario desde el aliviadero al pozo de conexión a la red existente.

3. CAUDALES DE DISEÑO

3.1 ESTUDIO DE CAUDALES DE AGUA RESIDUAL

Para el cálculo del caudal actual y futuro se ha utilizado la información facilitada por las siguientes áreas de Canal de Isabel II Gestión:

- Subdirección de Planeamiento y Coordinación Municipal.
- Subdirección I+D+I.

Para el análisis de la demanda actual, a corto, medio y largo plazo, se estiman los siguientes porcentajes de consolidación urbanística respecto al techo de planeamiento, en función de la clasificación urbanística del suelo:

Fase de Planeamiento	ACTUAL	CP	MP	LP
Desarrollado o recepcionado	96%	96%	97%	99%
No desarrollado con informe	0%	15%	50%	75%
No desarrollado sin informe	0%	5%	15%	45%

Para calcular el crecimiento de unidades urbanísticas a largo plazo se toma como punto de partida los datos urbanísticos y la previsión de crecimiento a 2027 entregada por la Subdirección de Planeamiento y Coordinación Municipal.

Resultando las siguientes viviendas en función del año de análisis:

3.2 DESARROLLO ACTUAL

ALPEDRETE

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. TER/IND/DOT	Z. VERDES (Ha)
Número	m ²	Número	m ²		
2.088	0	4.871	0	206.075	0,00

COLLADO MEDIANO

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. TER/IND/DOT	Z. VERDES (Ha)
Número	m ²	Número	m ²		
799	0	3.189	0	59.662	0,00

GUADARRAMA

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. TER/IND/DOT	Z. VERDES (Ha)
Número	m ²	Número	m ²		
22	0	954	0	23.405	0,00

MORALZARZAL

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. TER/IND/DOT	Z. VERDES (Ha)
Número	m ²	Número	m ²		
1.955	0	4.290	0	414.943	0,00

NAVACERRADA

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. TER/IND/DOT	Z. VERDES (Ha)
Número	m ²	Número	m ²		
1.416	0	942	0	46.006	0,00

3.3 HORIZONTES (CP, MP, LP)

ALPEDRETE

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. Ter/Ind/Dot (m2)	Z. Verdes (Ha)	
Número	m2	Número	m2			
0	7.955	0	108.838	27.072	3,21	LP
0	3.439	0	40.706	9.989	1,16	MP
0	473	0	10.562	2.550	0,26	CP

COLLADO MEDIANO

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. Ter/Ind/Dot (m2)	Z. Verdes (Ha)	
Número	m2	Número	m2			
0	2.246	0	226.274	57.270	4,18	LP
0	749	0	124.952	26.783	2,14	MP
0	0	0	36.536	8.208	0,59	CP

GUADARRAMA

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. Ter/Ind/Dot (m2)	Z. Verdes (Ha)	
Número	m2	Número	m2			
0	295	0	22.733	1.118	7,09	LP
0	98	0	8.831	450	3,65	MP
0	0	0	0	0	0,63	CP

MORALZARZAL

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. Ter/Ind/Dot (m2)	Z. Verdes (Ha)	
Número	m2	Número	m2			
0	16.972	0	94.355	29.514	7,04	LP
0	9.482	0	49.669	12.186	4,04	MP
0	2.295	0	12.899	2.465	1,14	CP

NAVACERRADA

Viviendas Multifamiliares		Viviendas Unifamiliares		Edif. Ter/Ind/Dot (m2)	Z. Verdes (Ha)	
Número	m2	Número	m2			
0	3.721	0	89.225	33.250	9,04	LP
0	1.240	0	52.983	20.949	5,33	MP
0	0	0	15.585	6.165	1,57	CP

Las dotaciones, para el futuro crecimiento urbanístico, que se establecen para cada uso son las siguientes:

	Residencial		Terciario, Dotacional e Industrial (l/m² edificable y día)	Zonas verdes (l/m² y día)
	Viviendas Unifamiliares (l/m² edificable y día)	Viviendas multifamiliares (l/m² edificable y día)		
Suelo Urbano No Consolidado (SNUNC) sin desarrollar	9,5	8,0	8,0	1,5
Suelo Urbanizable Sectorizado (SUS) sin desarrollar				
Suelo Urbanizable No Sectorizado (SNUS) sin desarrollar				

Las superficies edificables unitarias, según la tipología de vivienda considerada para el cálculo de la edificabilidad total son las siguientes:

	m² edificable/ud
Viviendas multifamiliares	90
Viviendas unifamiliares	150

Como coeficientes de retorno a la red de saneamiento se tomará:

	Coef. retorno
Viviendas multifamiliares	1,00
Viviendas unifamiliares	0,73
Edif. Ter/Ind/Dot	0,90

Considerando los incrementos de unidades urbanísticas a largo plazo y las dotaciones señaladas, los caudales estimados por el planeamiento urbanístico se reflejan en la siguiente tabla:

Año	ACTUAL	CP	MP	LP
Q _m (l/s)	186,66	195,08	219,81	254,42
Q _m (m3/día)	16.127,20	16.855,00	18.991,17	21.982,31

Siendo Q_m el caudal medio de aguas residuales para cada horizonte analizado después de aplicar las dotaciones para cada tipo de uso del suelo.

Atendiendo a las estimaciones de población realizadas y a los coeficientes puntas resultantes, se relacionan a continuación, en l/s, los caudales base de diseño:

$$Q_p = 1,6 \times [(QD_m + QI_m)^{1/2} + (QD_m + QI_m)] \leq 3 \times (QD_m + QI_m)$$

$$Q_{m \text{ act}} = 186,66 \text{ l/s}$$

$$Q_{p \text{ act}} = 320,52 \text{ l/s}$$

$$Q_{m \text{ l.p}} = 254,42 \text{ l/s}$$

$$Q_{p \text{ l.p}} = 432,59 \text{ l/s}$$

3.4 ESTUDIO DE CAUDALES DE AGUA PLUVIAL

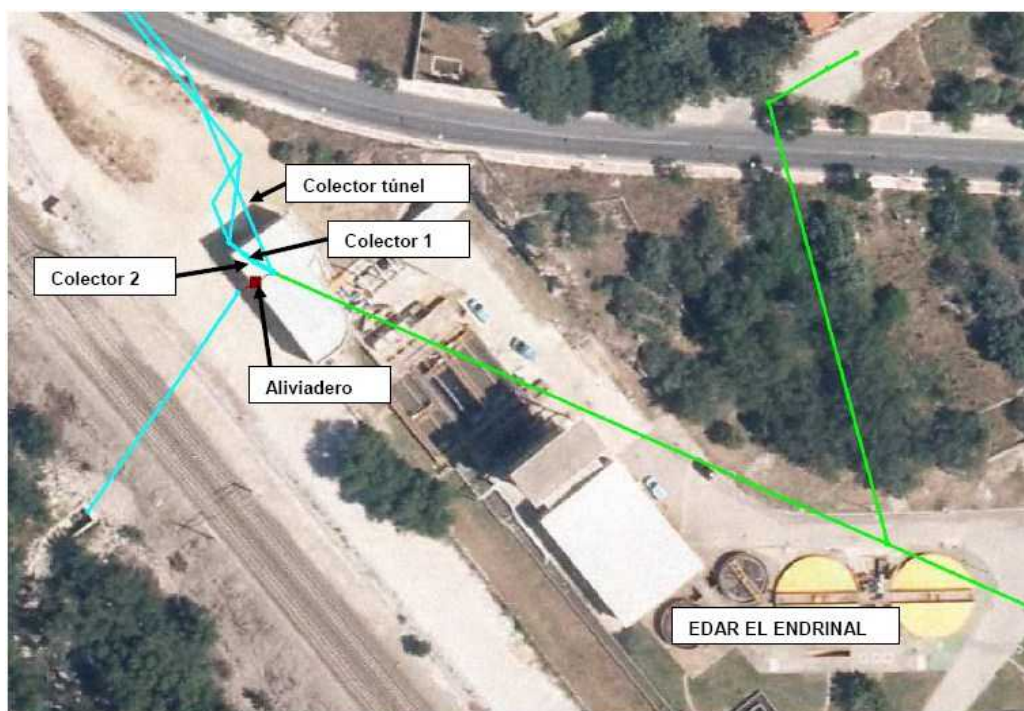
Para el cálculo de los caudales de aguas pluviales se ha utilizado la información proporcionada por el Canal de Isabel II y que viene recogida en el Estudio de Diagnóstico de Saneamiento de El Endrinal con fecha Octubre de 2014.

El estudio lleva a cabo un análisis del comportamiento actual del sistema realizando una modelación de la red tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia pésima. Así mismo en el apartado 8.3 del citado estudio se comprueba el comportamiento particular de cada aliviadero para estas dos hipótesis, analizando los caudales de entrada, salida y vertido en cada aliviadero.

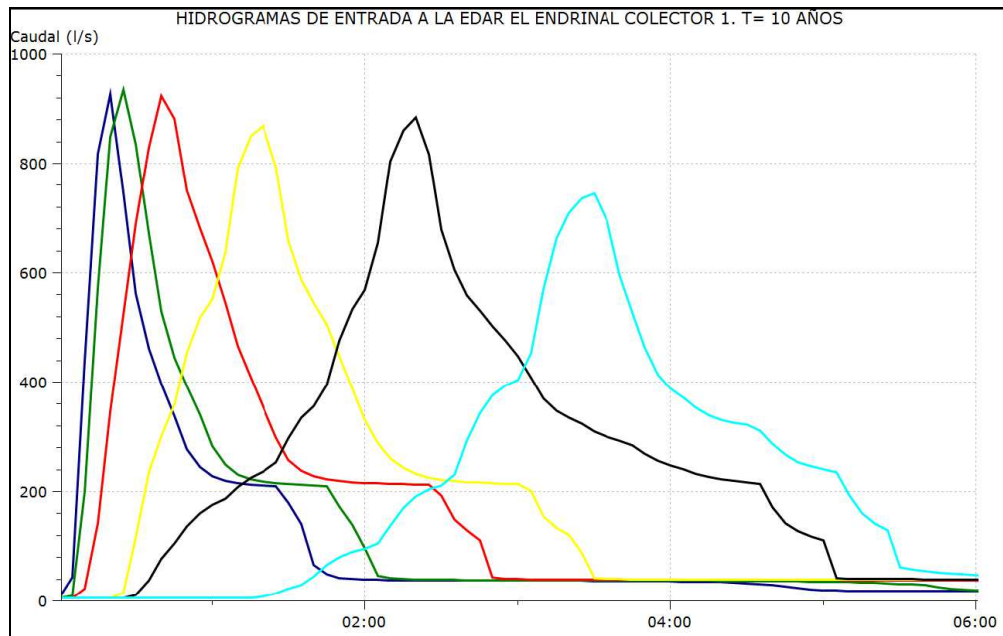
El periodo de retorno utilizado para las lluvias es de 10 años. Se considera lluvia pésima a aquella que da el mayor hidrograma de entrada en la EDAR de “El Endrinal”.

Inmediatamente antes de la entrada en la EDAR existe un aliviadero al que llegan tres colectores que se van a denominar colector túnel, colector 1 y colector 2. Los caudales comparativos se miden en estos tres colectores antes de llegar al aliviadero, como se ha explicado se tomará la lluvia que implique el mayor caudal en uno de los tres.

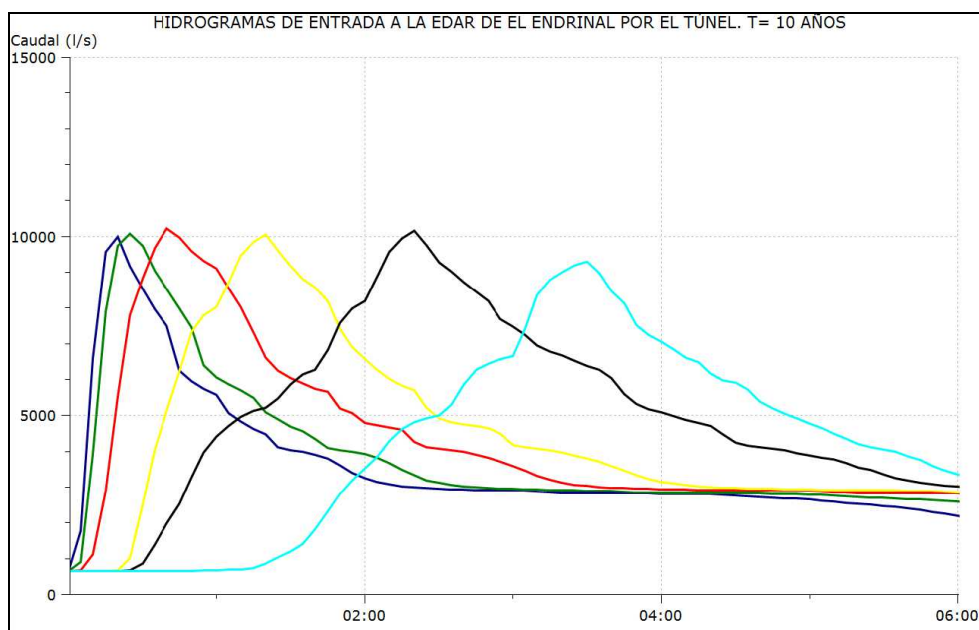
En las siguientes imágenes se observan la ubicación de los colectores de entrada a la EDAR así como lo hidrogramas de cada uno de ellos para una lluvia de periodo de retorno de 10 años.



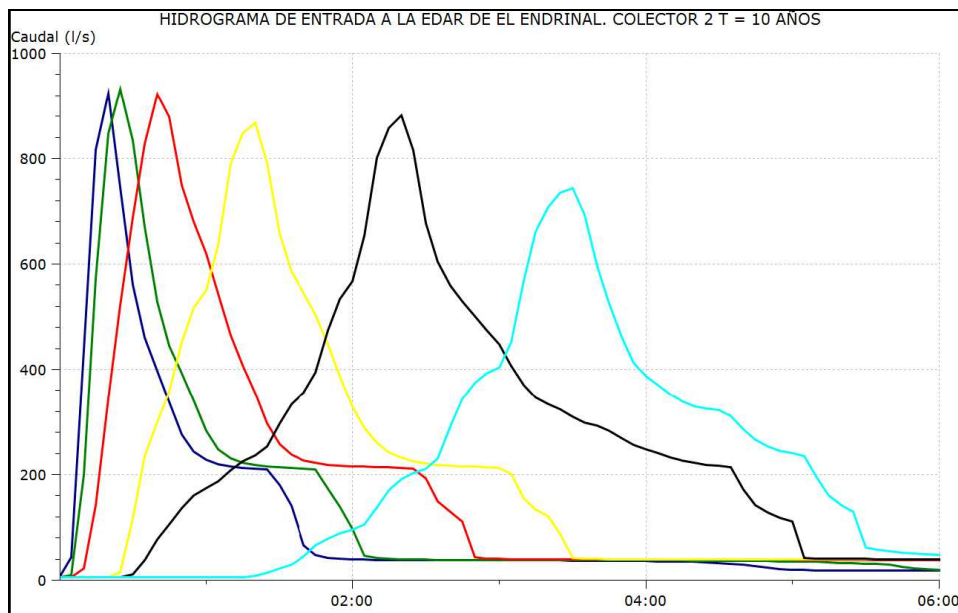
Hidrograma de entrada por el Colector nº1:



Hidrograma de entrada por el Túnel:



Hidrograma de entrada por el Colector nº2:



En la siguiente tabla se recogen los caudales máximos y mínimos para cada duración de lluvia y en cada uno de los tramos para lluvias de duración: 20, 30, 60, 120, 4 h y 6 h.

	Línea	Túnel		Colector 1		Colector 2	
		Mín (l/s)	Max (l/s)	Mín (l/s)	Max (l/s)	Mín (l/s)	Max (l/s)
$d = 20 \text{ min}$		1.791,144	9.988,086	17,936	926,231	17,894	924,088
$d = 30 \text{ min}$		901,510	10.078,941	9,963	935,022	9,942	932,860
$d = 60 \text{ min}$		672,355	10.230,185	5,389	924,642	5,373	922,501
$d = 120 \text{ min}$		657,775	10.052,956	5,217	869,176	5,201	867,163
$d = 4 \text{ h}$		657,775	10.158,587	5,217	884,170	5,201	882,122
$d = 6 \text{ h}$		657,775	9.303,643	5,217	744,670	5,201	743,014

El caudal entrante por el colector túnel es del orden de 10 veces el de los otros dos. Por ello, se va considerar como lluvia de diseño la de referencia de esta entrada. Se toma como referencia el valor de 1 hora de duración cuyo caudal máximo es 10.230 l/s.

Con estas condiciones de lluvia es decir, periodo de retorno de 10 años y duración del aguacero de 60 minutos, sumado al caudal de aguas residuales el caudal máximo en el punto de unión de los colectores B-4 y C-3 que se obtendría es,

$$Q_{\text{max act}} = 2.102,44 \text{ l/s.}$$

Este caudal máximo proporcionado por el modelo incluye tanto el caudal punta de aguas residuales como el caudal de lluvia pésima. Sin embargo el caudal de aguas residuales utilizado en el modelo es el correspondiente a la situación actual.

Puesto que estamos trabajando con escenarios futuros, hemos obtenido el caudal de lluvia pésima QP y sumado el caudal punta de residuales a futuro.

$$Q_{\max \text{ act}} = Q_{p \text{ act}} + QP = 2.102,44 \text{ l/s}$$

Siendo,

$$Q_{p \text{ act}} = 1,6 * (QD_m + QI_m)$$

$Q_{p \text{ act}}$ caudal punta de aguas residuales actual = 320,52 l/s

QP caudal máximo de la lluvia pésima

Tenemos que,

$$QP = 1.781,92 \text{ l/s}$$

Por lo que considerando el caudal punta de aguas residuales a largo plazo en lugar del actual tendríamos un máximo a largo plazo de:

$$Q_{\max \text{ l.p}} = 2.214,52 \text{ l/s}$$

4. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS COLECTORES

El proyecto tiene como objetivo sustituir los tramos siguientes:

- **Tramo 1:** Emisario B-4 de diámetro DN=1000 de Hormigón por 1200 PVC-U
- **Tramo 2:** Emisario C-3 de diámetro DN=800 de PVC-U.
- **Tramo 3:** Un tramo del actual emisario B-5 (red unitaria de aguas fecales y pluviales) del sistema El Endrinal desde la arqueta aliviadero situada en el futuro pozo P10 donde se conectará el emisario actual.

Dentro de este tercer tramo, una subzona entre el futuro pozo P10 y hasta el final del proyecto en el Aliviadero existente junto al arroyo de los Linos. Que será sustituida con una pendiente menor para recoger el antiguo colector.

Los caudales de aguas residuales presentados en el apartado **¡Error! No se encuentra el rígen de la referencia.** corresponden al caudal medio de aguas fecales. Para dimensionar correctamente los colectores es preciso determinar el caudal máximo y mínimo de agua residual en cada caso.

Atendiendo a las estimaciones de población realizadas y a los coeficientes puntas resultantes, se relacionan a continuación, en l/s, los caudales base de diseño:

- En Redes unitarias:
 - En colectores aguas arriba de los aliviaderos el caudal máximo de diseño sería,

$$Q_{\max} = Q_p + QP$$

- En colectores aguas abajo de los aliviaderos:

En general, el caudal aguas abajo de los aliviaderos en las redes unitarias se calculará de la siguiente manera:

$$Q_{\max} = Cd \times (Q_{\text{res},m}^h)$$

Dónde $Q_{\text{res},m}^h$ es el caudal de aguas residuales medio en el año horizonte (l/s) en nuestro caso para el Largo Plazo calculado en el apartado 3.1.

- El caudal residual mínimo se ha obtenido mediante la aplicación de la siguiente formulación que los relaciona con el caudal medio.

$$Q_{\min} = 0,25 \times Q_m$$

El colector objeto de este estudio discurre en lámina libre, por lo que el cálculo hidráulico se ha realizado mediante el empleo de la fórmula de Manning, cuya expresión matemática es la que se indica a continuación:

$$i = \frac{n^2 v^2}{R_h^{4/3}}$$

siendo:

- i (m/m)= pendiente hidráulica. En el caso de tratarse de flujo en régimen permanente y uniforme, la pendiente hidráulica coincide con la pendiente geométrica.
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.
- v (m/s)= velocidad media en el conducto.
- R_h (m)= radio hidráulico, resultante de dividir la superficie mojada (S) entre el perímetro mojado (P_m).

El coeficiente de rugosidad de Manning depende principalmente del tipo de material de la tubería empleada. Dado que en el presente proyecto se han utilizado tuberías de PVC y hormigón para flujo en gravedad, los coeficientes de Manning considerados han sido los siguientes:

Tabla 1: Coeficientes de Manning por tipo de material.

Material de la conducción	n
UPVC, PE, PRFV	0,009
Fibrocemento	0,010
Hormigón	0,013

La fórmula de Manning se puede expresar en función del caudal teniendo en cuenta la ecuación de continuidad:

$$Q = v \cdot S$$

siendo,

- Q (m³/s) = caudal en la tubería.
- v (m/s)= velocidad.
- S (m²)= sección de tubería.

Por tanto mediante la combinación de las dos fórmulas señaladas anteriormente, se obtiene la expresión de la fórmula de Manning en función del caudal:

$$i = \frac{n^2 \cdot Q^2}{R_h^{4/3} \cdot S^2}$$

De esta manera, conocido el caudal que circula por la tubería y considerando unas determinadas características geométricas del colector (diámetro y pendiente) se obtiene el calado de agua en la conducción.

En cuanto a las comprobaciones de los resultados obtenidos que aseguren el correcto funcionamiento hidráulico de cada colector estudiado, estas han sido establecidas en función de los siguientes criterios:

- La velocidad mínima, correspondiente a caudal mínimo, ha de ser como norma general, superior a 0,6 m/s, si bien en casos determinados puede admitirse valores menores al indicado.
- La velocidad máxima ha de ser, también siempre que sea posible, inferior a 3 m/s.
- El calado relativo (y/D) para el caudal máximo de proyecto ha de ser menor al 75%.

4.1 TRAMOS 1 Y 2. EMISARIO C-3 DN800 EN PVC Y EMISARIO B-4 DN1200

Los resultados obtenidos en el cálculo hidráulico a partir de la fórmula de Manning y el procedimiento indicado en el apartado 4 en los nuevos colectores C3 y B4 se exponen a continuación:

Tramo 1: Emisario C-3

DN	800	mm
Material	PVC-U	
n Manning	0,009	
Dint	775	mm
Dext	856	mm
Cota rasante inicial (N-1)	871,85	msnm
Cota rasante final (Aliviadero)	871,77	msnm
Longitud	20	m
Pendiente	0,400%	
Qmax secc. Lena	1.192,69	l/s
Vmax secc. Lena	2,53	m/s

Tramo 2: Emisario B-4

DN	1200	mm
Material	PVC-U	
n Manning	0,009	
Dint	1103	mm
Dext	1200	mm
Cota rasante inicial (N-44)	871,77	msnm
Cota rasante final (Aliviadero)	871,60	msnm
Longitud	41,62	m
Pendiente	0,400%	
Qmax secc. Llena	3.056,74	l/s
Vmax secc. Llena	3,20	m/s

Los caudales máximos que pueden circular por los tramos 1 y 2 con pendiente de 0,400% en ambos y con un grado de llenado del 75% serían son los siguientes:

$$Q_{\text{tramo 1 máx}} = 1.011,86 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{tramo 2 máx}} = 2.593,28 \text{ l/s}$$

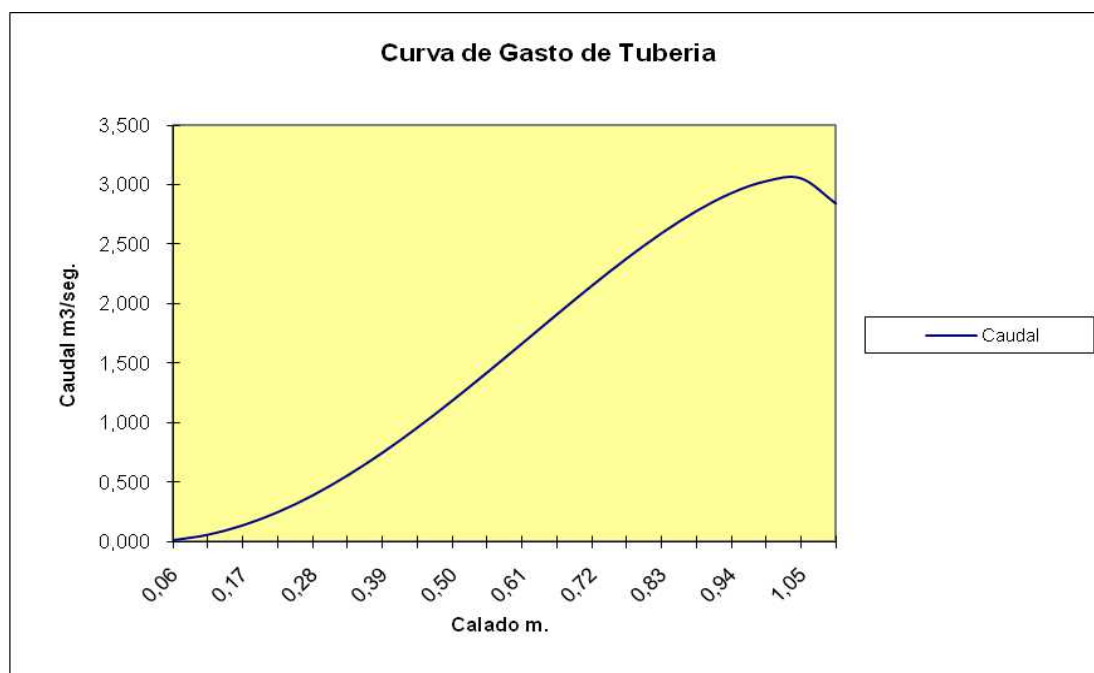
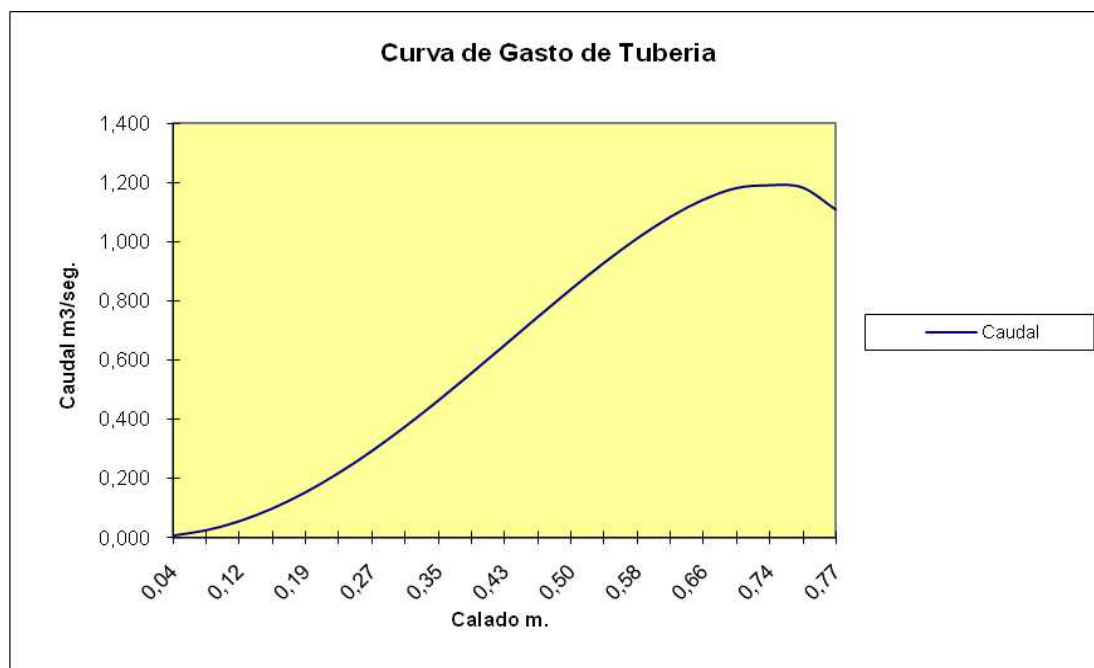
Las velocidades con ese 75% serían:

$$V_{\text{máx tramo 1}} = 2,67 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{máx tramo 2}} = 3,37 \text{ m/s}$$

Sin embargo, según la información obtenida del Plan Director los caudales máximos de llegada al aliviadero serían inferiores a estos. Los cálculos se han realizado con los caudales que recoge el plan director.

Las curvas de gasto de los tramos 1 (colector C3) y 2 (colector B4) son las siguientes:



4.2 TRAMO 3. EMISARIO B-5

Teniendo en cuenta los condicionantes topográficos, el punto de conexión a la red actual y que la conducción debe atravesar el arroyo de la Poveda, dejando un margen de seguridad por encima de la clave de la conducción, el trazado presentará una pendiente de 0,213% por mil desde el punto de salida del aliviadero hasta el pozo P.43BK-119. Punto donde el nuevo emisario conectará con la red de saneamiento actual.

A lo largo de los 816,25 m de longitud del emisario se plantean dos tipologías de sección. Tubería circular de diámetro nominal 1200 de PVC-U y sección rectangular mediante marco de hormigón prefabricado de 0,8 x 1,5 m. La sección circular comprende entre los P.K.: 0+000 al 67,49 y entre el P.K.: 90,72 al 816,25. El tramo en sección rectangular estará restringido al paso bajo el arroyo de la Poveda, esto es entre los P.K.: 67,49 y 90,72.

Los caudales máximos y mínimos que circularán por la conducción B5, son los siguientes:

- Como se ha explicado en el punto 4, en redes unitarias y aguas abajo de aliviaderos, el caudal máximo de diseño será igual a $C_d Q_m^h$.

$$Q_{med\ act} = 219,81\ l/s$$

$$Q_{med\ l.p} = 254,42\ l/s$$

$$5 * Q_{med} = 1.099,05\ l/s$$

$$5 * Q_{med\ l.p} = 1.272,10\ l/s$$

- Los caudales mínimos que circulan por el emisario B-5 han sido calculados a partir la expresión que los relaciona con el caudal medio en periodo seco

$$Q_{min} = 0,25 \times Q_m$$

Año	ACTUAL	CP	MP	LP
$Q_{min}\ (l/s)$	46,7	48,7	54,9	63,6
$Q_{min}\ (m^3/dia)$	4.031,8	4.213,7	4.747,8	5.495,6

Una vez conocidos los caudales máximo y mínimos que discurrirán por el futuro emisario B-5, se procede a comprobar los calados y las velocidades para cada una de las hipótesis.

4.2.1 Sección Circular DN1200 PVC-U.

Para el caso de la sección circular los resultados obtenidos en el cálculo hidráulico a partir de la fórmula de Manning y siguiendo el procedimiento indicado en el apartado 4 en el colector B5 se exponen a continuación:

- A partir de los caudales máximos y mínimos a largo plazo y utilizando la expresión siguiente ($v=Q/A$) se calculan las velocidades mínimas.

Dónde,

$$v=Q/A$$

v = velocidad (m/s)

Q =caudal (m³/s)

A =superficie (m²)

Tramo Pozo P2 – Pozo P10

En este caso para una pendiente de 0,266% serían 1,06 m/s, cumpliendo con los criterios de velocidades mínimas de 0,6 m/s establecidos en la norma de saneamiento del canal Isabel II.

- La conducción será en PVC-U y diámetro $D=1.200$ cuya capacidad a sección llena y pendiente al 0,266% es de 2,318 m³/seg, que es un valor superior al caudal máximo de diseño, 1.272,1 l/s.
- En el caudal máximo de diseño (1272,1 l/s) la tubería iría al 52,83% de la capacidad con un calado de 0,58 m. Esto una capacidad menor al 75% que exige la norma.
- Para el caudal máximo la velocidad a través del emisario B-5 sería 2,48 m/s inferior a los 3 m/s especificados por la norma de Saneamiento del Canal Isabel II.
- La curva de gasto del emisario B5 en este tramo se adjunta en los apéndices a este documento.

Tramo Pozo P10 – Aliviadero Final

En este tramo con una pendiente de 0,105% la velocidad sería de 0,73 m/s, cumpliendo con los criterios de velocidades mínimas de 0,6 m/s establecidos en la norma de saneamiento del canal Isabel II.

- En el caudal máximo de diseño (1272,1 l/s) la tubería iría al 72,32% de la capacidad con un calado de 0,80 m. Esto una capacidad menor al 75% que exige la norma.
- Para el caudal máximo la velocidad a través del emisario B-5 sería 1,76 m/s inferior a los 3 m/s especificados por la norma de Saneamiento del Canal Isabel II.
- La curva de gasto del emisario B5 en este tramo se adjunta en los apéndices a este documento.

4.2.2 Cruce arroyo de la Poveda

El paso bajo el arroyo de la Poveda es el punto más restrictivo en el trazado del futuro emisario. Este debe atravesarlo en lámina libre y dejando un margen de seguridad por encima de la clave de la conducción hasta el lecho del arroyo.

A partir de la fórmula de Manning, se obtiene que la sección óptima desde un punto de vista hidráulico será aquella que para una sección, rugosidad y pendiente dadas, conduce un caudal máximo. Es decir, el caudal será máximo cuando el perímetro mojado sea mínimo.

Aunque desde este punto de vista, la sección más económica es la circular, para poder reducir la altura de la conducción manteniendo la capacidad hidráulica en régimen de lámina libre se realiza el cruce del arroyo en sección rectangular de hormigón de 0,8 m x 1,5 m de ancho. La pendiente cruce del arroyo será algo menor a la pendiente media, para optimizar el margen entre el cauce y el tubo.

A partir de la fórmula de Manning aplicada en sección rectangular se obtienen los resultados siguientes:

- Se selecciona un marco de hormigón de ancho ligeramente superior 0,8 m x 1,5 m. Este marco con una pendiente del 0,266% sería capaz de transportar el caudal máximo calculado (1.272,2 l/s) con un calado de 0,48 m que se corresponde con un 60% de la capacidad total del canal.
- La velocidad a caudal máximo a través del marco de hormigón de 0,8 x 1,5 m sería 1,75 m/s, inferior a los 3 m/s especificados por la norma de Saneamiento del Canal Isabel II.

La velocidad mínima a través del marco de hormigón a (caudal mínimo igual a 63,6 l/s) sería de 0,62 m/s y un calado de 0,07 metros. Prácticamente igual a la velocidad mínima recomendada en las normas de saneamiento del Canal de Isabel II Gestión.

En el **anejo nº1 de este documento** se incluyen los listados de cálculo resultado obtenidos del programa informático Flowmaster.

5. ALIVIADERO

5.1 ALIVIADERO EXISTENTE

El aliviadero actual se ubica en la confluencia de los colectores C3, proveniente de Moralarzal y B4 desde Alpedrete recogiendo las aguas de ambos colectores. Por su parte, el alivio se realiza a través de tres colectores de vertido hacia el Arroyo La Poveda, uno de DN500 mm y dos de 350 mm. La altura de la rasante de estos colectores es de 55,4 cm sobre la base del pozo. La salida del aliviadero hacia el antiguo emisario B-5, se lleva a cabo mediante tres tubos de fibrocemento que discurren en paralelo al margen derecho del arroyo La Poveda hasta cruzar la AP-6.

En el Estudio de Diagnósis y Plan Director del Sistema de Saneamiento de El Endrinal con fecha Octubre 2014 se describen las características del Aliviadero actual, cuya referencia es ENDB442A. Analizando los caudales de entrada, salida y alivio durante los episodios de lluvia pésima, lluvia descrita en el apartado 3.4 de este documento.

Estos datos se recogen en las siguientes tablas y gráficos obtenidos del Plan Director donde además se realiza una comprobación de la dilución del caudal vertido en las situaciones en las que se produce alivio hacia el arroyo.

En las siguientes imágenes se recogen estos cálculos realizados en el Plan Director.

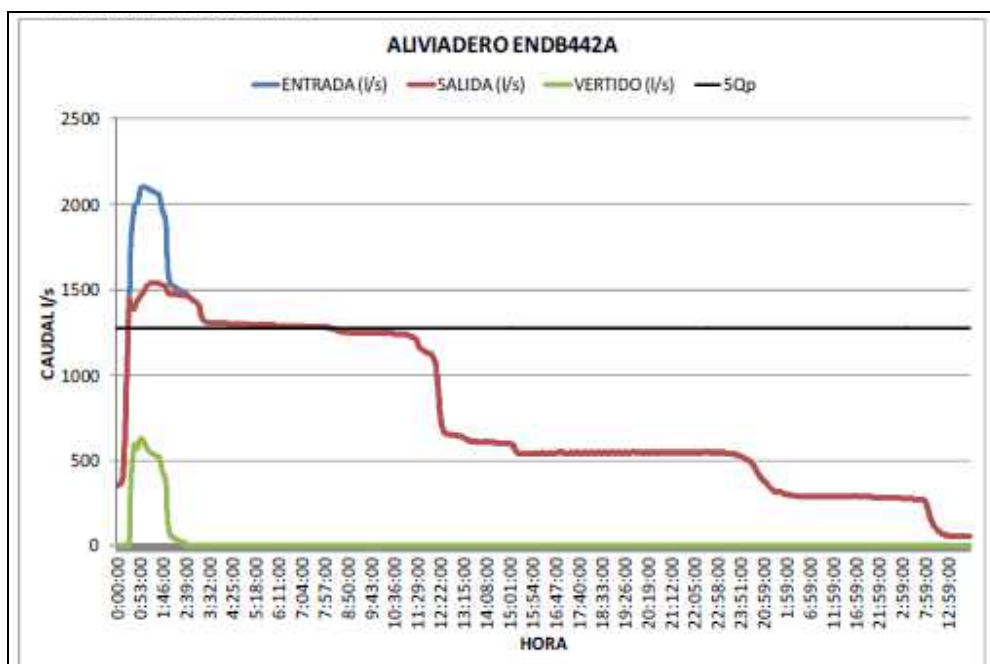
PERIODO DE RETORNO	10	años
Coef de dilución permitido (Cd)	5	Qp
Altura de cresta en vertedero	0,554	m
Caudal medio de aguas residuales	132,7	l/s
Caudal punta de aguas residuales	255,62	l/s
Caudal de paso colector (5Qp)	1278,1	l/s

HORA	ENTRADA (l/s)	SALIDA (l/s)	VERTIDO (l/s)	NIVEL (m)	DILUCIÓN	FUNCIONAMIENTO
0:00:00	355,85	355,86	0	0	0	no hay vertido
0:05:00	356,67	356,67	0	0	0	no hay vertido
0:10:00	368,11	368,05	0	0	0	no hay vertido
0:15:00	415,79	415,62	0	0	0	no hay vertido
0:20:00	688,81	687,96	0	0	0	no hay vertido
0:25:00	1078,14	1075,71	0	0	0	no hay vertido
0:30:00	1516,67	1438,05	74,51	0,11	5,93	cumple
0:35:00	1850,74	1399,44	450,63	0,29	7,24	cumple
0:40:00	1965,43	1383,56	581,63	0,33	7,69	cumple
0:45:00	2001,02	1419,05	582,05	0,33	7,83	cumple
0:50:00	2017,21	1440,28	576,82	0,33	7,89	cumple
0:55:00	2093,1	1465,04	628,03	0,34	8,19	cumple
1:00:00	2101,67	1477,03	624,66	0,34	8,22	cumple
1:05:00	2102,44	1502,36	600,17	0,34	8,22	cumple
1:10:00	2094,55	1522,53	572,09	0,33	8,19	cumple
1:15:00	2087,43	1532,88	554,6	0,32	8,17	cumple
1:20:00	2081,56	1538,74	542,85	0,32	8,14	cumple
1:25:00	2073,8	1538,02	535,81	0,32	8,11	cumple
1:30:00	2067,8	1537,51	530,3	0,32	8,09	cumple
1:35:00	2062,31	1537,05	525,28	0,31	8,07	cumple
1:40:00	2041,38	1535,08	506,52	0,31	7,99	cumple
1:45:00	1964,83	1527,88	437,12	0,29	7,69	cumple
1:50:00	1931,74	1524,44	407,42	0,28	7,56	cumple
1:55:00	1807,56	1507,85	300,84	0,23	7,07	cumple
2:00:00	1570,93	1475,82	95,68	0,13	6,15	cumple
2:05:00	1533,42	1473,4	60,14	0,1	6	cumple
2:10:00	1521,92	1472,38	49,62	0,09	5,95	cumple
2:15:00	1513,14	1471,57	41,65	0,09	5,92	cumple
2:20:00	1504,87	1470,86	34,09	0,08	5,89	cumple
2:25:00	1497,81	1469,87	28,01	0,07	5,86	cumple
2:30:00	1491,98	1468,94	23,11	0,06	5,84	cumple
2:35:00	1486,21	1467,56	18,72	0,06	5,81	cumple
2:40:00	1476,79	1464,76	12,16	0,05	5,78	cumple
2:45:00	1462,68	1459,53	3,33	0,03	5,72	cumple
2:50:00	1451,68	1451,9	0	0	0	no hay vertido
2:55:00	1440,32	1440,46	0	0	0	no hay vertido
3:00:00	1432,14	1432,2	0	0	0	no hay vertido



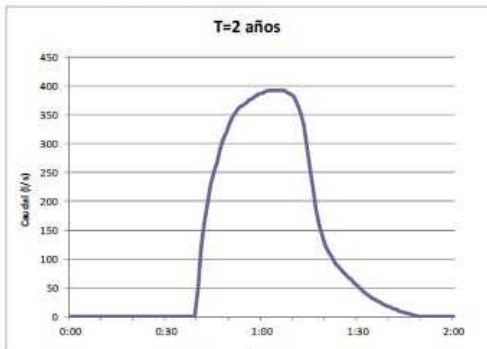
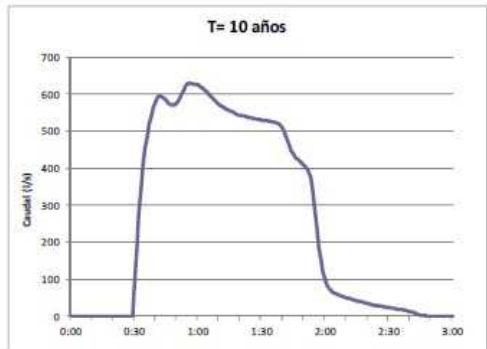
PERIODO DE RETORNO	10	años
Coef de dilución permitido (Cd)	5	Qp
Altura de cresta en vertedero	0,554	m
Caudal medio de aguas residuales	132,7	l/s
Caudal punta de aguas residuales	255,62	l/s
Caudal de paso colector (5Qp)	1278,1	l/s

HORA	ENTRADA (l/s)	SALIDA (l/s)	VERTIDO (l/s)	NIVEL (m)	DILUCIÓN	FUNCIONAMIENTO
3:05:00	1422,67	1422,76	0	0	0	no hay vertido
3:10:00	1401,81	1402,03	0	0	0	no hay vertido
3:15:00	1343,31	1343,78	0	0	0	no hay vertido
3:20:00	1316,5	1316,56	0	0	0	no hay vertido
3:25:00	1310,81	1310,83	0	0	0	no hay vertido
3:30:00	1308,75	1308,75	0	0	0	no hay vertido
0:00:00	355,85	355,86	0	0	0	no hay vertido

Figura 9: Características del aliviadero ENDB442A. Plan Director del Sistema de Saneamiento de El Endrinal.



En la gráfica superior se puede ver los caudales de entrada al aliviadero, salida y vertido en caso de que este se produzca durante los episodios de lluvia.

Punto de vertido:	ENDB442S1, ENDB442S2 y ENDB442S3					
Descripción:	El aliviadero vierte al arroyo de la Poveda inmediatamente antes de su cruce bajo la autovía AP-6.					
Fotografías						
						
Parte superior del depósito del aliviadero y tapa de registro.			Salida de los colectores provenientes del aliviadero.			
Figuras de protección ambiental:	Monte preservado id 450 "Los Ensanches"					
Hidrogramas de vertido:						
						
Inundabilidad:			No son previsibles inundaciones para los cauces vertidos.			
Estudio de diluciones:	HIPÓTESIS	Qmedio	Qpunta	5Qpunta	Qmax(T2)	Qmax(T10)
	VERTIDO	NO	NO	NO	Sí	Sí
	DILUCIÓN MEDIA				6,58	7,13
Estándares de emisión:	En función de la caracterización cualitativa del medio receptor realizada se consideran 20DSU por año medio para el diseño de depósitos en la red.					

Ficha descriptiva del aliviadero:

Los caudales obtenidos para el aliviadero en la simulación de la lluvia pésima serían,

- Qentrada max = 2.102,44 l/s (hora: 1:05:00)
- Qsalida max = 1.537,51 l/s (hora: 1:30:00)
- Qaliviado max = 628,03 l/s (hora: 1:00:00)

5.2 NUEVO ALIVIADERO

En este apartado se realiza el cálculo y dimensionamiento del aliviadero comprendido en el ámbito del proyecto. El objeto de dicho aliviadero es verter al arroyo de la Poveda el exceso de agua que recogen las redes de saneamiento de agua residual y que no se debe conducir a la EDAR durante episodios de lluvia intensa.

Dentro de los denominados elementos reguladores del régimen hidráulico se engloban los aliviaderos, es decir, elementos cuya misión es, por un lado, regular el caudal que se incorpora al sistema general de saneamiento y, por otro, lado evitar cualquier vertido directo al medio receptor cuando no hay dilución y permitir el vertido directo al medio receptor a partir de una dilución adecuada.

Con estas premisas se proyecta un aliviadero rectangular que consta de tres cámaras separadas.

La primera de las cámaras es la de llegada de agua residual, conectada a la cámara de alivio de exceso de caudal a través de la pared del vertedero lateral. En la pared del vertedero se colocará un deflector para evitar el paso de flotantes a la cámara de alivio.

El recinto que recoge el exceso de pluviales vierte al arroyo de la Poveda a través de tres tuberías en PVC-U de 600 mm de diámetro, la distancia entre la cámara de alivio y el punto de vertido es de 20 metros aproximadamente.

La regulación de caudal que se incorpora al emisario B-5 se realizará a través de un orificio circular de diámetro nominal 650 mm. Este orificio limitará el paso de agua a la cámara de derivación previa a la entrada al colector de diámetro 1200 mm.

5.3 CAUDALES DE CÁLCULO

El dimensionamiento del aliviadero se ha realizado siguiendo las indicaciones recogidas en las Normas para Redes de Saneamiento de Canal de Isabel II Gestión versión 2006.

Los datos empleados para la obtención de los caudales de diseño del aliviadero, se obtienen en base a los criterios y caudales de diseño especificados en el apartado **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Cara a dimensionar los aliviaderos y por lo que respecta al caudal que se incorporará al sistema general de saneamiento, una vez superados los elementos reguladores de caudal, se va a considerar como caudal máximo de diseño el **caudal máximo futuro**, tanto para el diseño de la obra civil como para los equipos instalados.

5.3.1 Caudales máximos de entrada al aliviadero, QEA

El caudal máximo de entrada al aliviadero, tratándose de una red unitaria de agua residual, sería la suma de los caudales máximos de aguas fecales y pluviales proveniente de los colectores B-4 (actual) de diámetro 1000 mm de Fibrocemento, y C-3 de diámetro D=800 de U-PVC. Puesto que estamos trabajando con caudales a largo plazo tendríamos que:

$$QEA = QP + Q_{p.l.p}$$

Siendo,

QEA = Caudal máximo de entrada al aliviadero.

QP = Caudal punta de aguas pluviales.

$Q_{p.l.p}$ = Caudal punta de aguas residuales a largo plazo.

Por lo que utilizando los valores calculados en el apartado 3 tendríamos un caudal de entrada máximo al aliviadero de:

$$QEA = 2.214,52 \text{ l/s}$$

5.3.2 Caudales de salida del aliviadero, QSA

Para la obtención del caudal de salida del aliviadero, QSA, se ha utilizado la siguiente expresión, recogida en las NRSCYII.

$$QSA = C_d (Q_m)$$

Donde,

Q_m el caudal medio de aguas residuales calculado.

$$C_d = 5$$

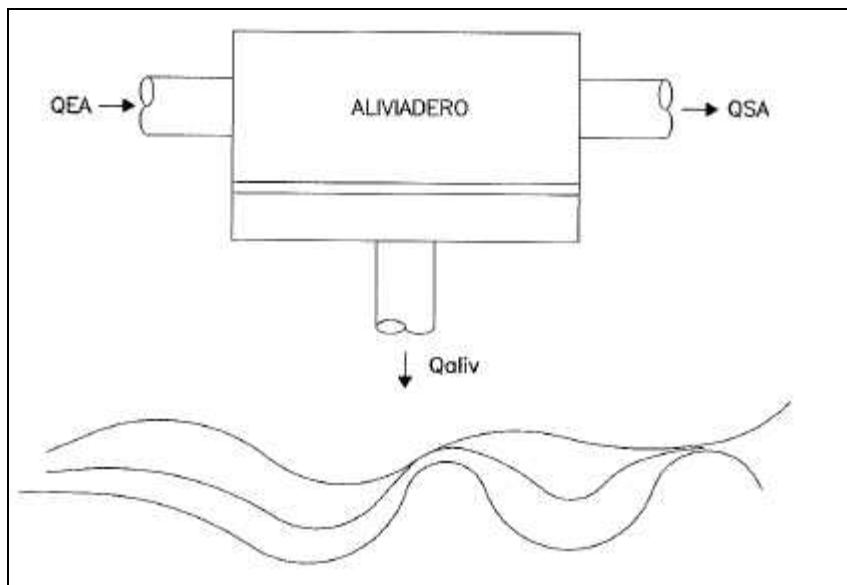
Con lo que tendríamos un caudal máximo de salida del aliviadero hacia el emisario de:

$$QSA = 1272,1 \text{ l/s}$$

5.3.3 Caudal aliviado, Qaliv

El máximo caudal aliviado con el elemento de regulación operativo, viene dado por la expresión:

$$Q_{aliv} = QEA - QSA$$



Donde,

QEA = Caudal de entrada al aliviadero.

QSA = Caudal de salida o caudal hacia la red de saneamiento.

Qaliv = Caudal aliviado.

$$Q_{aliv} = QEA - QSA$$

Tendríamos un caudal máximo de alivio de:

$$Q_{\text{aliv}} = 942,42 \text{ l/s}$$

Como se mencionó en el apartado anterior, la regulación del caudal que incorporan las redes de saneamiento unitarias y pluviales al emisario se realiza mediante un orificio de regulación. A través de dicho elemento se desagua el caudal máximo de entrada en tiempo seco hacia una segunda cámara y posteriormente al emisario sin provocar almacenamientos en el aliviadero.

La cota del labio de vertido será tal que:

“Que el orificio de regulación permita el paso del QSA con la lámina de agua en el aliviadero a cota de labio de aliviadero”.

Las dimensiones de las cámaras se reflejan en el plano correspondiente del **Documento Nº2.- Planos**.

5.4 LONGITUD DEL ALIVIADERO Y ALTURA DE LA LÁMINA DE VERTIDO

El aliviadero se emplazará en la pared lateral de la cámara de entrada donde vierten los emisarios C3 y B4.

En el presente apartado se expone la metodología a emplear en el cálculo de los elementos que desaguan los excedentes de caudal. Por un lado el vertedero lateral que desaguará el caudal de alivio y por otro el elemento de regulación formado por un orificio de diámetro fijo entre la cámara de entrada y la cámara de salida hacia la red de saneamiento.

5.4.1 Longitud de aliviadero

El vertido de alivio al cauce se considera como de labio grueso debido a la proporción entre el espesor del mismo y la lámina de agua vertiente por encima de él. El vertedero ha sido diseñado para que la altura máxima de lámina de agua no supere los 30 cm en el aliviadero proyectado.

Para el cálculo se consideran vertederos laterales sin velocidad inicial ya que la velocidad del canal no se aprovecha por ser normal a la dirección del desagüe sobre el vertedero.

Como se ha explicado la longitud de vertido del aliviadero (L) debe ser tal que permita el vertido del máximo caudal con una altura en la lámina de vertido (h) inferior a la altura máxima de vertido indicada anteriormente.

La comprobación para el aliviadero se ha realizado de acuerdo a la siguiente formulación:

$$Q_{\text{aliv}} = C_a \times L \times H_v^{3/2}$$

Siendo:

- Q= caudal máximo de alivio en m³/s.
- Ca = coeficiente de vertido del aliviadero. Se ha adoptado el valor siguiente:
 - Ca =1,4 para el caso de pared gruesa (espesor superior a Hv/2).
- L= Ancho del labio de vertido en m.

- H_v = Lámina de agua en m.

Los resultados obtenidos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Caudal de cálculo (l/s)	942,42
Longitud labio (m)	6
Lámina de agua (m)	0,233

La cota superior del aliviadero ha sido determinada para el cumplimiento de las siguientes condiciones a los caudales indicados anteriormente:

- La altura máxima de agua sobre el vertedero será tal que, aunque se ponga en carga la red aguas arriba cuando el aliviadero está vertiendo, las tapas de registro no lleguen nunca a estar sometidas a presión hidráulica.
- La distancia libre entre el techo del aliviadero y el máximo nivel de agua en la misma debe ser como mínimo 0,5 m.

5.4.2 Orificio de regulación

La regulación de caudal se realiza mediante un orificio fijo de regulación con unas dimensiones de 650 mm.

Para el dimensionamiento del orificio se ha utilizado la fórmula de caudal de descarga por orificio de pared delgada puesto que se cumple que:

$e < 1.5 d$ donde,

e = espesor de la pared

d = diámetro del orificio

$$Q = C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

donde,

C_d = coeficiente de descarga que para este caso sería 0,61

S_0 = sección real del orificio

h = altura de la lámina de agua medida desde el punto medio del orificio.

El orificio permitirá el paso del caudal máximo de salida del aliviadero con la lámina de agua a cota de labio de vertedero. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Diámetro Orificio	650 mm
C_d coeficiente de descarga	0,61
h (altura lámina de agua desde el punto medio del orificio)	1,95
Caudal Vertido Orificio	1,27 m ³ /s

Se puede comprobar que este caudal debe ser aproximadamente igual al QSA (caudal de salida del aliviadero), calculado como 5 veces del medio de aguas residuales.

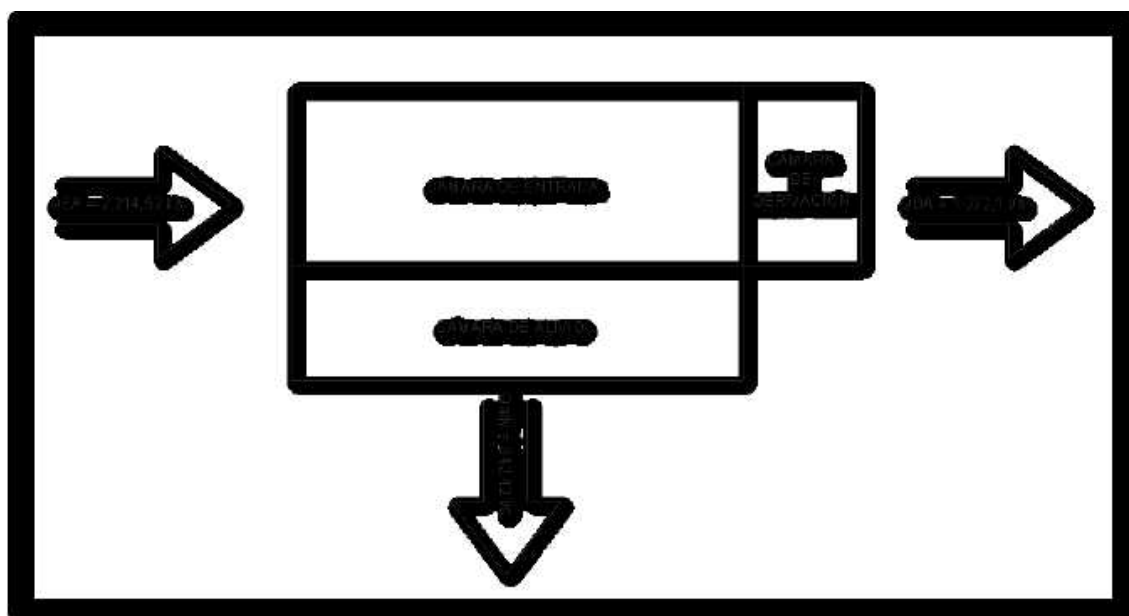
Por lo tanto la altura del labio del vertedero de alivio debe situarse 1,95 metros sobre el punto medio del orificio de salida.

5.5 RESUMEN DE CÁLCULO DE ALIVIADERO

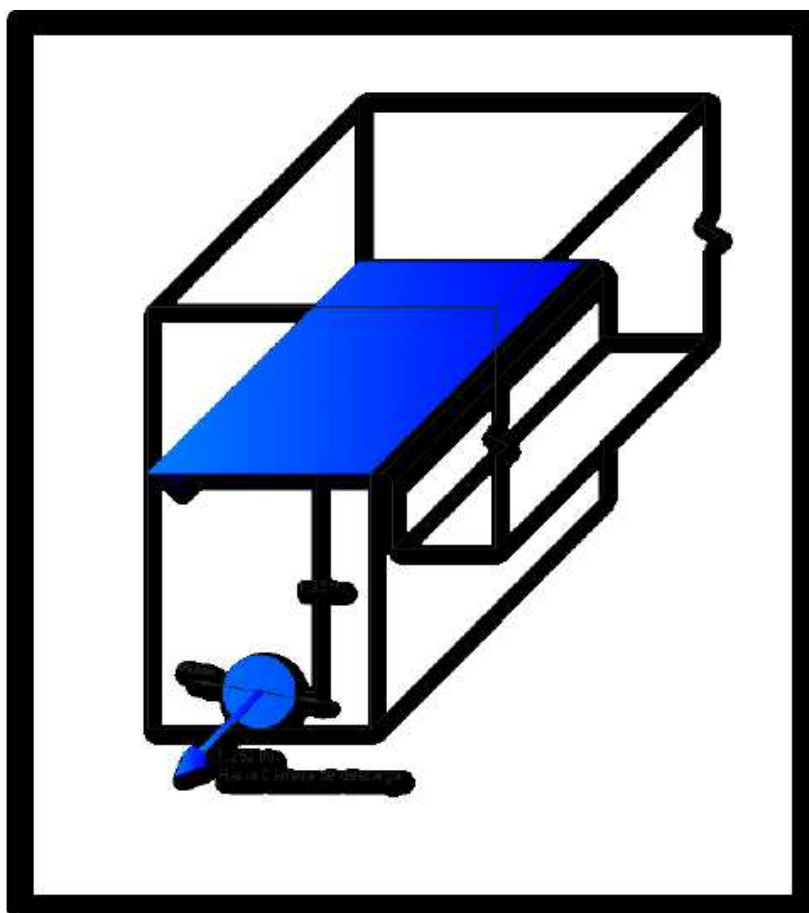
A continuación se resumen los parámetros principales utilizados para el cálculo del aliviadero y diversos esquemas que facilitan la comprensión de su funcionamiento:

Caudal medio de aguas residuales (l.p)	254,42	l/s
Caudal punta de aguas residuales (l.p)	432,59	l/s
Caudal Pluviales (l/s)	1.781,92	l/s
Caudal max de entrada aliviadero (QEA)	2.214,52	l/s
Caudal salida aliviadero (QSA)	1.272,1	l/s
Caudal máximo aliviado Qaliv	942,42	l/s
5 x Q punta residuales	2.162.59	l/s

Esquema de parámetros de cálculo del aliviadero según las Normas de Saneamiento de Canal de Isabel II Gestión versión 2006.

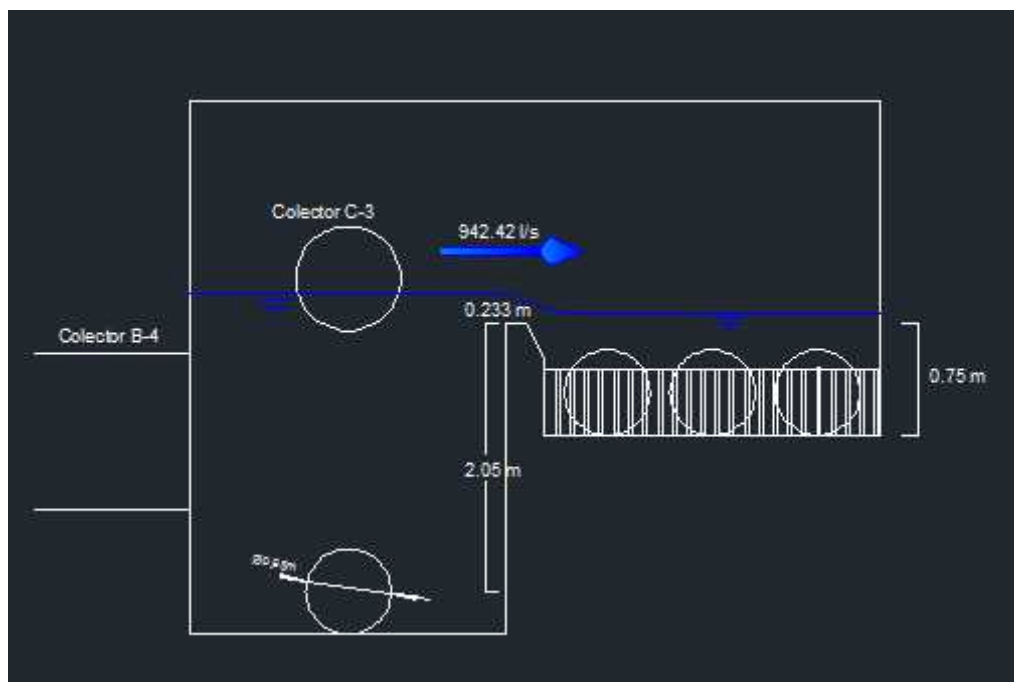


Cuando por el orificio de control el caudal de salida sea igual al QSA calculado, la lámina de agua se situará a la cota del labio de vertido tal y como se aprecia en la siguiente figura.



La altura máxima de la lámina de agua sobre el vertedero sería de 0,233 metros como se observa en el siguiente esquema de funcionamiento.

A modo de resguardo se ha establecido un recrecido del labio de 0.10 metro es decir, fijando la altura final del vertedero sobre el centro del círculo de control de 2.05 metros como se puede ver en el esquema adjunto.



5.6 ELEMENTOS AUXILIARES

Pantalla Deflectora

Este sistema consiste en colocar sobre vertedero el labio del vertedero una pantalla deflectora que evite el vertido a los cauces de los sólidos en suspensión que lleguen a la cámara principal

El cuerpo de la pantalla será de acero inoxidable 316L con anclajes de también de acero inoxidable 316L sobre el muro de alivio.

Se dispondrá una chapa deflectora en la pared del vertedero que evitará la salida de los flotantes hacia la cámara de alivio. La chapa será de acero inoxidable tipo 316L.

Rejas de Gruesos

Se ha propuesto la instalación de una reja de gruesos en la cámara de alivio de forma que sea más sencillo el acceso a ellas.

Las rejas serán también de acero inoxidable 316L tendrán una altura de 0.35 metros una anchura de barrotes de 3 cm y una luz entre barrotes de 8 cm.

En el caso de que las rejas se colataran tendríamos un resguardo de 0.40 metros para verter por encima de las rejas hacia los tubos de alivio.

APENDICES

APÉNDICE 8.1. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B4

APÉNDICE 8.2. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR C3

APÉNDICE 8.3. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN MARCO

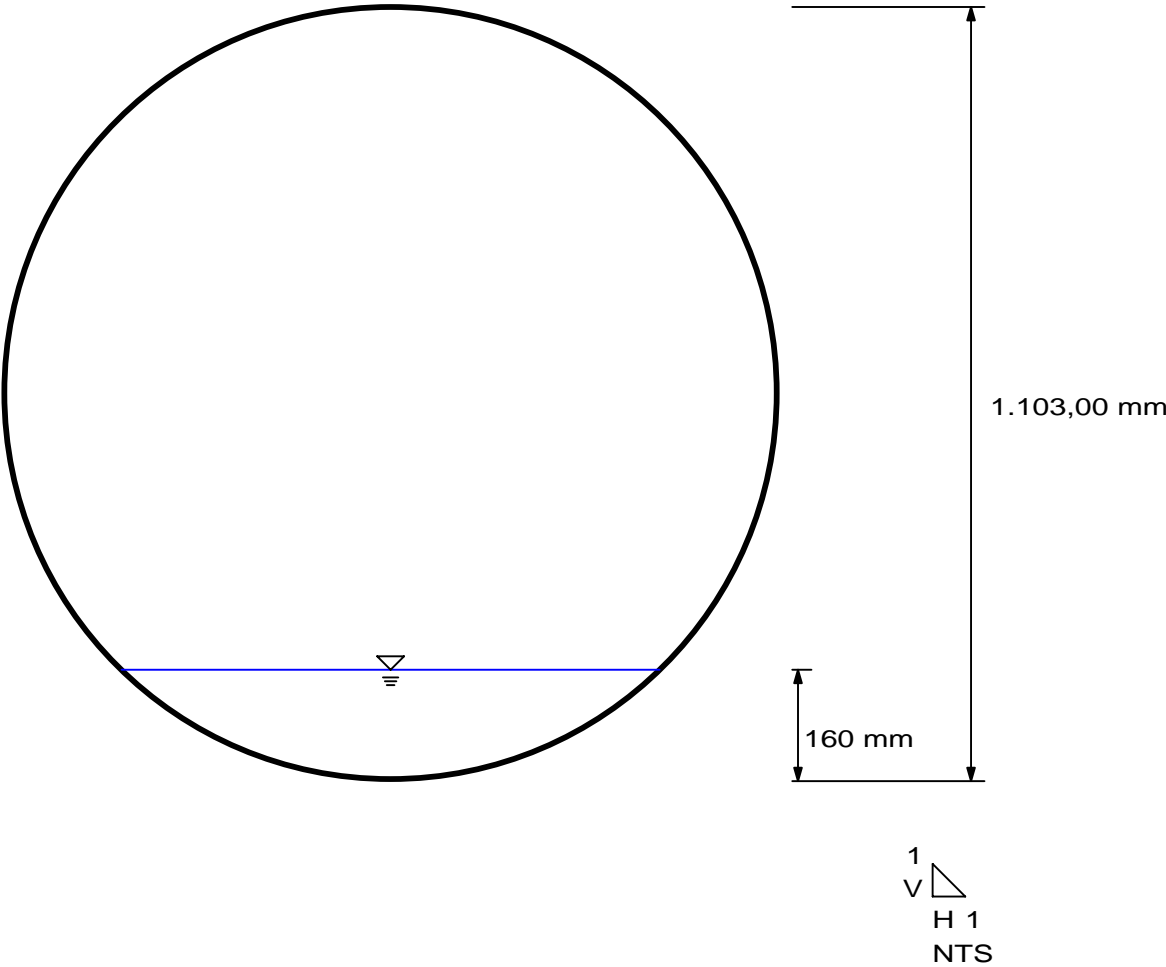
APÉNDICE 8.4. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN CIRCULAR

**APÉNDICE 8.5. RESULTADOS DE CÁLCULO COLECTOR B5 SECCIÓN CIRCULAR
TRAMO 2**

Q min B5 Circular - 2
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,1050	%
Depth	160	mm
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	63,00	l/s



Qmax B5 Tramo 2
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

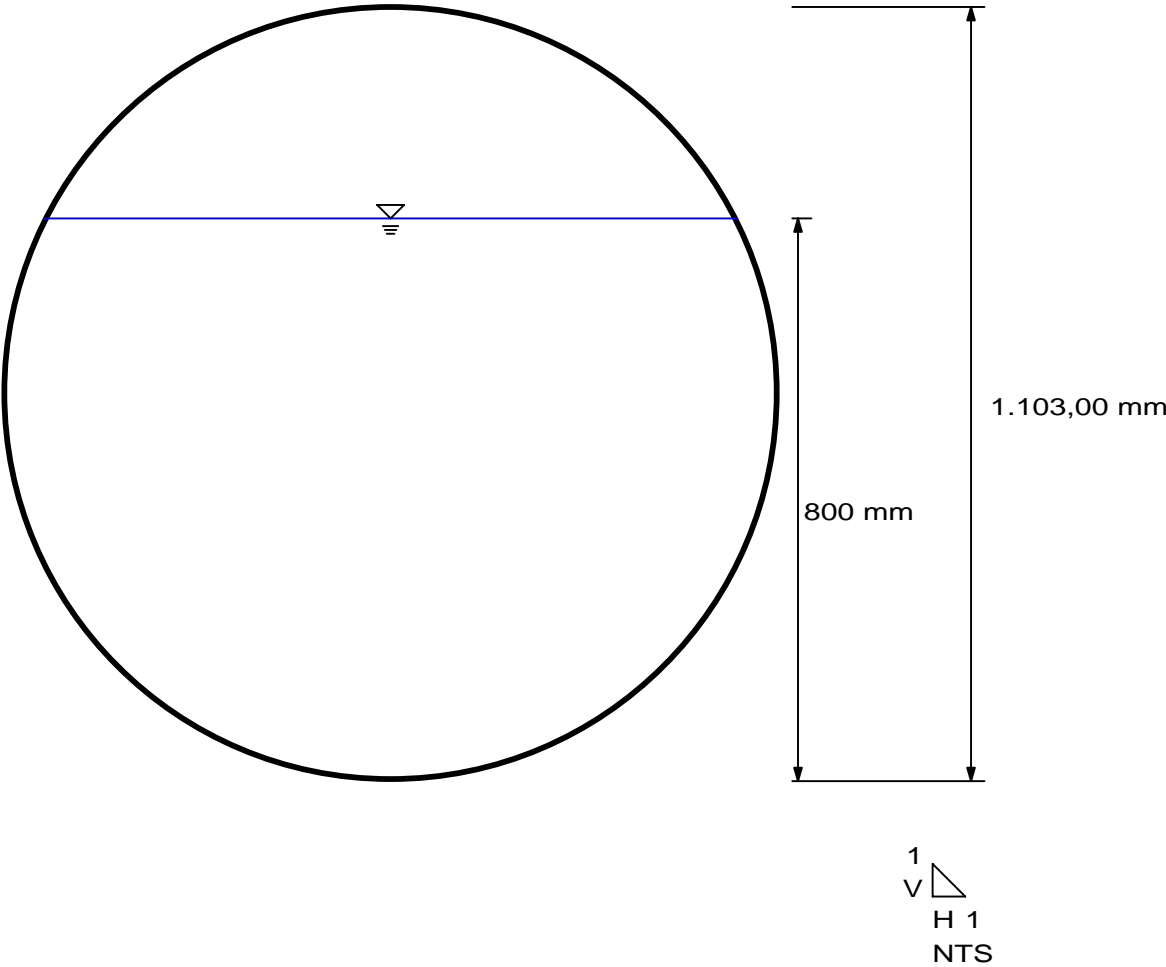
Input Data	
Mannings Coefficient	0,009
Channel Slope	0,1050 %
Diameter	1.103,00 mm
Discharge	1.272,10 l/s

Results	
Depth	800 mm
Flow Area	0,74 m ²
Wetted Perimeter	2,24 m
Top Width	0,99 m
Critical Depth	0,63 m
Percent Full	72,32
Critical Slope	0,002059 m/m
Velocity	1,72 m/s
Velocity Head	0,15 m
Specific Energy	0,95 m
Froude Number	0,63
Maximum Discharge	1,57 m ³ /s
Full Flow Capacity	1,46 m ³ /s
Full Flow Slope	0,000800 m/m
Flow is subcritical.	

Q max B5 Circular - 2
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,1050	%
Depth	800	mm
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	1.272,10	l/s

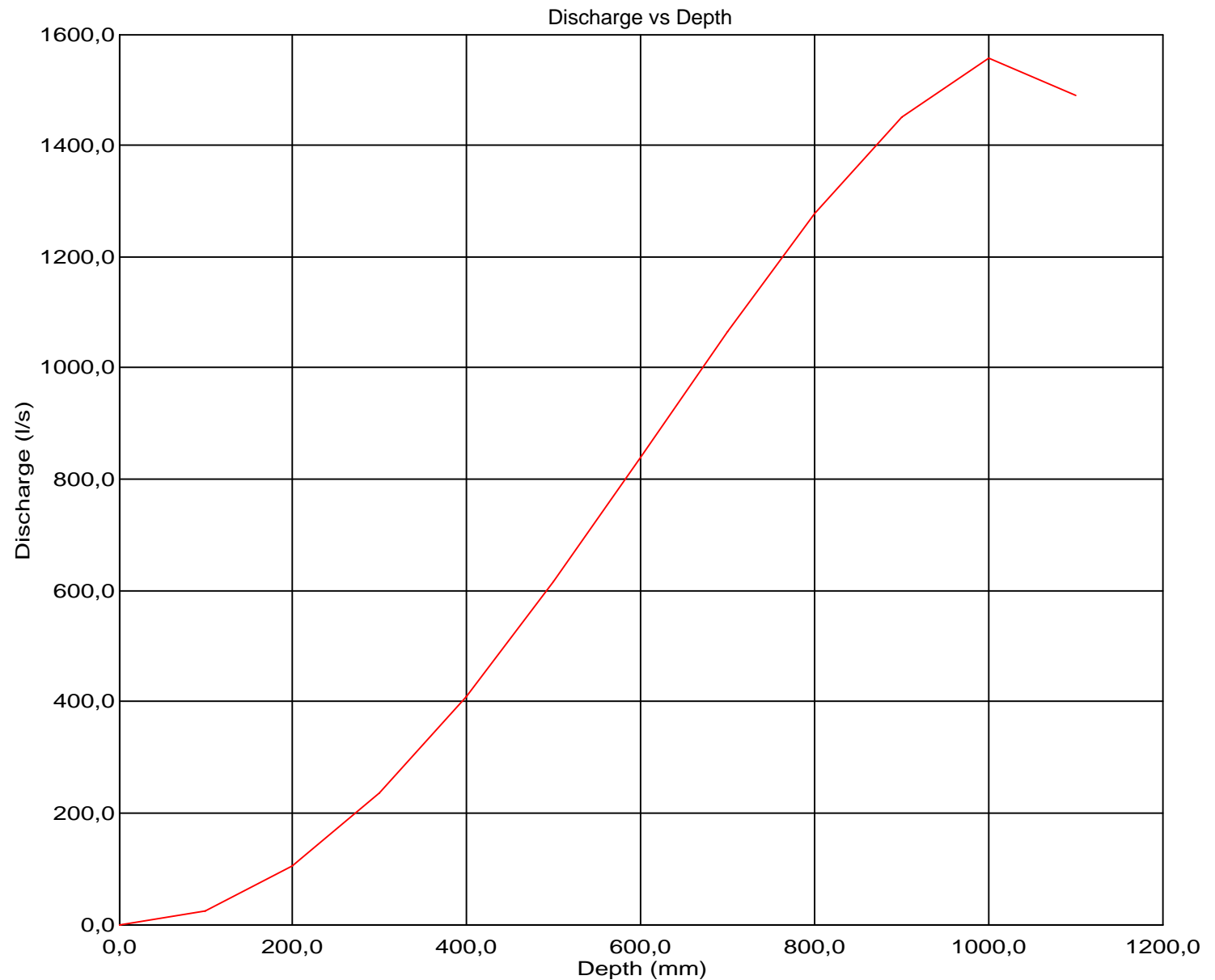


Curva de Gasto - Tramo B5 Plotted Curves for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,1050	%
Diameter	1.103,00	mm

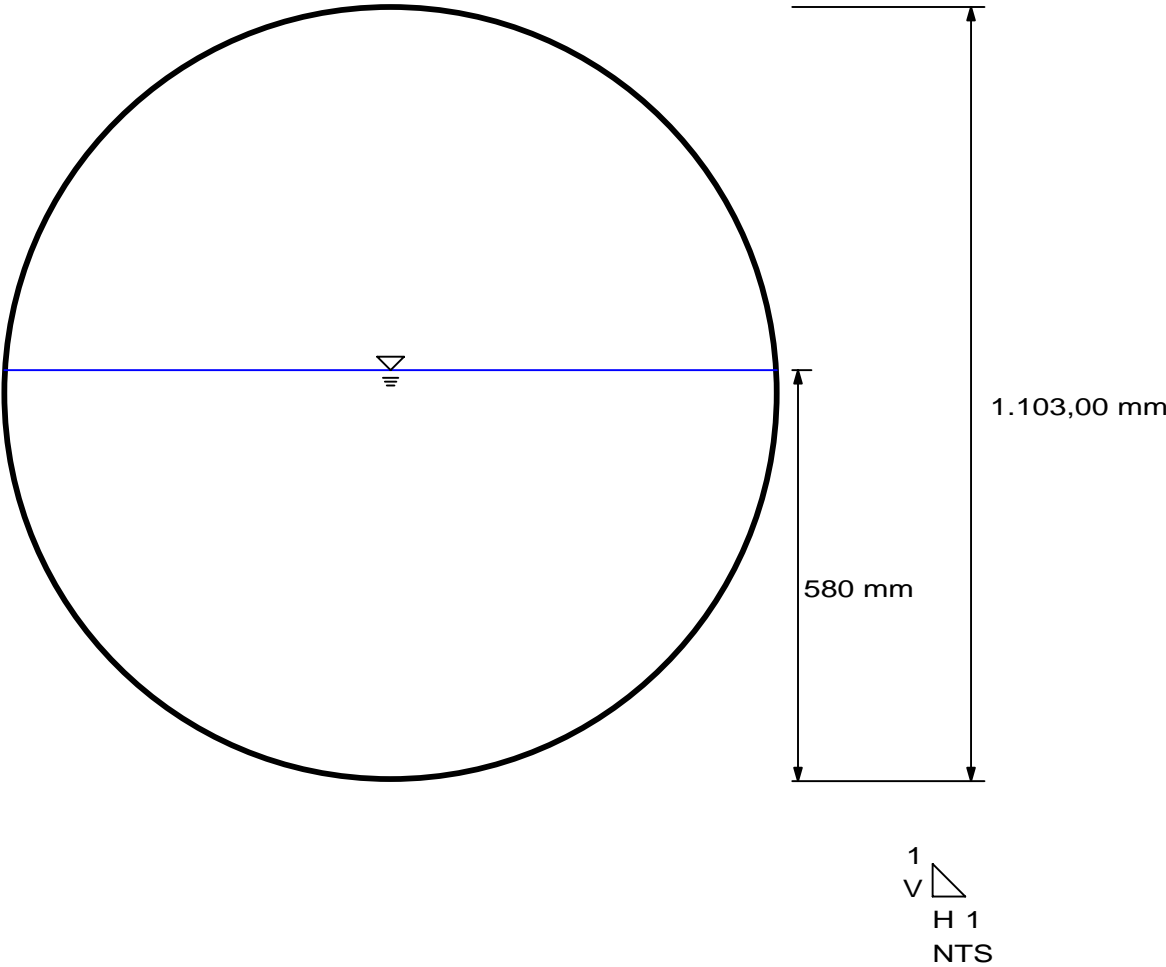
Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0	1.100	100 mm



Q max B5 Circular
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,2660	%
Depth	580	mm
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	1.272,10	l/s



Qmax B5
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

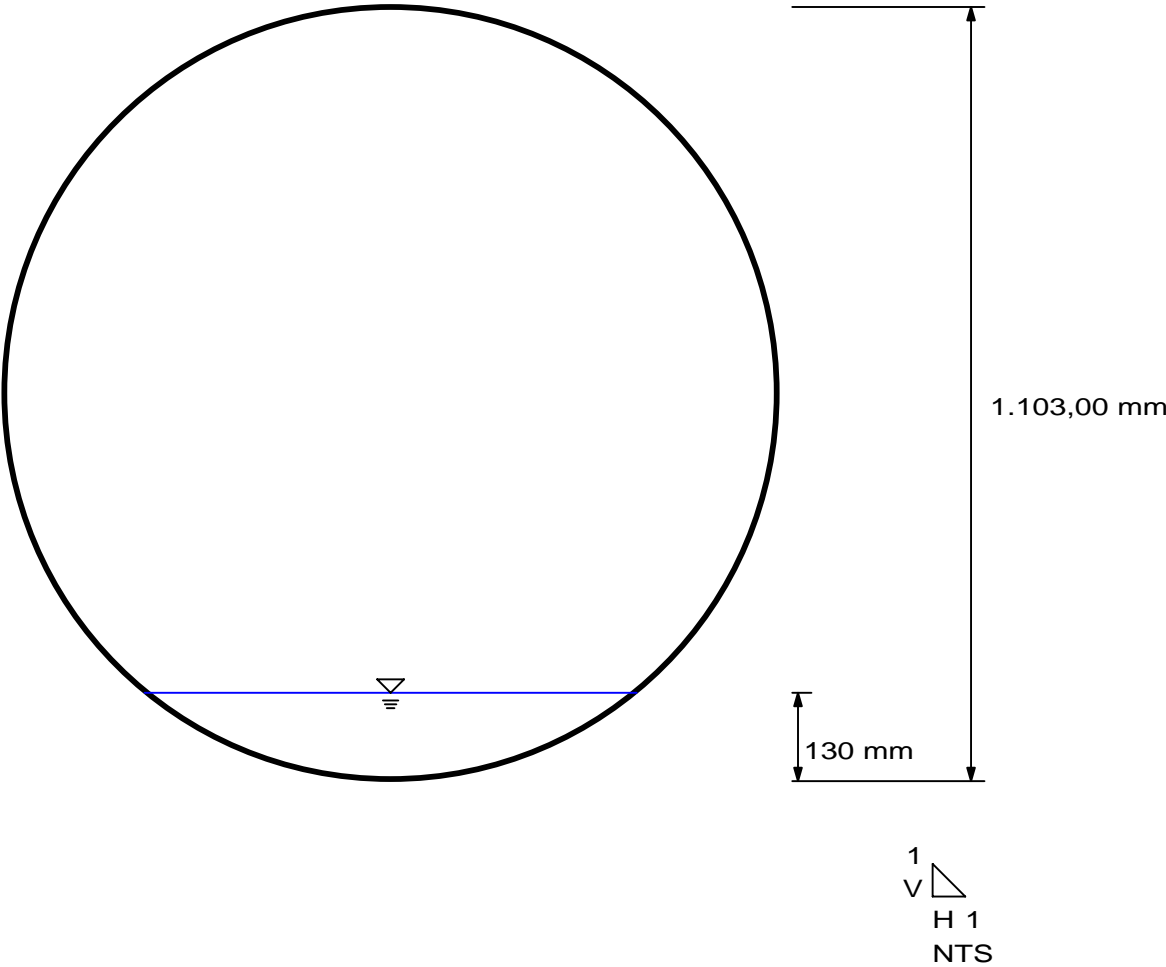
Input Data	
Mannings Coefficient	0,009
Channel Slope	0,2660 %
Diameter	1.103,00 mm
Discharge	1.272,10 l/s

Results	
Depth	580 mm
Flow Area	0,51 m ²
Wetted Perimeter	1,80 m
Top Width	1,10 m
Critical Depth	0,63 m
Percent Full	52,83
Critical Slope	0,002059 m/m
Velocity	2,48 m/s
Velocity Head	0,31 m
Specific Energy	0,90 m
Froude Number	1,16
Maximum Discharge	2,50 m ³ /s
Full Flow Capacity	2,32 m ³ /s
Full Flow Slope	0,000800 m/m
Flow is supercritical.	

Q min B5 Circular
Cross Section for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,2660	%
Depth	130	mm
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	63,60	l/s



Qmin B5
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Input Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,2660	%
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	63,60	l/s

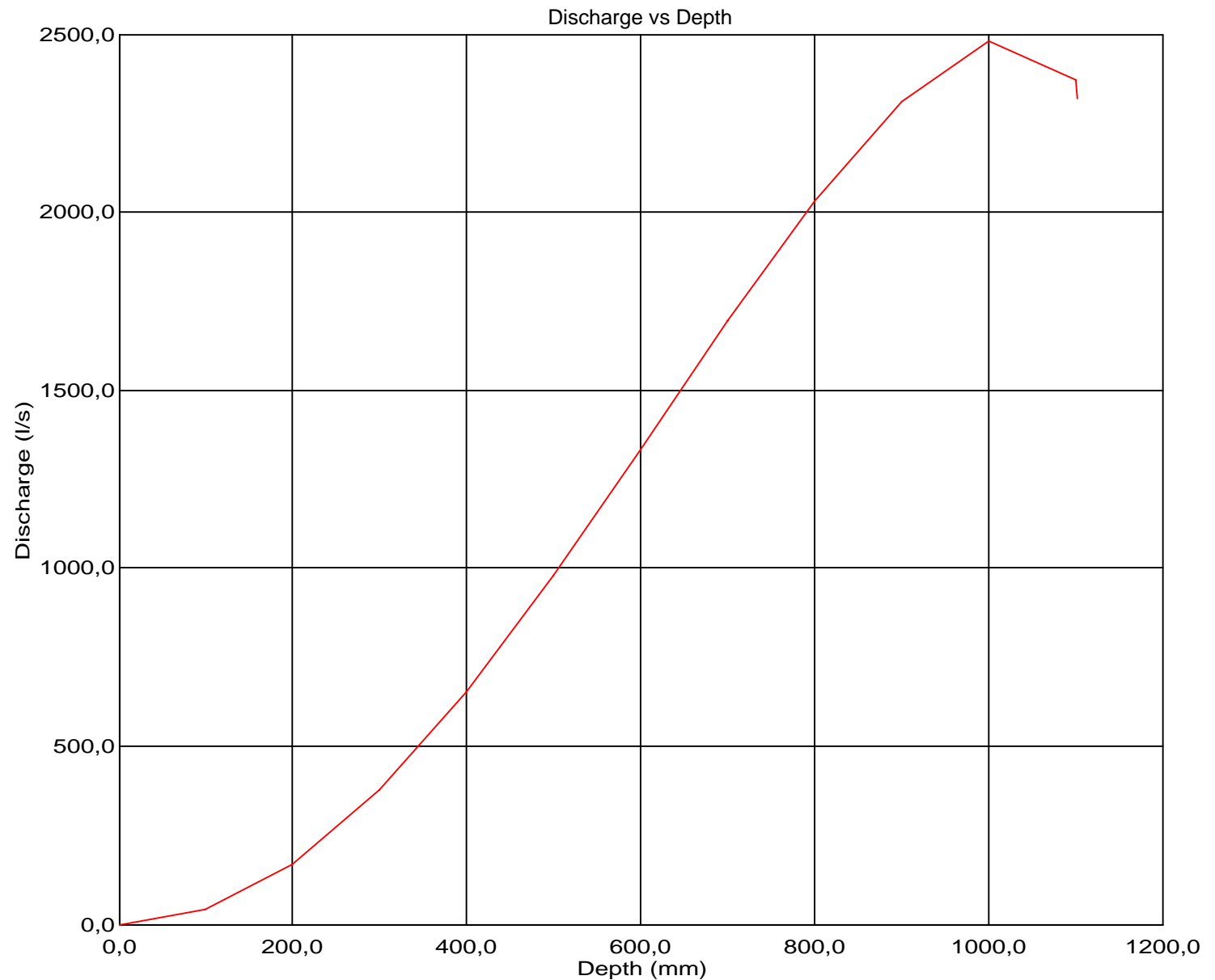
Results	
Depth	130 mm
Flow Area	0,06 m ²
Wetted Perimeter	0,76 m
Top Width	0,70 m
Critical Depth	0,13 m
Percent Full	11,39
Critical Slope	0,001972 m/m
Velocity	1,06 m/s
Velocity Head	0,06 m
Specific Energy	0,18 m
Froude Number	1,15
Maximum Discharge	2,50 m ³ /s
Full Flow Capacity	2,32 m ³ /s
Full Flow Slope	0,000002 m/m
Flow is supercritical.	

Curva de Gasto - Tramo B5 Plotted Curves for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,2660	%
Diameter	1.103,00	mm

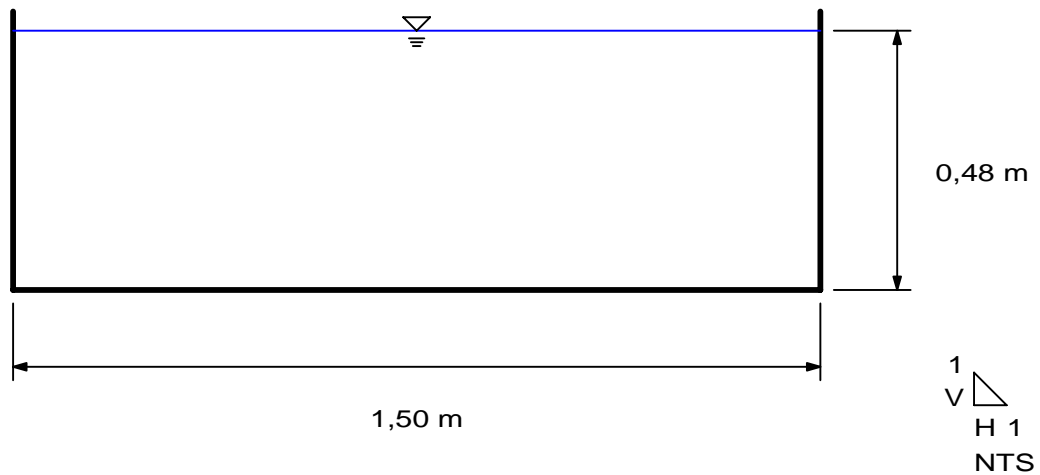
Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0	1.200	100 mm



Qmax B5 Marco
Cross Section for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	Marco B-5
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data		
Mannings Coefficient	0,013	
Channel Slope	0,2660	%
Depth	0,48	m
Bottom Width	1,50	m
Discharge	1.272,0000	l/s



Qmax - Marco B5
Worksheet for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	Marco B-5
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

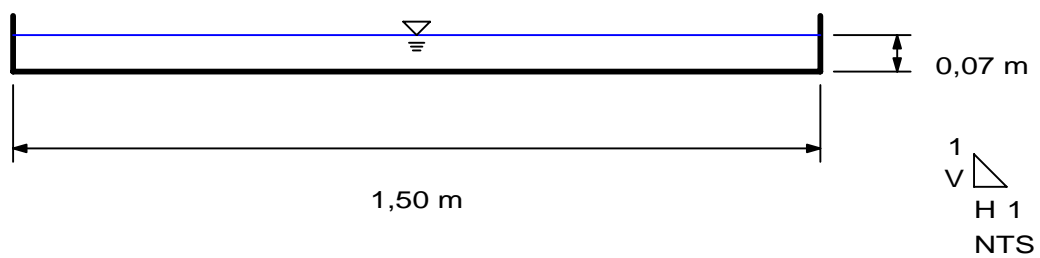
Input Data		
Mannings Coefficient	0,013	
Channel Slope	0,2660	%
Bottom Width	1,50	m
Discharge	1.272,0000	l/s

Results	
Depth	0,48 m
Flow Area	0,73 m ²
Wetted Perimeter	2,47 m
Top Width	1,50 m
Critical Depth	0,42 m
Critical Slope	0,004002 m/m
Velocity	1,75 m/s
Velocity Head	0,16 m
Specific Energy	0,64 m
Froude Number	0,81
Flow is subcritical.	

Qmin B5 Marco
Cross Section for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	Marco B-5
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Section Data	
Mannings Coefficient	0,013
Channel Slope	0,2660 %
Depth	0,07 m
Bottom Width	1,50 m
Discharge	63,6000 l/s



Qmin - Marco B5
Worksheet for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	Marco B-5
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Input Data	
Mannings Coefficient	0,013
Channel Slope	0,2660 %
Bottom Width	1,50 m
Discharge	63,6000 l/s

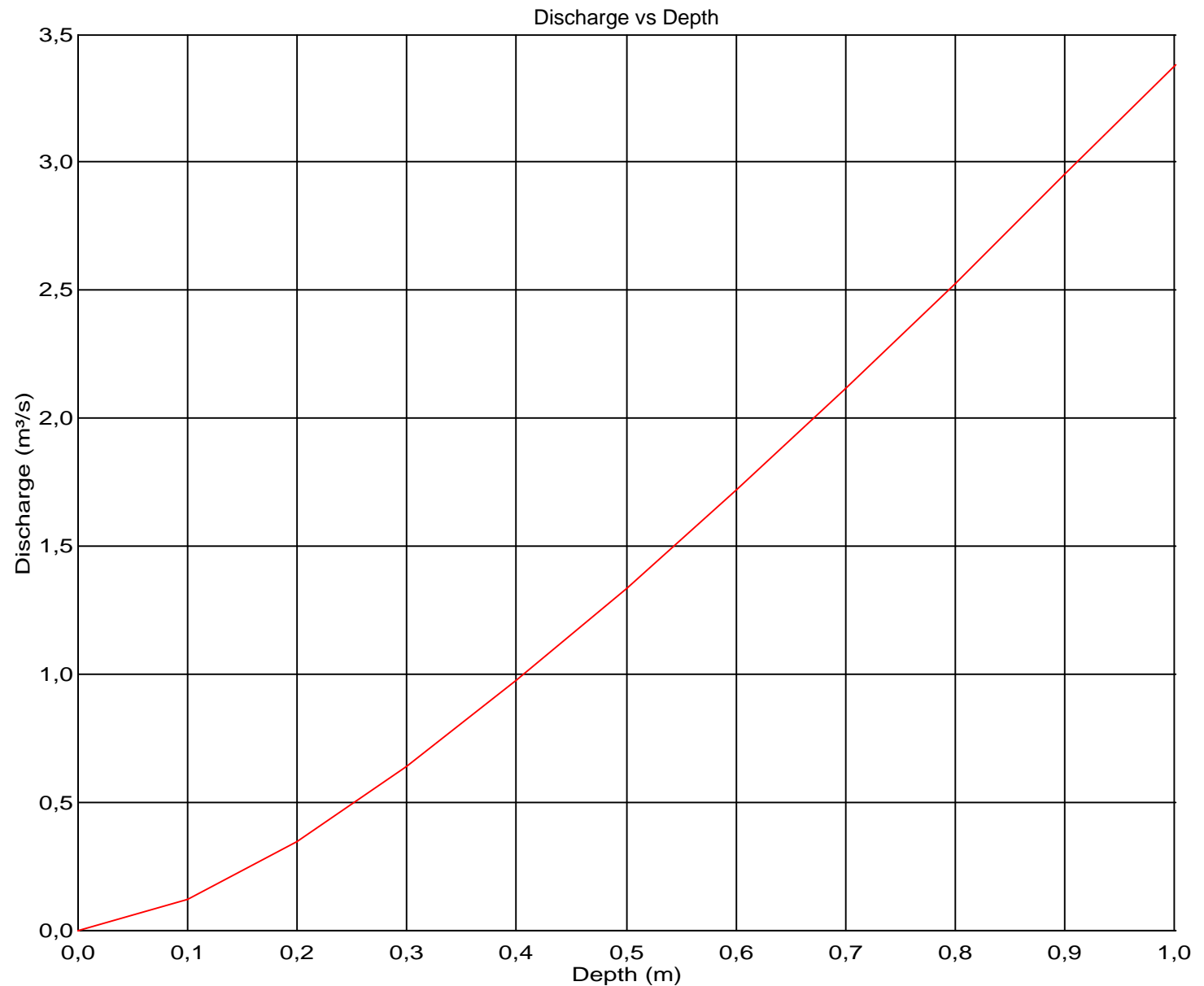
Results	
Depth	0,07 m
Flow Area	0,10 m ²
Wetted Perimeter	1,64 m
Top Width	1,50 m
Critical Depth	0,06 m
Critical Slope	0,004752 m/m
Velocity	0,62 m/s
Velocity Head	0,02 m
Specific Energy	0,09 m
Froude Number	0,76
Flow is subcritical.	

Curve
Plotted Curves for Rectangular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	Marco B-5
Flow Element	Rectangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data	
Mannings Coefficient	0,013
Channel Slope	0,2660 %
Bottom Width	1,50 m

Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0,00	1,00	0,10 m



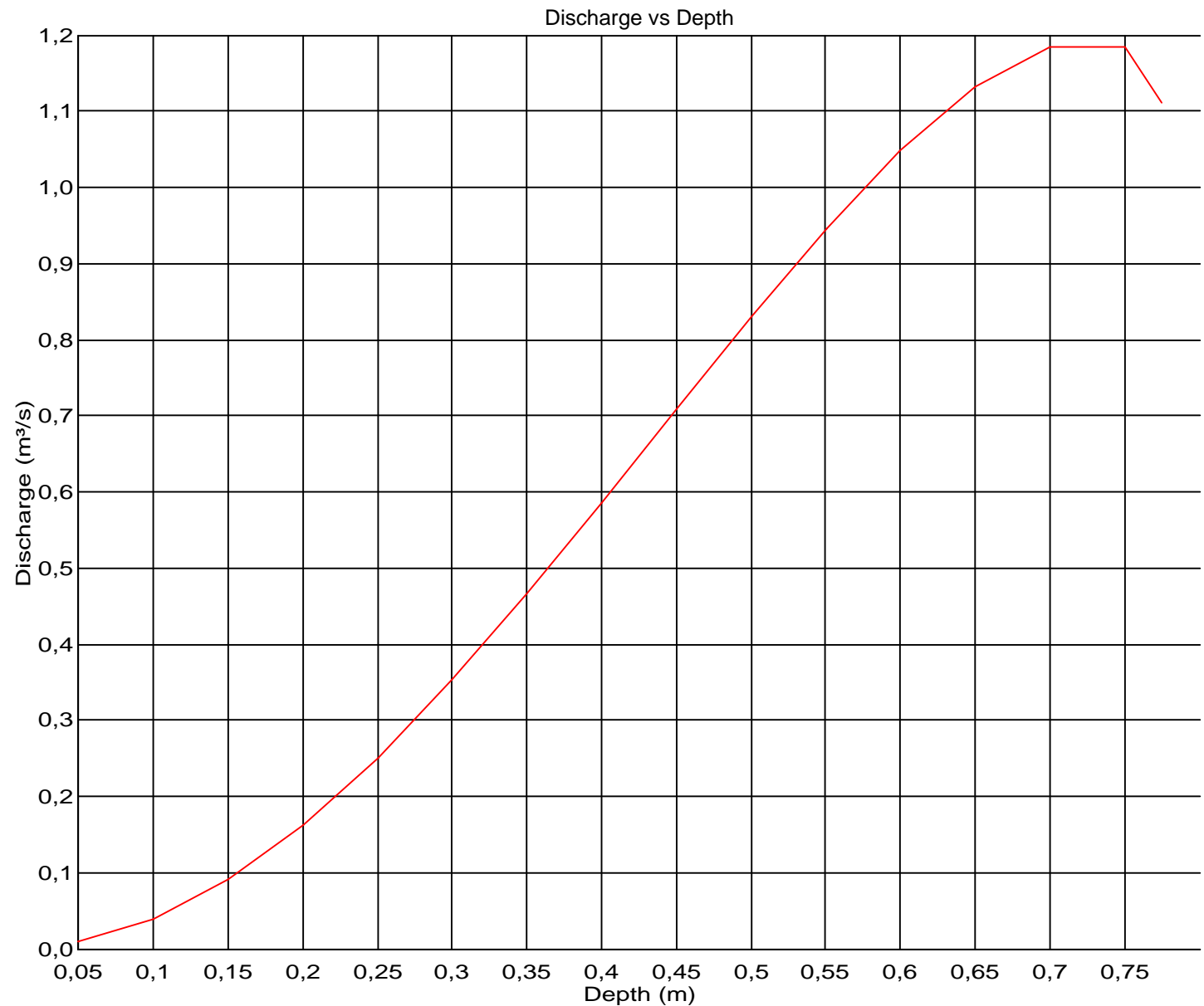
Curva de Gasto - Tramo C3

Plotted Curves for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data	
Mannings Coefficient	0,009
Channel Slope	0,4000 %
Diameter	775,00 mm

Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0,05	0,80	0,05 m

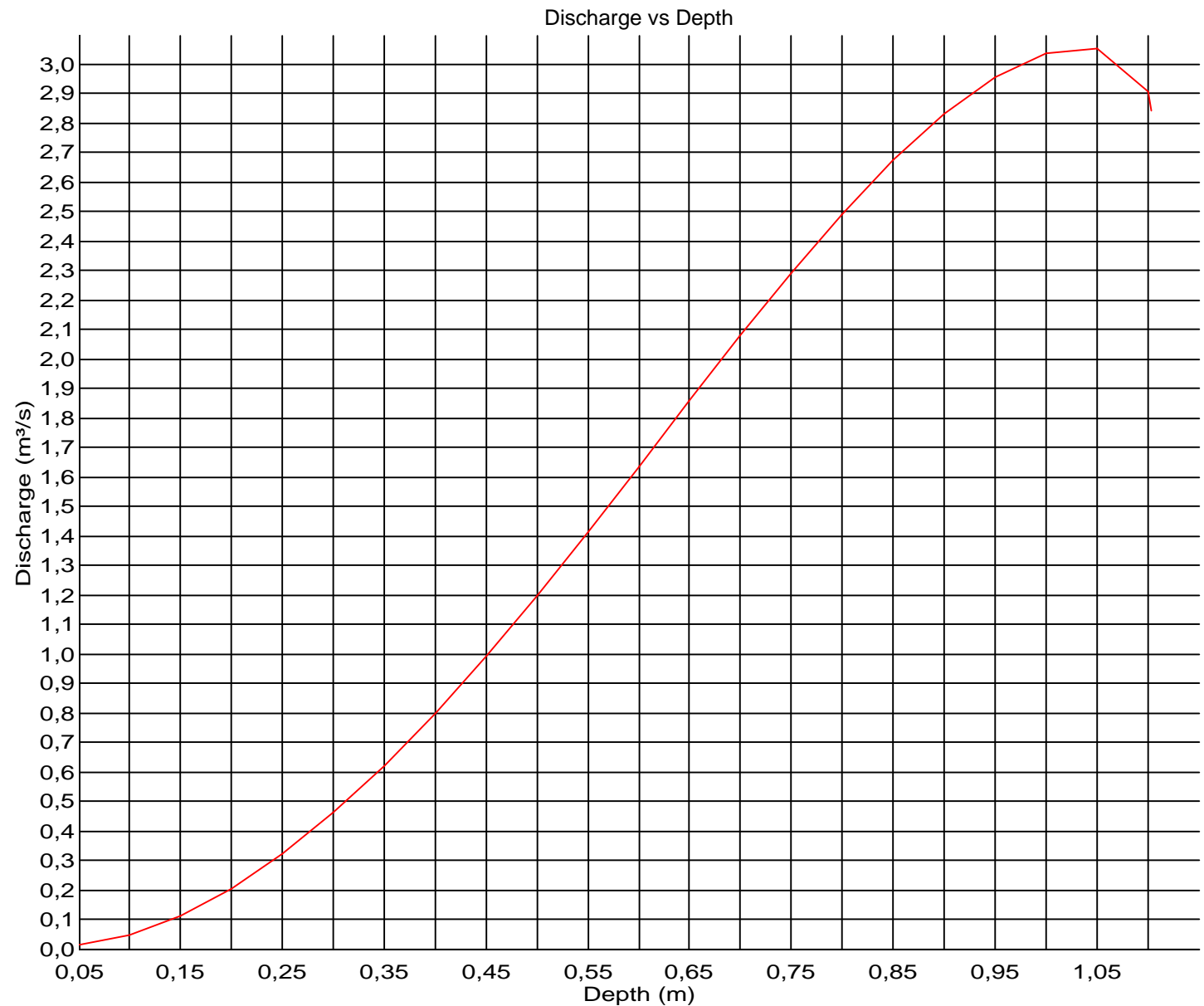


Curva de Gasto - Tramo B4 Plotted Curves for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Discharge

Constant Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,4000	%
Diameter	1.103,00	mm

Input Data			
	Minimum	Maximum	Increment
Depth	0,05	1,15	0,05 m



Qmin B5 Tramo 2
Worksheet for Circular Channel

Project Description	
Project File	y:\luis\prcyii-colladovillalba\colectores\emisario.fm2
Worksheet	C3
Flow Element	Circular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Input Data		
Mannings Coefficient	0,009	
Channel Slope	0,1050	%
Diameter	1.103,00	mm
Discharge	63,00	l/s

Results	
Depth	160 mm
Flow Area	0,08 m ²
Wetted Perimeter	0,85 m
Top Width	0,77 m
Critical Depth	0,13 m
Percent Full	14,17
Critical Slope	0,001974 m/m
Velocity	0,76 m/s
Velocity Head	0,03 m
Specific Energy	0,19 m
Froude Number	0,74
Maximum Discharge	1,57 m ³ /s
Full Flow Capacity	1,46 m ³ /s
Full Flow Slope	0,000002 m/m
Flow is subcritical.	