

UTN - FRVT

Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N°58

**“Estudio de la dinámica hídrica superficial urbana de desagüe pluvial
del sector norte de la Localidad de Arias”**



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Alumno
Ezequiel CARRAZZA

Coordinador Proyecto Final

Ing. Carlos ALBERDI

Director Proyecto Final

Ing. Daniel DABOVE

2016



ÍNDICE

SÍNTESIS DESCRIPTIVA	1
0. ELECCIÓN DEL PROYECTO	2
1. DESTINO DEL PROYECTO	3
1.1. UBICACIÓN	3
1.2. POBLACIÓN	9
1.3. HISTORIA	9
1.4. INFORME COLONIA ARIAS	11
1.5. ARIAS Y SU GEOGRAFÍA	12
1.6. ESTADÍSTICA PLUVIOMÉTRICA	13
2. ESTUDIO MACROCUENCA	15
2.1. LA CUENCA	16
2.1.1. DEFINICIÓN	17
2.2.2. CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS PARA EL ESTUDIO DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICA	18
2.2.2.1. DIVISORIA	18
2.2.2.2. EL PERÍMETRO	18
2.2.2.3. LONGITUD DE LA CUENCA	18
3. TRAZADO DE CUENCA	19
4. PROCEDIMIENTO PARA CÁLCULO DE CAUDAL EN LAS CUENCAS	20
4.1. MÉTODO RACIONAL	20
4.1.1. LIMITACIONES	21
4.2. APLICACIÓN DEL MÉTODO RACIONAL	22
4.3. CÁLCULO DE CAUDAL DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO	24
4.4. CÁLCULO DE CAPACIDAD RECEPTORA	27
4.1.1. PERFIL LONGITUDINAL	28
4.5. CÁLCULO DE VOLUMEN RECEPTOR	30
4.5.1. MÉTODO DE LAS SECCIONES	30
5. RELEVAMIENTO CUNETAS EXISTENTE	35
6. RELEVAMIENTO DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN ARIAS	41
7. PROCESO DE RELEVAMIENTO	44
7.1. TRABAJOS TOPOGRÁFICOS	44
7.2. MEDICIÓN	44
7.3. PROCEDIMIENTO Y TEORÍA PARA NIVELACIÓN	45
7.4. RELEVAMIENTO ALTIMÉTRICO	45
7.5. MÉTODOS DE NIVELACIÓN	46
7.6. INSTRUMENTAL DE USO	47

7.7. FUNDAMENTOS DE LA NIVELACIÓN GEOMÉTRICA	48
7.8. REPRESENTACIÓN GRÁFICA	49
7.9. REPRESENTACIÓN DEL PERFIL DE TERRENO NATURAL	50
8 DIGITALIZACIÓN DE DATOS	51
9 PROYECTO DE TRAZADO VIAL PLANIMÉTRICO Y TRAZADO VIAL ALTIMÉTRICO	52
9.1. REFERENCIA	52
9.2. DISEÑO URBANO	53
9.3. PROCESO DEL TRAZADO EN PLANTA DEL PROYECTO DE PAVIMENTO	53
9.3.1. BUSCA DE ANTECEDENTE Y NIVELACIÓN	54
9.3.2. UBICACIÓN DE PROYECTO	54
9.3.3. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL TRANSVERSAL	54
9.3.4. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PAQUETE ESTRUCTURAL	56
9.3.5. PROBLEMÁTICAS PUNTUALES RELACIONADAS CON OBRAS EN TERRITORIOS URBANIZADOS	57
9.3.5.1. DESAGÜE DE AGUA PLUVIAL	57
9.3.5.2. LAS ESPECIFICACIONES A CUMPLIR SON LAS EXPRESADAS EN LOS SIGUIENTES CONCEPTOS	57
9.4. DEFINICIÓN DE LA PLANIALTIMETRÍA	58
10 ANÁLISIS DE CUENCAS URBANAS	60
10.1. CUENCA	61
10.1.1. CUENCA URBANA	61
10.1.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS MANZANAS	62
10.2. PLANO DE NIVELES DE PAVIMENTO	64
10.2.1. EJEMPLO DEL TRAZADO DE LA CUENCA	65
10.2.2. FRECUENCIA DE LLUVIA	65
10.2.3. DURACIÓN DE LAS LLUVIAS	66
10.2.4. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	68
10.2.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	70
10.2.6. EL TIEMPO DE ENTRADA O DE ADUCCIÓN	71
10.2.6.1. FORMA DE CALCULAR EL TIEMPO DE ADUCCIÓN	71
10.2.6.1.1. SIN ÁREA DE APORTE	74
10.2.6.1.2. CON ÁREA DE APORTE	75
10.3. PLANILLAS DE CÁLCULO	78
11 CALCULO COMPARATIVO	110
11.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	110
11.2. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	111
11.3. CURVAS INTENSIDAD, DURACIÓN, FRECUENCIA	112
11.4. DESARROLLO DE CÁLCULOS PARA CUENCA SIN URBANIZAR	114
11.5. DESARROLLO DE CÁLCULOS PARA CUENCA URBANIZADA	119
11.6. CURVA VOLUMEN VS TIEMPO PARA TR 10 AÑOS	122
11.7. CURVA VOLUMEN VS TIEMPO PARA TR 100 AÑOS	125
12 PROBLEMÁTICA DE LA URBANIZACIÓN	126
12.1. INTRODUCCIÓN	126

13	IMPACTO DEL DESARROLLO URBANO EN EL CICLO HIDROLÓGICO	131
13.1.	REDUCCIÓN DE LA INFILTRACIÓN EN EL SUELO	131
13.1.1.	IMPACTO AMBIENTAL SOBRE EL ECOSISTEMA ACUÁTICO	132
14	GESTIÓN DEL DRENAJE URBANO	133
14.1.	PRINCIPIOS DE LA GESTIÓN SUSTENTABLE	134
15	MEDIDAS DE CONTROL DISTRIBUIDO ESTRUCTURALES	136
15.1.	INFILTRACIÓN Y PERCOLACIÓN	136
15.2.	PRINCIPALES DISPOSITIVOS PARA CREAR MAYOR INFILTRACIÓN SON DISCUTIDOS A CONTINUACIÓN	137
15.2.1.	SUPERFICIES DE INFILTRACIÓN	137
15.2.2.	TRINCHERAS DE INFILTRACIÓN	137
15.2.3.	CUENCAS DE PERCOLACIÓN	138
15.2.4.	PAVIMENTOS PERMEABLES	138
15.2.5.	ALMACENAMIENTO	139
16.	MEDIDAS DE CONTROL EN EL MICRODRENAJE Y MACRODRENAJE	140
16.1.	LA MEDIDA DE CONTROL DE ESCURRIMIENTO EN EL MICRODRENAJE, TRADICIONALMENTE	140
16.2.	ESTE TIPO DE CONTROL TIENE LAS SIGUIENTES VENTAJAS Y DESVENTAJAS	141
16.3.	CARACTERÍSTICAS Y FUNCIONES DE LOS RESERVORIOS	141
16.4.	TIPOS DE RESERVORIOS	141
16.5.	UBICACIÓN	142
16.5.1.	LA UBICACIÓN DEPENDE DE LOS SIGUIENTES FACTORES	142
17.	SISTEMA URBANO DE DRENAJE SOSTENIBLE	143
17.1.	OBJETIVOS	143
17.2.	MEDIDAS ESTRUCTURALES	145
17.2.1.	TIPIFICACIÓN DE SOLUCIONES ALTERNATIVAS DE DRENAJE	145
17.3.	DESCRIPCIÓN DE LAS SOLUCIONES ALTERNATIVAS DE DRENAJE	146
17.4.	INFILTRACIÓN O CONTROL EN ORIGEN DE LAS AGUAS DE LLUVIA	147
17.5.	SISTEMAS DE INFILTRACIÓN O CONTROL EN ORIGEN DE LAS AGUAS DE LLUVIA	147
17.6.	ADENTRO DE ESTOS SISTEMAS SE ENCUENTRAN	148
17.6.1.	SUPERFICIES PERMEABLES	148
17.6.2.	POZOS Y ZANJAS DE INFILTRACIÓN	148
17.6.3.	DEPÓSITO O ESTANQUES DE INFILTRACIÓN	149
17.6.4.	SISTEMAS DE TRANSPORTE PERMEABLE	149
17.6.5.	DRENES FILTRANTES	149
17.6.6.	CUNETAS VERDES	149
17.6.7.	FRANJAS FILTRANTES	150
17.6.8.	CANALES DE FLUJO CONTROLADO	150
17.6.9.	SISTEMAS DE TRATAMIENTO PASIVO O ALMACENAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS	150

17.6.9.1. ALMACENAMIENTO DIFUSO	151
17.6.9.2. ALMACENAMIENTO LOCALIZADO	152
17.6.10. LOS DEPÓSITOS DE DETENCIÓN	152
17.6.11. DEPÓSITOS ENTERRADOS DE DETENCIÓN	152
17.6.12. LOS ESTANQUES O LAGUNAS DE RETENCIÓN	152
17.6.13. LOS HUMEDALES ARTIFICIALES	152
17.6.14. COMBINACIONES DE ALMACENAMIENTO E INFILTRACIÓN	153
18. ELECCIÓN DE OBRA A PROYECTAR	154
18.1. UBICACIÓN DEL RESERVORIO	155
19. SALIDA DEL RESERVORIO	156
19.1. PRIMERA PROPUESTA SALIDA RECTANGULAR CON COMPUERTA ABATIBLE	156
19.2. PROPUESTA 2 SALIDA POR SECCIÓN RECTANGULAR LIBRE	169
19.2.1. CÁLCULO SECCIÓN DE SALIDA	169
20. DISEÑO DE ENTRADA AL RESERVORIO	173
21. DISEÑO Y CÁLCULO CAPACIDAD DEL RESERVORIO	176
21.1. CAPACIDAD DE RESERVORIO	177
22. OBRA COMPLEMENTARIA	178
23. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	184
23.1. PLANILLA DE RUBRO	184
23.2. EJEMPLO DETALLE DE RUBRO	185
23.4. COSTO INDIRECTO Y COEFICIENTE DE RESUMEN	187
23.5. PLAN DE TRABAJO	189
24. PROPUESTA FINANCIERA	191
25. CONCLUSIÓN	196

FIGURAS

Figura 0 – Inundaciones en la Localidad de Arias

Figura 1 - Localidad de Arias en Argentina

Figura 1a - Localidad de Arias Imagen Satelital

Figura 1b - Localidad de Arias Imagen Satelital

Figura 1c – Nor-Este de la Localidad de Arias Imagen Satelital

Figura 1d – Localidad de Arias Imagen Satelital

Figura 2 – Delimitación urbana de Arias.

Figura 3 – División censal 2010

Figura 4 – Evolución demográfica Arias

Figura 5 – Carta topográfica

Figura 6 – Trazado de cuenca

Figura 7 – Trazado de Cuencas

Figura 8 – Trazado de Cuencas

Figura 9 – Trazado de Cuencas

Figura 10 – Límite del cuerpo receptor

Figura 11 – Cuadrícula para relevar niveles

Figura 12 – Perfil del cuerpo receptor

Figura 13 –Canales desagüe existente

Figura 14 – Esquema de nivelación geométrica

Figura 15 – Esquema de nivelación trigonométrica

Figura 16 – Niveles ópticos automáticos

Figura 17 – Mira y trípode

Figura 18 – Lectura en la regla

Figura 19 – Representación de un perfil longitudinal

Figura 19 – Relevamiento digitalizado

Figura 20 –Referencia proyecto vial

- Figura 21 –Sección Proyecto Vial
- Figura 22 –Límite de Inundabilidad
- Figura 23 –Plano BV SAN LUIS
- Figura 24 –Plano Calle ISLAS MALVINAS
- Figura 25 –Plano Calle BUENOS AIRES
- Figura 26 –Plano ARIAS
- Figura 27 –Plano ARIAS CUENCAS URBANAS
- Figura 28 –Plano CUENCAS URBANAS Sector Noreste
- Figura 29 –Loteo de una manzana en ARIAS
- Figura 30 –Desagües en Manzana Cuadrada
- Figura 31 –Loteo Manzana rectangular
- Figura 32 –Desagües en Manzana Rectangular
- Figura 33 –Plano de niveles relevado
- Figura 34 –Cuenca Urbana según niveles de pavimentos
- Figura 35–Diagrama Intensidad, Duración y Recurrencia de la Ciudad de Rosario
- Figura 36–El Ciclo Hidrológico
- Figura 37–Caminos para el cálculo del tiempo de aducción
- Figura 38–Figuras de cada cuadra para el cálculo del coeficiente K
- Figura 39–Corte de calzada
- Figura 40–Figura de área de aporte Triangular
- Figura 41–Figura de área de aporte rectángulo
- Figura 42–Figura de área de aporte en una manzana
- Figura 43–Sumas de áreas de aportes
- Figura 43–Áreas sin aportes inicial triangular
- Figura 44–Áreas sin aportes inicial rectangular
- Figura 44–Áreas con aportes inicial triangular “a”
- Figura 45–Áreas con aportes inicial triangular “b”

- Figura 46-Áreas con aportes inicial rectangular
- Figura 47-Detalle Infiltración y Percolación
- Figura 48-Detalle Superficie de infiltración
- Figura 49-Detalle Trinchera de infiltración
- Figura 50-Detalle Cuenca de Percolación
- Figura 51-Detalle Pavimentos Permeables
- Figura 52-Detalle Formas de Almacenamiento
- Figura 53-Medida de control agua abajo
- Figura 54-Medida de control agua abajo
- Figura 55-Ubicación de Reservorio
- Figura 56-Esquema Compuerta
- Figura 57-Detalle partes de Compuerta
- Figura 58-Partes de Compuerta
- Figura 59-Cuerpo de Compuerta
- Figura 59a-Cuerpo de Compuerta
- Figura 60-Cuerpo de Compuerta
- Figura 61a-Asiento de Compuerta
- Figura 61a-Asiento de Compuerta
- Figura 62-Accionamiento de Compuerta
- Figura 63-Alargue del accionamiento de Compuerta
- Figura 64-Dimensiones generales de Compuerta
- Figura 65-Esquema salida del reservorio
- Figura 66-Esquema salida del reservorio
- Figura 67a-Esquema sección salida del reservorio
- Figura 67b-Esquema sección salida del reservorio
- Figura 67c-Esquema sección salida del reservorio
- Figura 68-Esquema sección entrada del reservorio

Figura 69–Esquema sección entrada del reservorio

Figura 70 –Detalle dissipador de energía

Figura 71a –Imagen dissipador de energía

Figura 71b –Imagen dissipador de energía

Figura 71c –Imagen dissipador de energía

Figura 72a –Esquema Reservorio

Figura 72b –Esquema Reservorio

Figura 74 –Corte vista 1-1 del Reservorio

Figura 75 –Corte vista 2-2 del Reservorio

Figura 76 –Polígono superficie Reservorio

Figura 77 –Geometría transversal de la cuneta simple

Figura 78 –Geometría transversal de la cuneta llena

Figura 79a –Distribución conductos desagües

Figura 19b –Distribución conductos desagües

Gráfico 13-Curva IDF para 10 años

Gráfico 14-Intensidades para IDF 10 años

Gráfico 15-Curva IDF para 100 años

Gráfico 16-Intensidades para IDF 100 años

Gráfico 17-Volumen vs Tiempo – TR 10Años

Gráfico 18-Volumen Efluente vs Volumen Afluente- TR 10Años

Gráfico 19-Hidrograma triangular- TR 10Años

Gráfico 20-Volumen vs Tiempo – TR 100Años

Gráfico 21-Volumen Efluente vs Volumen Afluente- TR 100Años

Gráfico 22-Hidrograma triangular- TR 100Años

Gráfico 23- Inversión mensual

Gráfico 24- Curva de Inversión

Gráfico 25- Curva de Inversión

GRÁFICOS

Tabla 1

- Gráfico 1 – Lluvias en distintas estaciones del año
- Gráfico 2- Lluvias mensuales en un año
- Gráfico 3-Registro lluvias anuales ARIAS
- Gráfico 4-Volumen recepción
- Gráfico 5-Volumen recepción acumulado
- Gráfico 6-Volumen de agua en el cuerpo receptor
- Gráfico 7-Volumen de agua acumulado en el cuerpo receptor
- Gráfico 8-Volumen disponible en el cuerpo receptor
- Gráfico 9-Volumen disponible acumulado en el cuerpo receptor
- Gráfico 10-Comparativa de volúmenes calculado
- Gráfico 11-Comparativa de Hidrogramas
- Gráfico 12-Caudal de cada cuenca
- Gráfico 13-Curva IDF para 10 años
- Gráfico 14-Intensidades para IDF 10 años
- Gráfico 15-Curva IDF para 100 años
- Gráfico 16-Intensidades para IDF 100 años
- Gráfico 17-Volumen vs Tiempo – TR 10Años
- Gráfico 18-Volumen Efluente vs Volumen Afluente– TR 10Años
- Gráfico 19-Hidrograma triangular– TR 10Años
- Gráfico 20-Volumen vs Tiempo – TR 100Años
- Gráfico 21-Volumen Efluente vs Volumen Afluente– TR 100Años
- Gráfico 22-Hidrograma triangular– TR 100Años
- Gráfico 23- Inversión mensual.
- Gráfico 24- Curva de Inversión
- Gráfico 25- Curva de Inversión

TABLAS

Tabla 1

Tabla 2- Régimen de lluvias mensuales. Período 1916-1955

Tabla 3- Cálculo volumen receptor

Tabla 4- Cálculo volumen con agua

Tabla 5- Cálculo volumen disponible en cuerpo receptor

Tabla 6- Frecuencia para distintas zonas

Tabla 7- Valores Coeficiente de Escorrentía

Tabla 8- Valores de cada cuenca urbana

Tabla 9- Diferentes fórmulas para el tiempo de concentración

Tabla 10- Diferentes fórmulas para el tiempo de concentración

Tabla 11- Discriminación de áreas para el cálculo del coeficiente de escorrentía

Tabla 12- Valores del cálculo de coeficiente de escorrentía

Sistema descriptiva

Agradecimientos.

El presente proyecto denominado, "Estudio de la dinámica hídrica superficial urbana de la zona central de la ciudad de Viedma, Río Negro, Argentina". Debo agradecer de manera especial y sincera al Profesor Ing Dabove Daniel por aceptarme para realizar este Proyecto Final bajo su dirección. Su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y rigurosidad, han sido la clave del buen trabajo que hemos realizado juntos, el cual no se puede concebir sin su siempre oportuna participación. Le agradezco también al Profesor Ing Arrieta Daniel e Ing Blanco Ricardo por dedicar su tiempo en reiteradas consultas para encaminar y guiarme en el desarrollo de este Proyecto, también quiero aprovechar este espacio para agradecerle al Profesor Ing Alberdi Carlos el titular de la asignatura Proyecto Final de la carrera Ingeniero Civil, por su tiempo destinado a evaluar paso a paso el desarrollo de los avances en forma progresiva de este proyecto.

Agradezco a todos mis compañeros, docentes y todo el personal, que hacen que esta Facultad este a disposición de todos los estudiantes, por su predisposición para guiar y brindar las necesidades que surgen diariamente en el desarrollo de la carrera.

Familia, amigos y personas especiales en mi vida, en referencia a mis seres queridos, a los que quiero dedicarle este nuevo logro ya que en gran parte gracias a ustedes, por el apoyo, el afecto y predisposición para brindarme todos los recursos necesarios que se necesita para llegar al final de una meta, he logrado con éxito concluir una etapa muy importante para mí, por eso agradecerles eternamente por ser parte de todo esto. Gracias.

3. ELECCIÓN DEL PROYECTO

Síntesis descriptiva

En la Localidad de Arias, Provincia de Córdoba, el Municipio informa la deficiencia y mal funcionamiento del escurrimiento superficial en el sector Nor-Este de la Localidad, provocando acumulación de agua en el mismo.

El siguiente proyecto denominado, *“Estudio de la dinámica hídrica superficial urbana de desagüe pluvial del sector norte de la Localidad de Arias”* Surge a partir de la problemática, planteada por el municipio de la Localidad de Arias, expresando las deficiencia y mal funcionamiento del escurrimiento superficial de la zona noreste de la Localidad, para analizar y buscar una solución al problema se planteó un desarrollo macrocuenca para estudiar el funcionamiento de la recepción final hacia donde conduciríamos el escurrimiento superficial, en consecuencia realizo el relevamiento del canal de llegada al dispositivo final, con la finalidad de evaluar el funcionamiento en la actualidad, luego desarrollo un análisis microcuenca, para el mismo se proyecta un relevamiento planialtimétrico del sector norte de la Localidad y en particular evaluar el sector noreste, con lo cual con esos datos calculo, analizo el funcionamiento del sector afectado y propongo diferentes soluciones, eligiendo la más apropiada para la Localidad, sintetizando como resultados realizar un reservorio a cielo abierto, en el cual se diseñó una sección de salida para limitar el caudal máximo de salida igual al máximo caudal que puede transportar el canal relevado anteriormente para no alterar sus dimensiones, el cuál conducirá el líquido desde el reservorio al dispositivo final, no obstante para llegar con el escurrimiento total al reservorio se proyecta obras complementaria de un sistema de conductos con sección rectangulares ubicados estratégicamente para evitar que el escurrimiento sobrepase la altura del cordón cuneta, para finalizar se buscó el costo total del proyecto realizando con una propuesta financiera para poder desarrollar el proyecto en tiempo y forma.



Figura 0 – Inundaciones en la Localidad de Arias

I. DESTINO DEL PROYECTO

0. ELECCIÓN DEL PROYECTO

La localidad de Arias se encuentra ubicada al sur del departamento Martín Juárez.

En la Localidad de Arias, Provincia de Córdoba, el Municipio informa la deficiencia y mal funcionamiento del escurrimiento superficial en el sector Nor-Este de la Localidad, provocando acumulación de agua en el mismo, perturbando construcciones aledañas y generando una problemática para la población afectada en forma directa e indirectamente, al evaluar esta situación los integrantes del Gobierno Municipal me ofrecen, ya que estaba realizando las Prácticas Profesional Supervisada en su establecimiento, realizar un proyecto para buscar una solución o la solución más adecuada a dicha problemática, con lo cual decidí realizar este proyecto y también poder presentarlo en la materia Proyecto Final de la carrera Ingeniería Civil.



Figura 0 – Inundaciones en la Localidad de Arias

1. DESTINO DEL PROYECTO.

1.1. UBICACIÓN

La localidad de Arias se encuentra ubicada al sur del departamento Marcos Juárez, en el sureste de la provincia de Córdoba, (Argentina). Dista de 125 km de la cabecera departamental y a 360 km de la ciudad de Córdoba. Está ubicada a la altura del km 410 de la Ruta Nacional 8, que la comunica con el resto del país.



Figura 1 - Localidad de Arias en Argentina

Figura 1a - Localidad de Arias Imagen Satelital

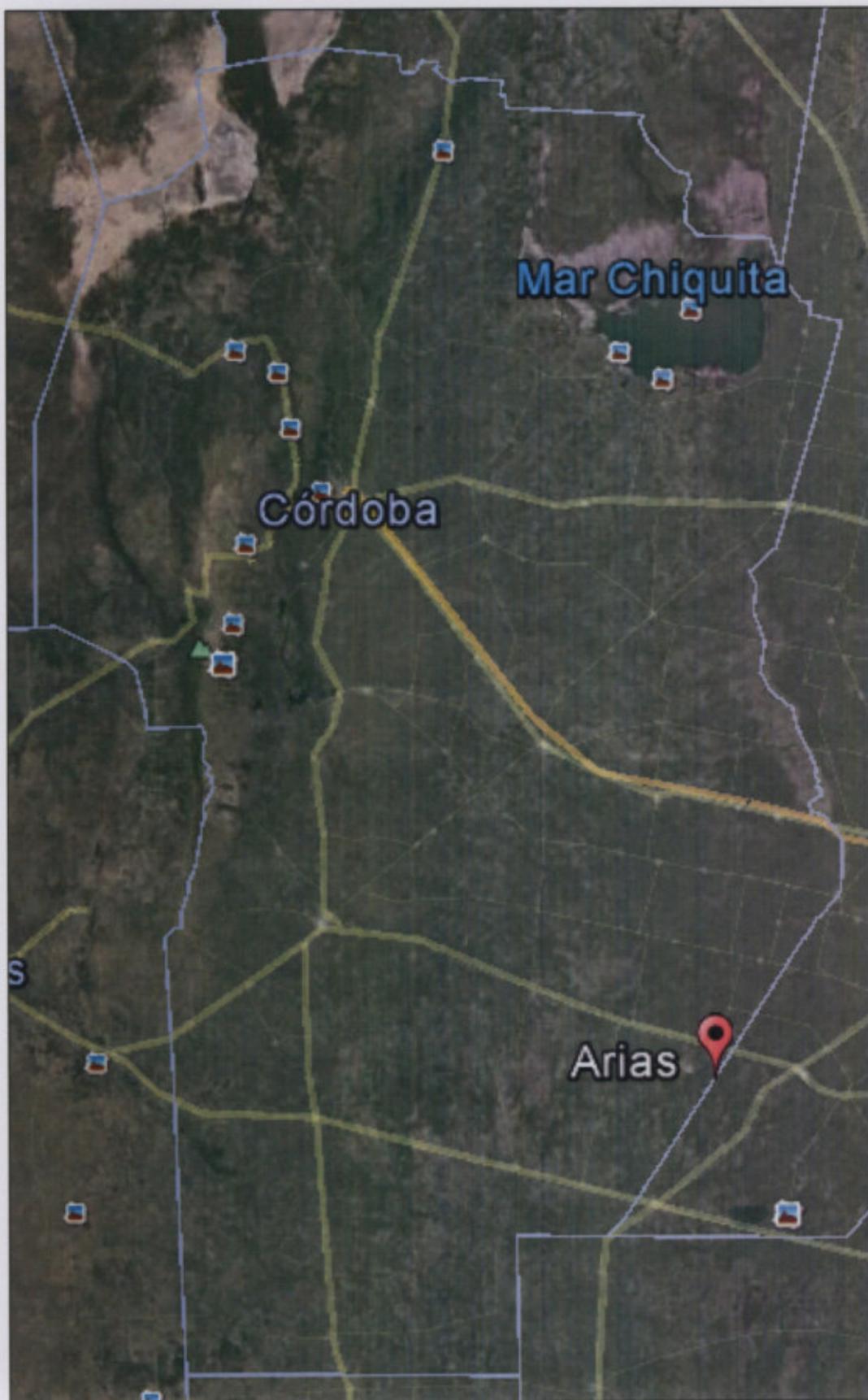


Figura 1a - Localidad de Arias Imagen Satelital

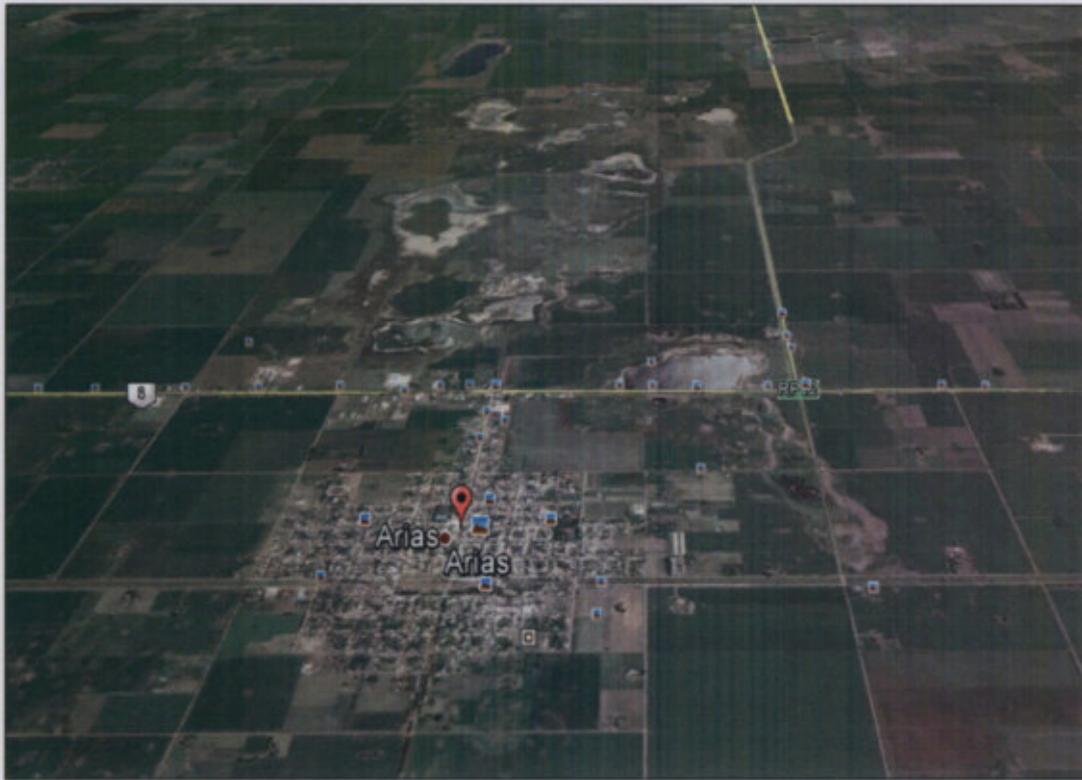


Figura 1b - Localidad de Arias Imagen Satelital



Figura 1c – Nor-Este de la Localidad de Arias Imagen Satelital

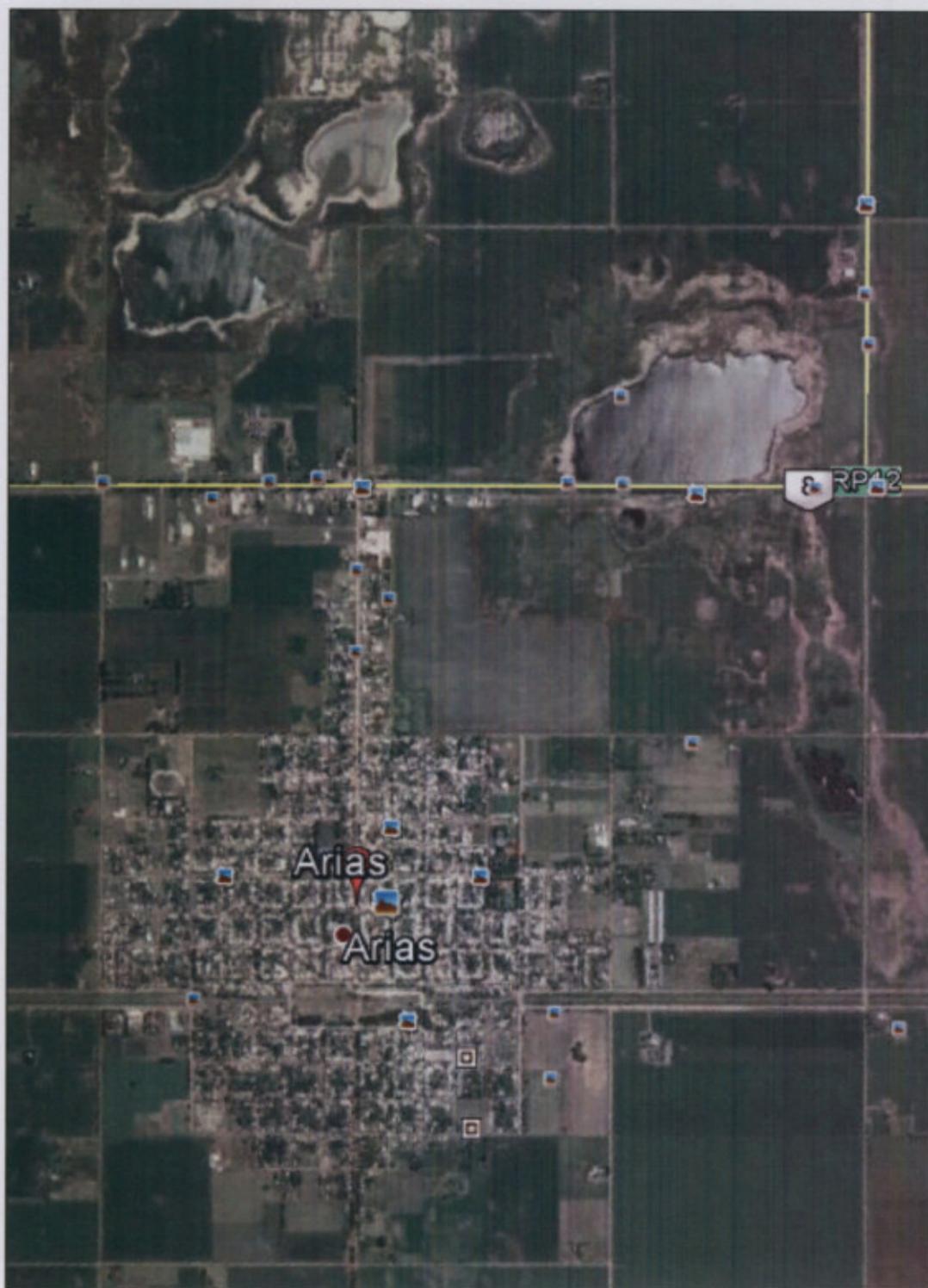


Figura 1d – Localidad de Arias Imagen Satelital

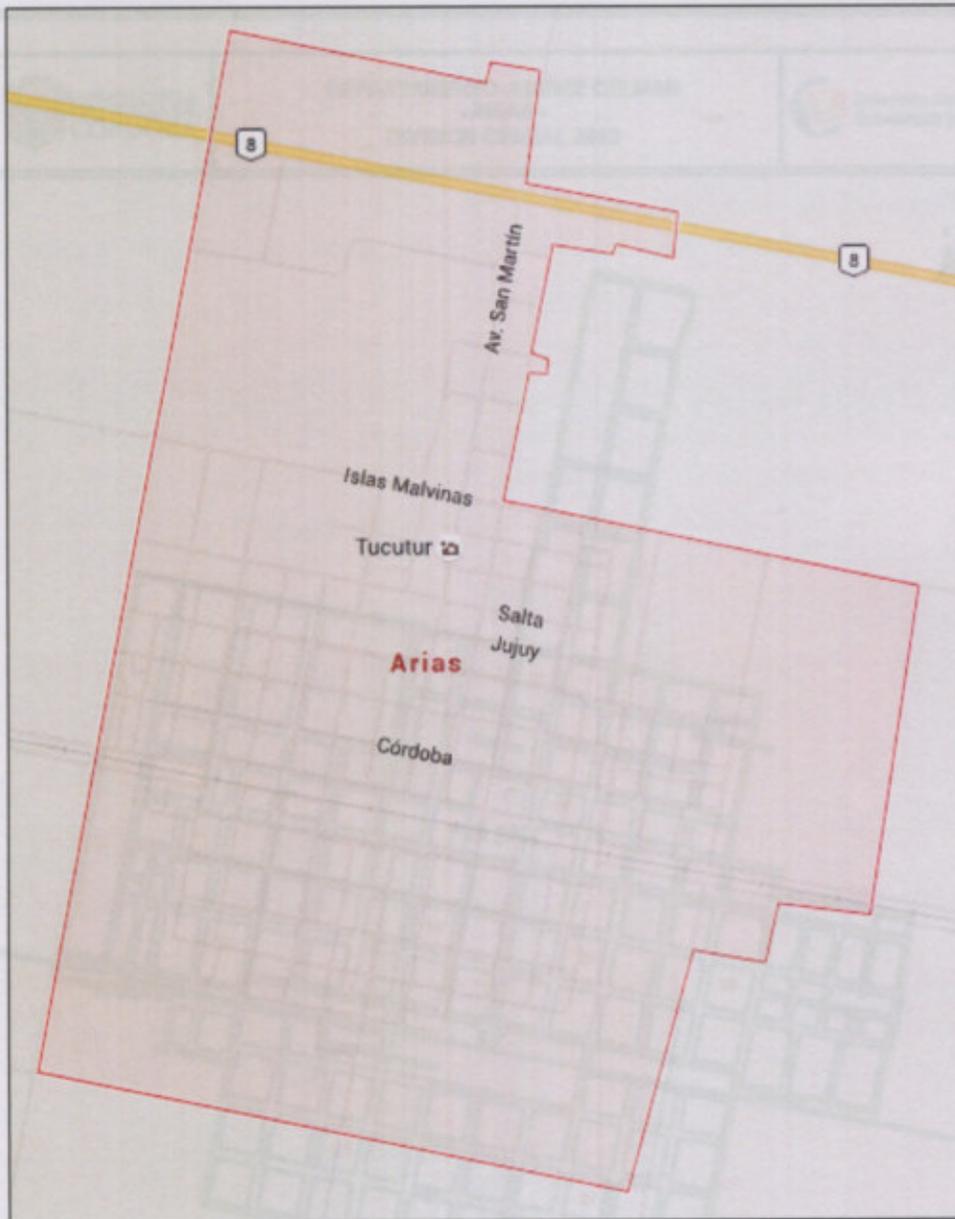


Figura 2 – Delimitación urbana de Arias.

Figura 3 – División censal 2010

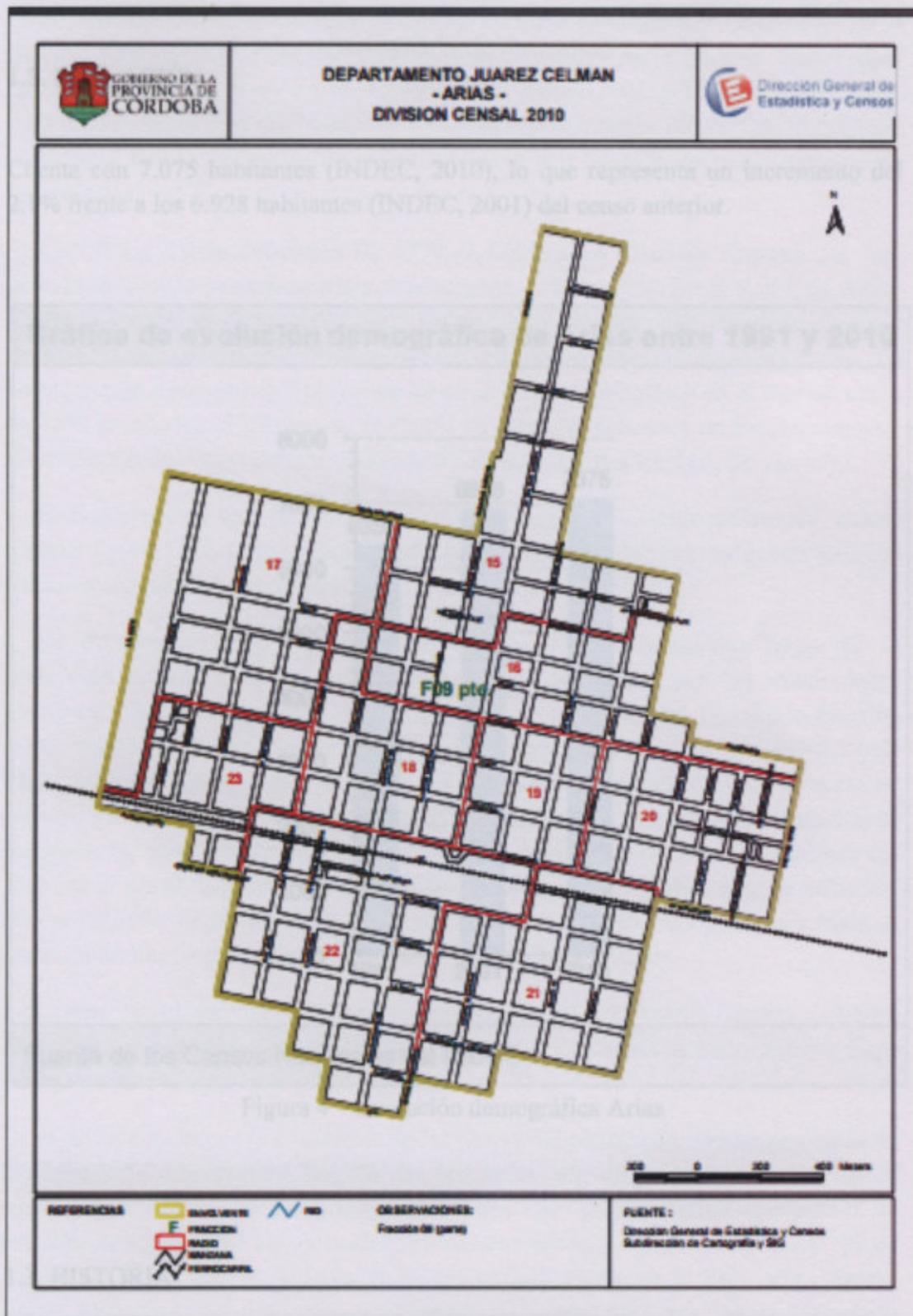


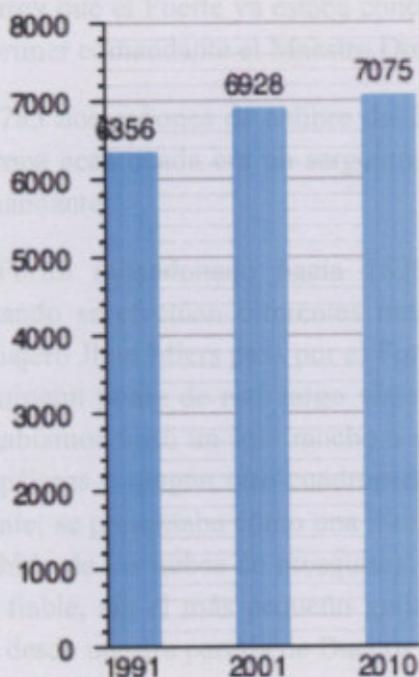
Figura 3 – División censal 2010

Entre los años 1777 y fines de siglo, los cordobeses reconstruyeron nuevamente la línea de frontera creando una seguidilla de fortines. El Virrey Vértiz manda a construir los Fortines de Lorto (Santa Fe), San Carlos, San Fernando, Santa Catalina, Sauro y Las Tunas (Córdoba); Chajar y Bahadere (San Luis); San Carlos y San Rafael (Mendoza) que se sumarán a los ya existentes. Estas fortificaciones se fueron

1.2. POBLACIÓN

Cuenta con 7.075 habitantes (INDEC, 2010), lo que representa un incremento del 2,1% frente a los 6.928 habitantes (INDEC, 2001) del censo anterior.

Gráfica de evolución demográfica de Arias entre 1991 y 2010



Fuente de los Censos Nacionales del INDEC

Figura 4 – Evolución demográfica Arias

1.3. HISTORIA

Entre los años 1777 y fines de siglo, los españoles refuerzan nuevamente la línea de frontera creando una seguidilla de fortines. El Virrey Vértiz manda a construir los Fortines de Loreto (Santa Fe), San Carlos, San Fernando, Santa Catalina, Sauce y Las Tunas (Córdoba); Chañar y Bebedero (San Luis); San Carlos y San Rafael (Mendoza) que se sumarán a los ya existentes. Estas fortificaciones se fueron

transformando en un cerco muy peligroso para las comunidades originarias de la llanura. El fortín Las Tunas se construyó en las orillas de la Laguna "Las Tunas" llamada anteriormente por los aborígenes como Atranentru (aguas tenebrosas), sobre todo para proteger el precario camino de las pampas o camino del sur que unía Cuyo, Córdoba y Buenos Aires de los constantes asaltos a las carretas que transportaban mercaderías.

Con fecha 21 de diciembre de 1778 el Cabildo de Córdoba dispuso que "sin pérdida de tiempo se pusiese mano a la construcción de dicho fortín y el 6 de enero, Vértiz le escribe al Gobernador de la Provincia de Córdoba del Tucumán, Coronel Andrés Mestre, ordenándole la construcción del mismo. Este último al mando de 300 hombres sale a recorrer la frontera en busca del lugar adecuado y en el mes de enero de 1780 le informa al Virrey que el Fuerte ya estaba concluido y en funcionamiento, siendo designado como primer comandante el Maestre Don Ventura de Montoya.

El Fortín poseía en 1785 dos cañones de calibre del 3, cuatro pedreros y cuatro tragantes y en 1788 la tropa acantonada era un sargento, un cabo segundo y nueve soldados además del comandante.

La decadencia del Fortín (abandonado hacia 1820) comienza luego de la revolución de Mayo, cuando se efectúan diferentes tratados con las comunidades aborígenes. En 1819 el viajero Jhon Miers pasa por el Fortín Las Tunas y lo describe así en sus relatos: " En ningún punto de este largo viaje cansador y angustioso, de Melincué a Las Tunas, habíamos visto un solo rancho o un corral, ni un buey, ni un caballo; apenas algunos pájaros y ningún otro cuadrúpedo aparte de los venados de los que hablé anteriormente; se presentaba como una ilimitada soledad, alternada tan solo por el horrible zumbido de las nubes de mosquitos. El suelo, aunque salitroso, era un mantillo negro y fiable, sin el más pequeño guijarro. No habíamos visto ni arena, ni arcilla, ni grava desde nuestra partida de Buenos Aires.

Las Tunas es el lugar más miserable: se compone de 8 a 10 sucios ranchos de barro. Para nosotros, cualquier objeto que indicara la presencia del hombre, aunque fuera salvaje, resultaba agradable y consolador."

La expansión dada por la ocupación de las tierras del sudeste de nuestra provincia de Córdoba y la consiguiente llegada del ferrocarril dio origen a la creación de un significativo número de pequeñas localidades que se levantaban tomando a la estación del ferrocarril como centro del trazado urbano. Arias fue creada el 10 de Agosto de 1889. Esta es la fecha en la que el Gobernador de la Provincia, Marcos Juárez, atento a lo solicitado por la Compañía de Tierras del Gran Sud de Santa Fe y Córdoba Ltda (Limite), aprueba los planos presentados para la creación de la Colonia Arias. El ejido urbano se trazó sobre los terrenos de la misma compañía que correspondían a la suerte n° 31 de la Merced de Arrascaeta. No obstante la fecha de creación y la posterior llegada del ferrocarril en 1892, se cree que ya existía desde algunos años antes un incipiente asentamiento o caserío al que luego se denominó Colonia o Villa Arias. Aún hoy continúan las disputas sobre a qué personalidad se le

debe el nombre de nuestra localidad, pero en una nota remitida a un historiador regional, el Ferrocarril Mitre sostiene que el nombre "recuerda al Gobernador Intendente de la antigua Provincia de Tucumán, Don Francisco Gabino Arias. Con la habilitación de la línea férrea que unía Villa Constitución con La Carlota y pasaba entre otras localidades por Arias, Alejo Ledesma, Benjamín Gould, Canals y Olmos, nuestra localidad comenzó a crecer aceleradamente.

1.4. INFORME COLONIA ARIAS

Un viejo informe de un inspector redactado en 1896 nos da una idea de cómo estaba conformada la comunidad:

Colonia arias, departamento Marcos Juarez, Pedania calderas

Fundada por la Compañía de Tierras del Gran Sud de Santa Fe y Córdoba.

La colonia se encuentra ubicada en el rumbo sur de la estación M. Juárez y colinda por el sur con la colonia LAS TUNAS, Provincia. De Santa Fe de la Compañía de Tierras Córdoba y por el norte con la Colonia Arias B, de propiedad de la misma. Por el Oeste con campos conocidos como de la señora Rosa de Gil y dista a Puerto de embarque, Villa Constitución. Existe allí una comisaría de policía, una oficina de Correos y una Oficina de Telégrafos de la estación del Ferrocarril.

La Compañía no arrienda las tierras y hasta la fecha lleva vendidas 173 concesiones de 25 hectáreas al precio de \$ oro 14 por hectárea. La cosecha ha sido bastante regular y la compañía como sus propietarios varones, se apresta allí a romper la tierra, para la siembra del presente año, como asimismo se presta admirablemente para los árboles frutales, forestales y de jardín. El agua es dulce en toda la extensión del campo. No está acogida a la ley."

El 24 de Marzo de 1924, el Poder ejecutivo de la Provincia creó en nuestro pueblo la Municipalidad Electiva y el 15 de Noviembre de 1925 se realizaron las primeras elecciones. Solo se presentó una lista que llevaba como candidato a Intendente a José Melquiot quien, el 16 de Noviembre asumió sus funciones.

A Extensos campos cultivados con diferentes cereales, que van formando cuadros de múltiples tonalidades, y otros transitados por el ganado, rodean a la localidad de Arias, brindándoles su aire campestre y sereno. Y se van combinando con toda esa naturaleza autóctona que aparece al paso del visitante, invitándolo a disfrutar de maravillosos avistajes de aves y fauna en general.

Con una geografía sin ondulaciones la localidad de Arias, Córdoba, permite admirar inolvidables atardeceres, las largas caminatas se imponen para disfrutar de este momento mágico en el que el sol dora todo a su paso, los paseos en bicicleta son otra opción imperdible para descubrir los tesoros naturales de estas latitudes cordobesas,

y para inmortalizar los descubrimientos de la cultura campestre, los safaris fotográficos se imponen sin discusión.

1.5. ARIAS Y SU GEOGRAFÍA

Arias, está comprendida en una fracción de 3 subregiones bien definidas:

- a) -Lomas aplanadas
- b) -Llanura eólica, franco arenoso
- c) -Pampa ondulada

a) Lomas aplanadas

Ocupa gran parte del área, con excepción de un pequeño sector del rincón sur oeste y del noreste. Constituyen amplias lomadas casi planas surcadas por líneas de escurrimiento con distinto grado de expresión, siendo una característica importante la presencia de numerosos pozos de infiltración, algunos aislados y otros comunicados entre sí, generalmente se encuentran en la intersección de dos o más líneas de escurrimiento.

El drenaje en general es pobre, y generalmente las vías de desagües actúan como tales, después de fuertes lluvias, llevando las aguas hacia las áreas más deprimidas, que se encuentran diseminadas en amplios sectores en las cuales el drenaje es deficiente, con suelos afectados por salinidad y alcalinidad sódica y hacia lagunas temporarias donde el agua se elimina generalmente por evaporación e infiltración. En algunos casos se forman lagunas permanentes por alimentación continua de la capa freática.

b) Llanura eólica

Ocupa el sector sudoeste del área y constituye una llanura eólica marcando un límite neto con las lomas planas de transición. Esta llanura de relictos medianos estabilizados, presenta un drenaje superficial casi nulo, de cuencas cerradas muy localizadas y el relieve general es subnormal, con pendientes inferiores al 1 por ciento.

c) Pampas onduladas

Comprende el sector noreste de área extendiéndose hacia la provincia de Santa Fe.

El relieve es casi plano (subnormal) con pendientes que no superan el 1 por ciento.

El drenaje es aún más pobre, aunque algo más definido marcando el límite hacia la llanura de transición.

1.6. ESTADÍSTICA PLUVIOMÉTRICA

Régimen pluviométrico

La serie de lluvias diarias que se procesó corresponde al período 1916-1955 y proviene del archivo pluviómetro del Servicio Meteorológico Nacional. Su elección se basó generalmente en la calidad de la información.

El total medio anual es de 795 milímetros(mm), con oscilaciones en extremas desde 481 mm hasta 1320 mm, no existen evidencias estadísticas que demuestren que los totales anuales de lluvia aumenten en forma significativa, la tendencia de + 1,7 mm por año debe tomarse como indicadora de cambios cíclico en el régimen pluviométrico interanual.

La distribución estacional indica una marcada concentración del régimen de lluvias en el semestre cálido del año.

Régimen de lluvias estacionales. Período 1916-1955

Estación	Lluvia media(mm)	Coefficiente de variación (%)
Invierno	91	55
Primavera	273	35
Verano	303	44
Otoño	128	54

Tabla 1

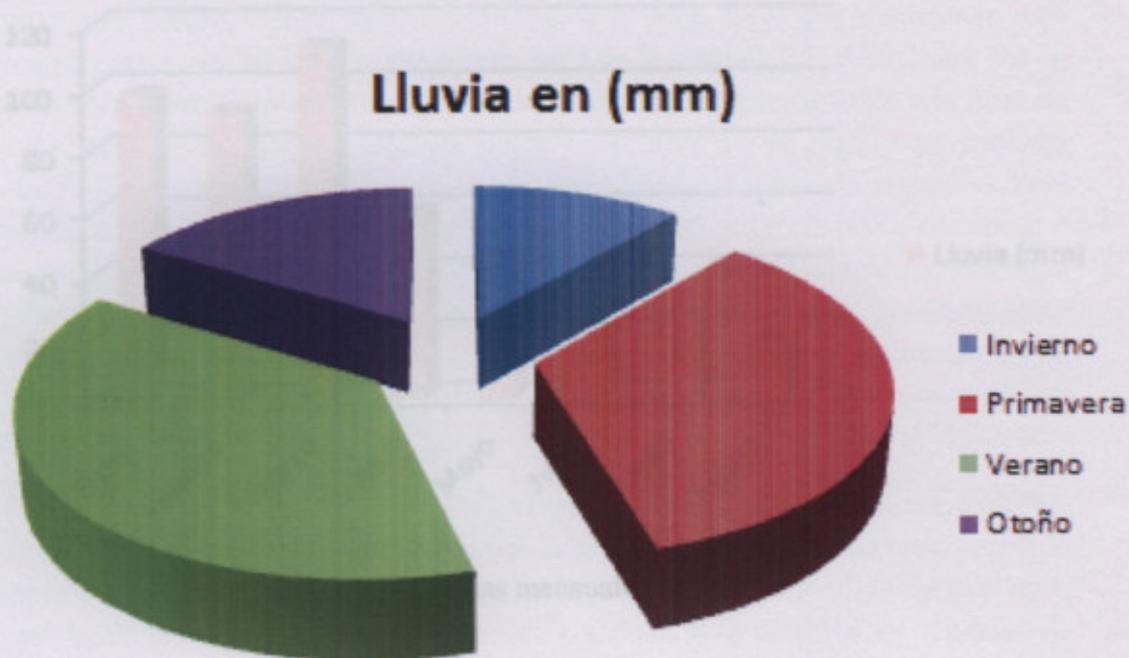


Gráfico 1 – Lluvias en distintas estaciones del año

MES	Promedio (mm)	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)	Coef. Variación (%)
Enero	98	394	5	77
Febrero	92	391	14	83
Marzo	113	300	20	63
Abril	60	166	10	71
Mayo	46	149	8	93
Junio	22	97	0,3	109
Julio	26	135	2	144
Agosto	18	74	2	118
Septiembre	47	132	1	82
Octubre	85	394	13	79
Noviembre	87	234	7	64
Diciembre	101	317	8	70
AÑO	795	1320	481	24

Tabla 2- Régimen de lluvias mensuales. Período 1916-1955

Lluvia (mm)

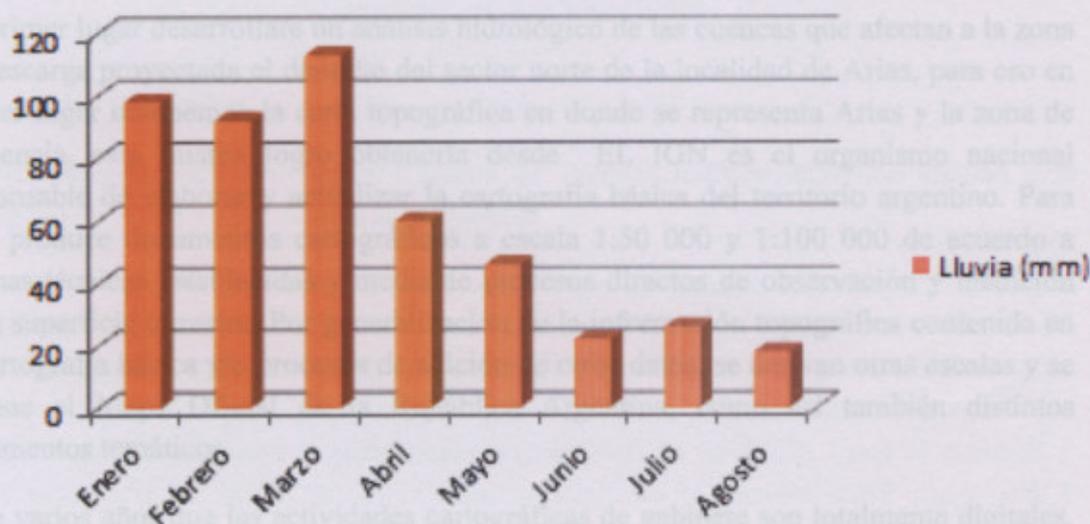


Gráfico 2- Lluvias mensuales en un año

Régimen de Lluvias Anuales. Período 1938-2013

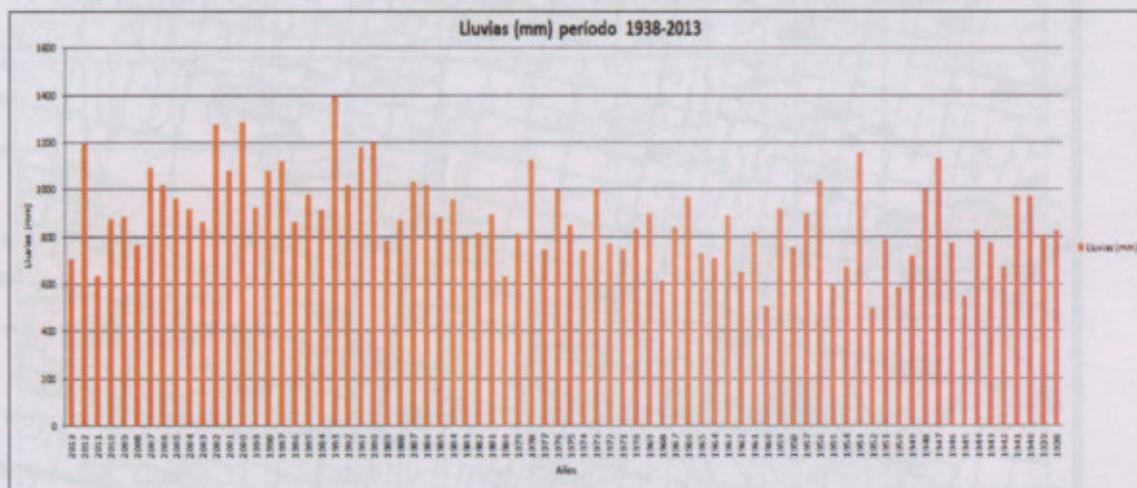


Gráfico 3-Registro lluvias anuales ARIAS

2. ESTUDIO MACROCUCENCA

En primer lugar desarrollare un análisis hidrológico de las cuencas que afectan a la zona de descarga proyectada el desagüe del sector norte de la localidad de Arias, para eso en primer lugar obtenemos la carta topográfica en donde se representa Arias y la zona de influencia, esta misma logro obtenerla desde EL IGN es el organismo nacional responsable de elaborar y actualizar la cartografía básica del territorio argentino. Para ello, produce documentos cartográficos a escala 1:50 000 y 1:100 000 de acuerdo a normas técnicas establecidas y mediante procesos directos de observación y medición de la superficie terrestre. Por generalización de la información topográfica contenida en la cartografía básica y/o procesos de adición de otros datos, se derivan otras escalas y se obtiene el Mapa Oficial de la República Argentina, como así también distintos documentos temáticos.

Hace varios años que las actividades cartográficas de gabinete son totalmente digitales. Ello permite generar un importante archivo de información geográfica de base, capaz de facilitar la generación de otros documentos cartográficos y su actualización posterior, como así también su adecuación para servir de soporte a la creación de sistemas de información geográfica.



Figura 5 – Carta topográfica

2.1. La Cuenca

De esta manera puedo encontrar y trazar las cuencas hidrográficas que afectan a la Localidad de Arias y toda el área de influencia

Para los efectos del estudio es necesario tener en cuenta, además del concepto fundamental del ciclo hidrológico, al estudio de la región en donde éste se sucede. El ciclo hidrológico, visto a nivel de un área específica, se puede esquematizar como un estímulo, constituido principalmente por la precipitación. Ante este estímulo el área de estudio responde mediante el escurrimiento (o caudal) en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de esta área.

Esta área es la que será definida posteriormente como Cuenca Hidrográfica, de la cual el estudio sistemático de sus parámetros físicos es de gran utilidad práctica en la Hidrología, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde pudiera existir poca información (datos incompletos, carencia total de información de registros hidrológicos), si se estableciera que existe cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión.

2.1.1. Definición

La Cuenca Hidrográfica es una zona de la superficie terrestre definida topográficamente en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas, por uno o varios cursos de agua interconectados entre sí, hacia un único punto de salida.

2.2.2. Características fisiográficas para el estudio de una Cuenca Hidrográfica

2.2.2.1. Divisoria

Se designa como divisoria a la línea que separa las aguas que caen en huyas inmediatamente vecinas, y que concurren a formar una u otras cuencas. En general la divisoria, sigue una línea que representa la mayor cota entre cuencas, atravesando los puntos de agua que definen el punto de salida de cada una.

Definida la Divisoria de la Cuenca, se puede determinar el área de la misma, ya sea en el plano, o en proyección horizontal.

En la figura anterior, el área de la cuenca está limitada por la línea divisoria, y por el límite de la cuenca.

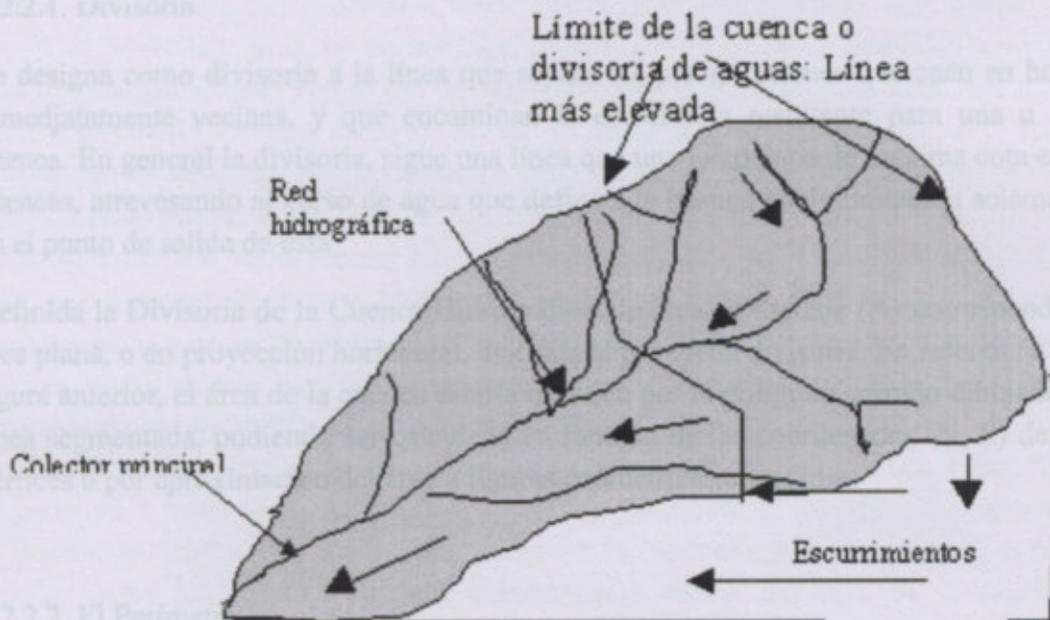


Figura 6 – Trazado de cuenca

En la definición del límite y características de determinada Cuenca Hidrográfica, es importante el estudio de la topografía, uso del suelo y de la permeabilidad, por lo tanto será necesario para esto contar con planos en escalas desde 1:25.000 hasta 1:100.000, dependiendo de los objetivos del estudio y del tamaño de la Cuenca en cuestión.

Se podría decir que para cuencas de un tamaño superior a los 100 Km² un plano topográfico en escala 1:100.000 es suficiente para las metas pretendidas en el análisis general del sistema de una Cuenca Hidrográfica.

Aun cuando dos cuencas estén sometidas a condiciones climáticas similares, los regímenes de escorrentía superficial podrán ser diferentes, dadas las características físicas de cada una de las cuencas. Por ejemplo, suponiendo que ambas cuencas posean las mismas características de cobertura vegetal y tipo de suelo (permeabilidad), si en una de ellas predominan las pendientes pronunciadas mientras que en la otra no, la respuesta de la primera en cuanto a producción de caudal superficial, ante una precipitación, tenderá a ser más violenta que en la segunda.

De esta forma se puede inferir que, aunque resulta evidente que factores como el tipo de suelo y el espesor de la capa permeable ejercen un gran efecto sobre el régimen de flujo, la morfología juega un papel importante en la respuesta de la Cuenca Hidrográfica a las precipitaciones.

2.2.2. Características fisiográficas para el estudio de una Cuenca Hidrográfica

2.2.2.1. Divisoria

Se designa como divisoria a la línea que separa las precipitaciones que caen en hoyas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para una u otra cuenca. En general la divisoria, sigue una línea que une los puntos de máxima cota entre cuencas, atravesando al curso de agua que define a la cuenca en delimitación solamente en el punto de salida de ésta.

Definida la Divisoria de la Cuenca Hidrográfica, su área de drenaje (A) corresponde al área plana, o en proyección horizontal, delimitada por dicha divisoria. En referencia a la figura anterior, el área de la cuenca estaría definida por el polígono cerrado dibujado en línea segmentada, pudiendo ser calculada en función de las coordenadas (N, E) de sus vértices o por aproximación del área a figuras geométricas conocidas.

2.2.2.2. El Perímetro

El Perímetro (P) se corresponde con la longitud del polígono que define los límites de la cuenca y depende de la superficie y forma de ésta.

2.2.2.3. Longitud de la cuenca

Longitud (L) queda definida como la distancia horizontal, medida a lo largo del cauce principal, entre el Punto de Salida de la Cuenca (desde el cual queda definida) y el límite definido para la cuenca.

Dado que en general el cauce principal no se extiende hasta el límite de la cuenca, es necesario suponer un trazado desde la cabecera del cauce hasta el límite de la cuenca, siguiendo el camino más probable para el recorrido del agua precipitada. La Longitud del Cauce (L_c) queda definida por la longitud del cauce principal, desde el punto de salida hasta su cabecera:

El Perímetro y la Longitud de la Cuenca Hidrográfica, por sí solos, no ofrecen mayor información sobre ésta, al menos desde el punto de vista de su producción, estos parámetros son más bien útiles en la definición de algunos coeficientes relacionados con

la forma de la Cuenca los cuales si permiten inferir cuál será su respuesta ante determinadas condiciones de precipitación. En un próximo Artículo desarrollaremos el cálculo de estos coeficientes así como su relación con las características de la Escorrentía en la Cuenca Hidrográfica.

3. TRAZADO DE CUENCA

Con el análisis anterior procedo a trazar las cuencas hidrográficas que afectan a la localidad de Arias y zona, en primer lugar podemos ver que por la localidad atraviesan vías de comunicaciones como vías de ferrocarril con una estación de tren, esta misma divide al pueblo en dos sectores, y por lo tanto por los niveles de esta vía de comunicación tenemos una divisoria de agua muy marcada denominada divisoria de agua artificial por ser construida por el hombre, y si nos trasladamos 2000 metros hacia el sector norte nos encontramos otra vía de comunicación la Ruta Nacional N° 8, la cual con respecto al sistema hidrológico cumple la misma función que la anterior formándose una divisoria de agua artificial, con estos datos encontramos delimitaciones para el escurrimiento superficial de cada cuenca encontrada, luego de un estudio profundo de las diferentes cuencas hidrográficas, encontramos a partir de las divisorias de agua 7 cuencas que pertenecen al escurrimiento hidrológico de la Localidad, luego procedemos a trazar la red hidrográfica y podemos observar la superficie que ocupa los habitantes de Arias es la zona más alta del grupo de cuencas estudiadas es por esta razón que las redes hidrográficas de cada cuenca nacen desde el centro de la superficie poblacional hacia los extremos, por lo tanto es un panorama positivo ya que el agua proveniente de las lluvias que descarga sobre la población en primer análisis descargarían hacia los extremos, también debemos analizar y estudiar las cuencas urbanas formada por las calles pavimentada, cordón cunetas y de tierra natural, lo que definitivamente nos informará hacia donde descarga el escurrimiento de la superficie poblada, en la siguiente imagen podemos observar las cuencas hidrográficas encontradas

4.1 Método Racional

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural. Y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la determinación de caudales máximos.

La expresión utilizada por el Método Racional es:

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

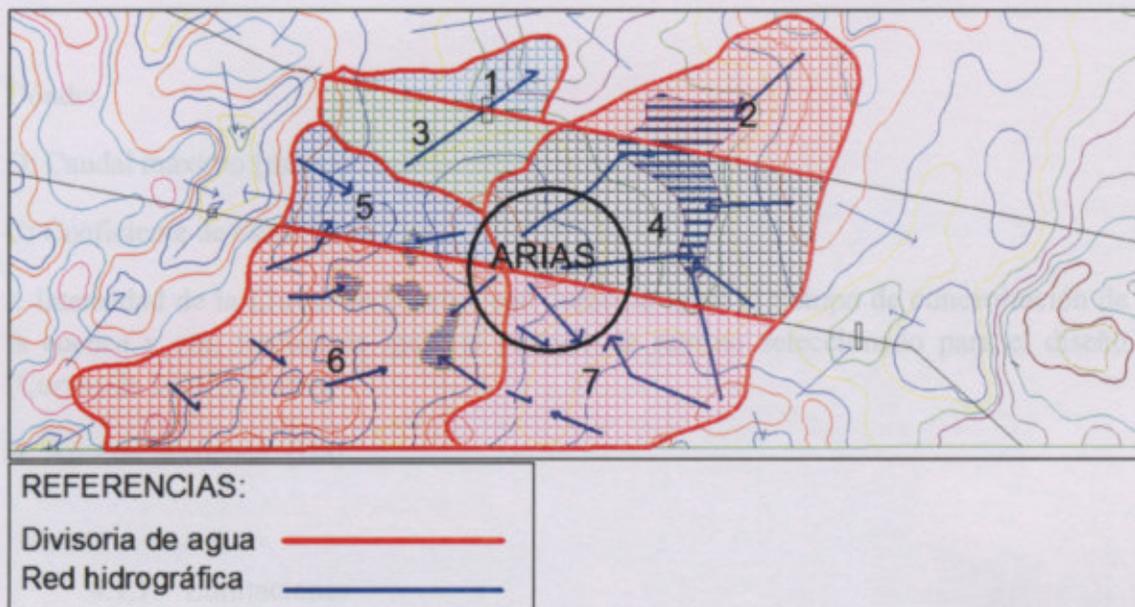


Figura 7 – Trazado de Cuencas

Analizando el sector Norte de la localidad de Arias vemos que podemos subdividirlos en el sector Noreste y Noroeste, en nuestro caso queremos analizar el sector Noreste donde se encuentre la superficie receptora del escurrimiento hidrológico del mismo sector, por lo tanto vamos a calcular los parámetros de las cuencas denominadas cuenca N°2 y cuenca N°4 para poder analizar la capacidad receptora del destino final.

4. PROCEDIMIENTO PARA CÁLCULO DE CAUDAL EN LAS CUENCAS

4.1 Método Racional

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural. Y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la determinación de caudales máximos.

La expresión utilizada por el Método Racional es:

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

Dónde:

Q: Caudal máximo [m³/s] *Método Racional*

C: Coeficiente de escorrentía, *Método Racional a la Cuenca N°2 y Cuenca N°4*

I: Intensidad de la Lluvia de Diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y con frecuencia igual al período de retorno seleccionado para el diseño (Curvas de I-D-F) [mm/h]

A: Área de la cuenca. [Ha]

4.1.1. Limitaciones

Proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente para el diseño.

Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.

El Método Racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.

Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad, esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad antecedente del suelo, etc.

Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).

Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la Escorrentía Superficial.

Pese a estas limitaciones, el Método Racional se usa prácticamente en todos los proyectos de drenaje vial, urbano o agrícola, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello es recomendable que su uso se limite a Cuencas con extensiones inferiores a las 200 Ha.

4.2. Aplicación del Método Racional

Veamos ahora la aplicación del Método Racional a la Cuenca N°2 y Cuenca N°4

En la siguiente imagen podemos ver la ubicación de las cuencas a analizar.

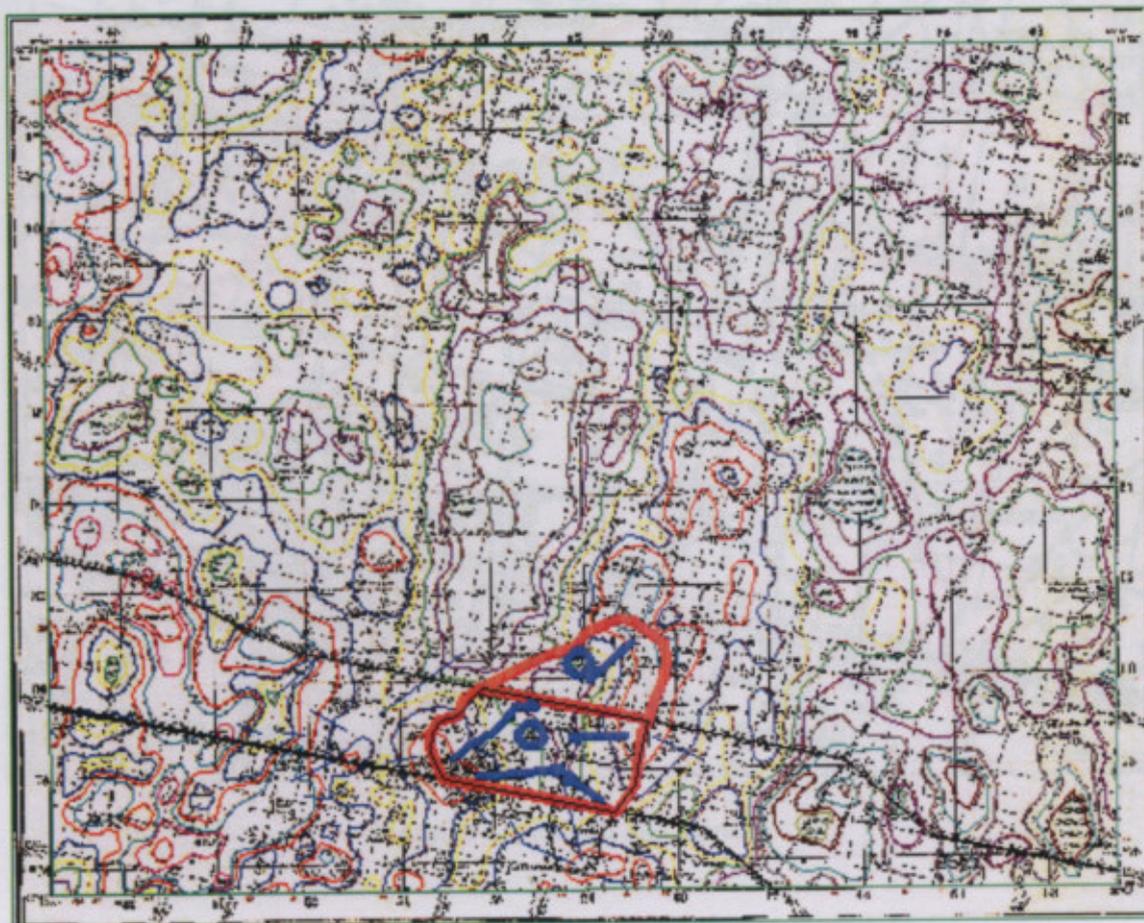


Figura 8 – Trazado de Cuencas

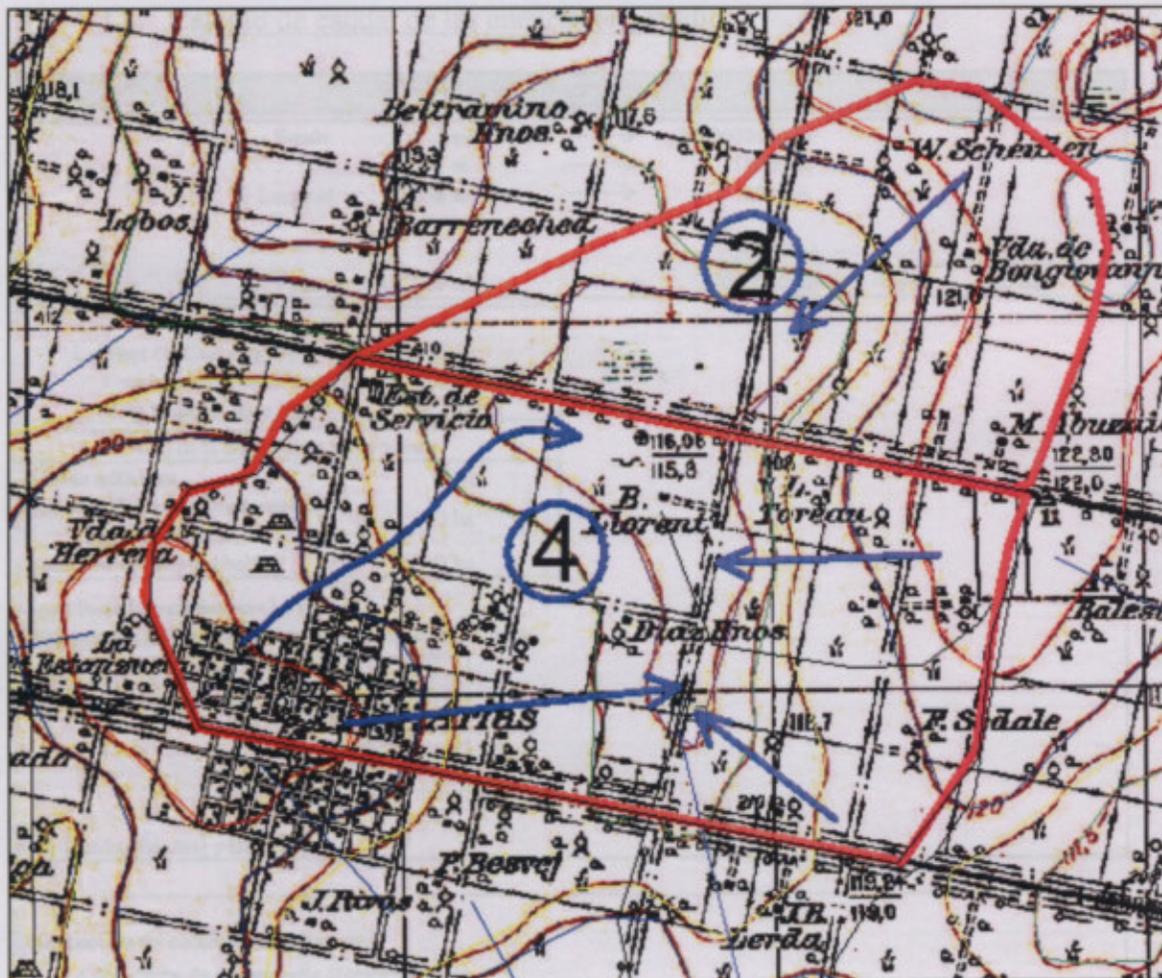


Figura 9 – Trazado de Cuencas

4.3. Cálculo de caudal de las cuencas en estudio

CUENCA 2												
Escala:	1 m ²	→	2500000000 m ²									
	1 m	→	50000 m ²									
Longitud	0,058 m	→	2900 m									
			10000 m ²	1 ha								
Area	0,0008 m ²	→	2000000 m ²	→ 200 ha								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Área =</td> <td style="width: 50%;">200 ha</td> </tr> <tr> <td>Longitud del Cauce Principal =</td> <td>2900 m</td> </tr> <tr> <td>Cota Máxima Cauce Ppal=</td> <td>122 msnm</td> </tr> <tr> <td>Cota Mínima Cauce Ppal =</td> <td>117 msnm</td> </tr> </table>					Área =	200 ha	Longitud del Cauce Principal =	2900 m	Cota Máxima Cauce Ppal=	122 msnm	Cota Mínima Cauce Ppal =	117 msnm
Área =	200 ha											
Longitud del Cauce Principal =	2900 m											
Cota Máxima Cauce Ppal=	122 msnm											
Cota Mínima Cauce Ppal =	117 msnm											
Usos de la tierra dentro de la cuenca												
Vivienda unifamiliar	0 ha											
Zona de cultivo, zonas semipermeable y pendiente suaves	200 ha											
Zona industrial densidad baja	0 ha											
<p>El estudio de frecuencias para las intensidades para las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia en la región:</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 10px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $I = \frac{615 \cdot Tr^{0,18}}{(D + 5)^{0,685}}$ </div> <p>con: I[mm/hr], Tr[años] y D[min].</p>												

Determinación del coeficiente de Esorrentia

Coeficiente de esorrentia (Zonas Rurales).

Cobertura Vegetal	Permeabilidad del Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, Vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, Grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque Vegetación Densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas, deben aumentarse los valores así:
 Cultivos: multiplicar por 1,10. Otros (excepto Sin vegetación): multiplicar por 1,30

Coeficiente de esorrentia= 0,3

Determinación de la duración de la lluvia

Para la obtención de la Intensidad de Diseño es necesario conocer la duración de la lluvia asociada.

Para ello, el Método Racional supone que la duración de la lluvia será igual al Tiempo de Concentración de la Cuenca en Estudio el cual es el tiempo que se tarda una gota de agua en recorrer el trayecto desde el punto más alejado de ella hasta el punto en consideración (punto de definición de la cuenca).

Para la determinación del Tiempo de Concentración existen diferentes expresiones, entre las que destacada la Ecuación de Kirpich:

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

Longitud L= 2900 m
 Pendiente S= 0,0017 m/m

Tiempo de concentración Tc= 1,73 hs 104,07 min

Será este valor y el periodo de retorno especificado de 5 años,

con el cual podremos establecer el valor de la intensidad de diseño con la ecuación suministrada:

Periodo de retorno= 5 Años

$$I = \frac{615 \cdot T_r^{0,18}}{(D + 5)^{0,685}}$$

Intensidad I= 33,03 mm/hs

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

Caudal = Q= 5,50 m³/seg

CUENCA 4

Escala:	1 m²	→	2500000000 m²
	1 m	→	50000 m²
Longitud	0,061 m	→	3050 m
			10000 m²
			1 ha
Area	0,001 m²	→	2500000 m² → 250 ha

Área = 250 ha
 Longitud del Cauce Principal = 3050 m
 Cota Máxima Cauce Ppal= 121,5 msnm
 Cota Mínima Cauce Ppal = 117 msnm

Uso de la tierra dentro de la cuenca

Vivienda unifamiliar 50 ha
 Zona de cultivo, zonas semipermeable y pendiente suaves 200 ha
 Zona industrial densidad baja 0 ha

El estudio de frecuencias para las inten para las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia en la región:

$$I = \frac{615 \cdot T_r^{0,18}}{(D + 5)^{0,685}}$$

con: I[mm/hr], Tr[años] y D[min].

Determinación del coeficiente de Esorrentia

Coeficiente de esorrentia (Zonas Rurales).

Cobertura Vegetal	Permeabilidad del Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada >50%	Alta >20%	Media >5%	Suave >1%	Despreciable <1%
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Sempermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Sempermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, Vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Sempermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Sempermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Grama	Impermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque Vegetación Densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Sempermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas, deben aumentarse los valores así:
Cultivos: multiplicar por 1,30. Otros, (excepto Sin vegetación) multiplicar por 1,30

Coeficiente de esorrentia= 0,25

Determinación de la duración de la lluvia

Para la obtención de la Intensidad de Diseño es necesario conocer la duración de la lluvia asociada.

Para ello, el Método Racional supone que la duración de la lluvia será igual al Tiempo de Concentración de la Cuenca en Estudio el cual es el tiempo que se tarda una gota de agua en recorrer el trayecto desde el punto más alejado de ella hasta el punto en consideración (punto de definición de la cuenca).

Para la determinación del Tiempo de Concentración existen diferentes expresiones, entre las que destacada la Ecuación de Kirpich:

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

Longitud L= 3050 m
Pendiente S= 0,0015 m/m

Tiempo de concentración Tc= 1,91 hs 114,88 min

Será este valor y el periodo de retorno especificado de 5 años, con el cual podremos establecer el valor de la intensidad de diseño con la ecuación suministrada:

Periodo de retorno= 5 Años

$$I = \frac{615 \cdot Tr^{0,18}}{(D + 5)^{0,667}}$$

Intensidad I= 30,96 mm/hs

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

Caudal = Q= 5,37 m³/seg

4.4. Cálculo de capacidad receptora

Luego del análisis anterior debemos saber qué capacidad receptora tiene el sector donde descargan las cuencas analizadas, para realizar este análisis de capacidad receptora procedemos a realizar trabajo de campo en el cual se traza una cuadrícula de 100 m x 100m , para tomar las cotas en cada uno de esos puntos en las inmediaciones del cuerpo receptor lo hacemos caminando ya que es de fácil acceso, luego en los puntos interiores en donde nos encontramos con agua debemos incorporar un transporte fluvial que nos traslade de un punto al otro y poder relevar lo propuesto, para realizar este relevamiento y calcular el volumen receptor con el que cuento para poder trasladar el desagüe pluvial hacia ese sector.

Cuerpo receptor de aguas pluviales



Figura 10 – Límite del cuerpo receptor

En la imagen anterior vemos el cuerpo receptor analizado para calcular su volumen, para lo siguiente tomamos como punto fijo el extremo hasta el cual quiero y permitiré ,en condiciones meteorológica desfavorable, llegar al agua de lluvia, debo poner este límite para que la cota de agua no pase por sobre la ruta nacional N°8 y caminos aledaños.

4.4.1. Perfil Longitudinal

Un perfil longitudinal es un perfil topográfico a lo largo del eje de la planta, y por tanto, es la intersección de la superficie topográfica con el plano vertical que contiene al eje de la planta. El perfil longitudinal se utiliza para proyectar el alzado en esta situación del cuerpo receptor. Se puede obtener a partir de la cartografía base (que tendrá curvas de nivel), pero lo más preciso es obtenerlo después de realizar el replanteo de puntos del lugar físico. A la vez que se replantean los puntos secuenciales se toman sus cotas. El perfil del terreno se representa en unos ejes cartesianos: en el eje X, las distancias reducidas, que son desarrollos desde el origen y en el eje Y las cotas. En estos perfiles se utilizan diferentes escalas para el eje X y el eje Y: es muy normal que se exageren las cotas 10 veces. Esto se hace para mejorar la percepción del relieve. Luego con los datos del relevamiento procedo a dibujar el perfil del terreno cada 100m como fueron tomado los datos, el perfil topográfico lo dibujo en doble escala, una escala para representar longitud en planta que es mucho mayor a las magnitudes de profundidad por eso para la misma utilizo otra escala.

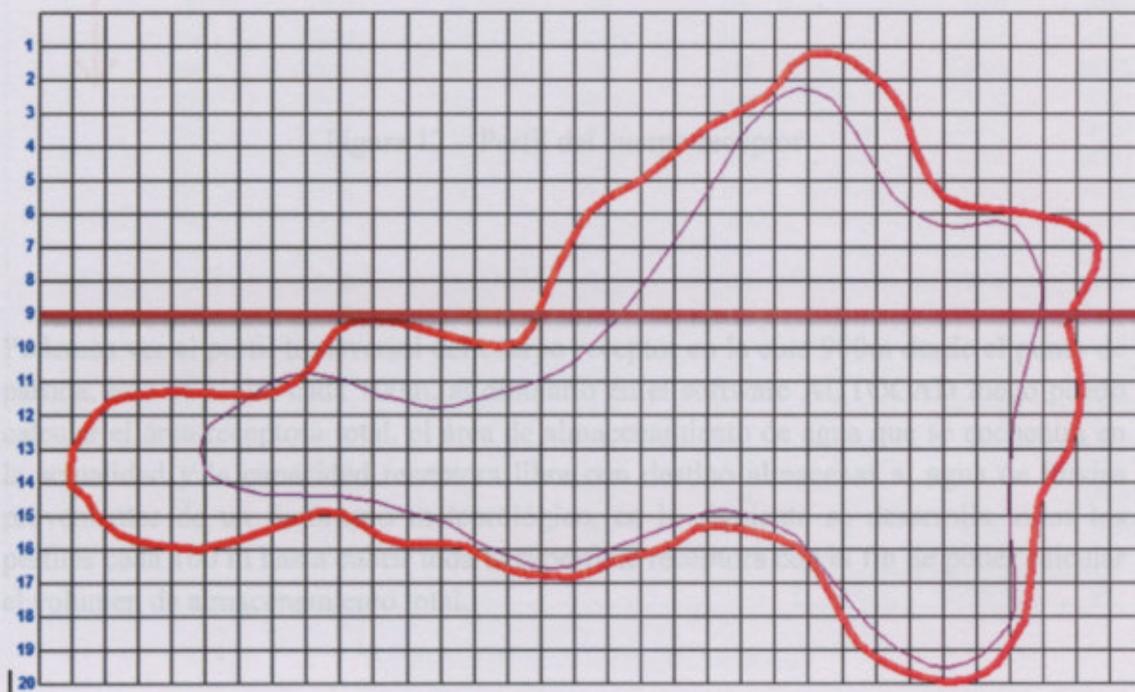


Figura 11 – Cuadrícula para relevar niveles

En la imagen anterior observamos en plana el cuerpo receptor, la marcación interior proveniente de la curva de nivel de la carta topográfica y es la cota 116.25 msnm (metros sobre el nivel del mar), lo que se observa en el exterior es la marcación del límite permitido para almacenar el agua de lluvia.

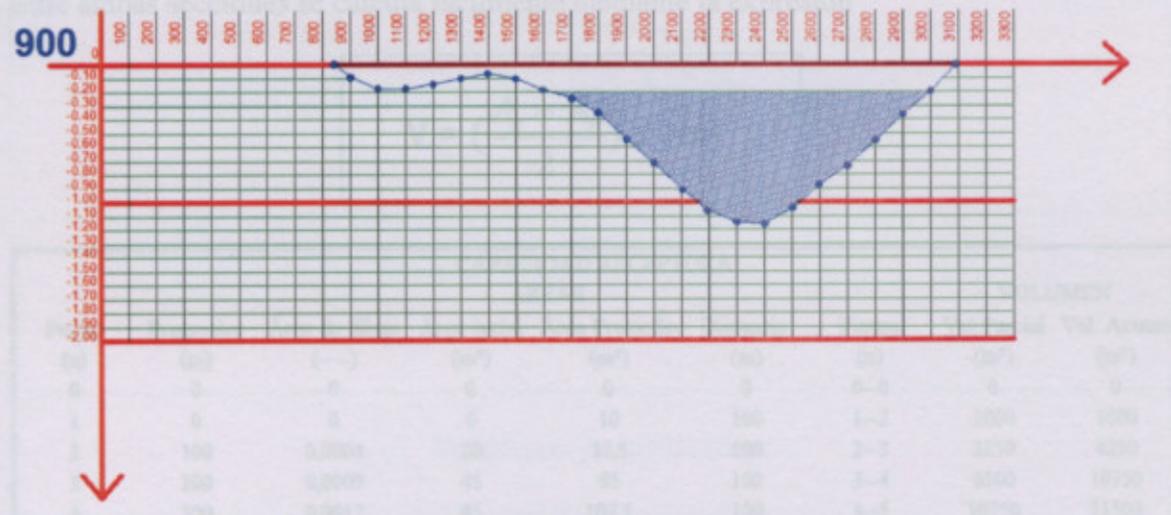


Figura 12 – Perfil del cuerpo receptor

Podemos ver el perfil transversal del cuerpo receptor en la cota 900m desde el punto de partida, esto se repite cada 100m, al dibujarlo en el software AUTOCAD luego puedo calcular el área receptora total, el área de almacenamiento de agua que se encuentra en la actualidad y la capacidad receptora libre con destino almacenar al agua de lluvias provenientes de un fenómeno meteorológico, en lo siguiente se desarrolla todos los perfiles cada 100 m hasta cubrir toda la superficie receptora con el fin de poder calcular el volumen de almacenamiento total.

Tabla 3- Cálculo volumen receptor

4.5. Cálculo de volumen receptor

4.5.1. *Método de las Secciones*

Este método simplificado, es el más empleado a nivel mundial por asegurar adecuada precisión y simplicidad en los cálculos de los volúmenes, en el mismo se presentan un casos básicos; Cuando se presentan dos secciones transversales consecutivas (ambas en excavación o ambas en relleno o terraplén), en este caso el volumen formado o existente entre ambas secciones se calcula fácilmente mediante la expresión

$$V = \left(\frac{A_e + A_r}{2} \right) \cdot d', \text{ m}^3$$

CAPACIDAD RECEPTORA						VOLUMEN		
ÁREAS								
Puntos (u)	Progresiva (m)	Área de dibujo (---)	Área inicial (m²)	Área Promedio (m²)	Distancia (m)	Puntos (u)	Vol Parcial (m³)	Vol. Acumu (m³)
0	0	0	0	0	0	0-0	0	0
1	0	0	0	10	100	1-2	1000	1000
2	100	0,0004	20	32,5	100	2-3	3250	4250
3	200	0,0009	45	65	100	3-4	6500	10750
4	300	0,0017	85	107,5	100	4-5	10750	21500
5	400	0,0026	130	195	100	5-6	19500	41000
6	500	0,0052	260	482,5	100	6-7	48250	89250
7	600	0,0141	705	777,5	100	7-8	77750	167000
8	700	0,017	850	887,5	100	8-9	88750	255750
9	800	0,0185	925	1007,5	100	9-10	100750	356500
10	900	0,0218	1090	1365	100	10-11	136500	493000
11	1000	0,0328	1640	1815	100	11-12	181500	674500
12	1100	0,0398	1990	2310	100	12-13	231000	905500
13	1200	0,0526	2630	1980	100	13-14	198000	1103500
14	1300	0,0266	1330	1050	100	14-15	105000	1208500
15	1400	0,0154	770	482,5	100	15-16	48250	1256750
16	1500	0,0039	195	140	100	16-17	14000	1270750
17	1600	0,0017	85	87,5	100	17-18	8750	1279500
18	1700	0,0018	90	65	100	18-19	6500	1286000
19	1800	0,0008	40					
TOTAL							1286000	m³

Tabla 3- Cálculo volumen receptor

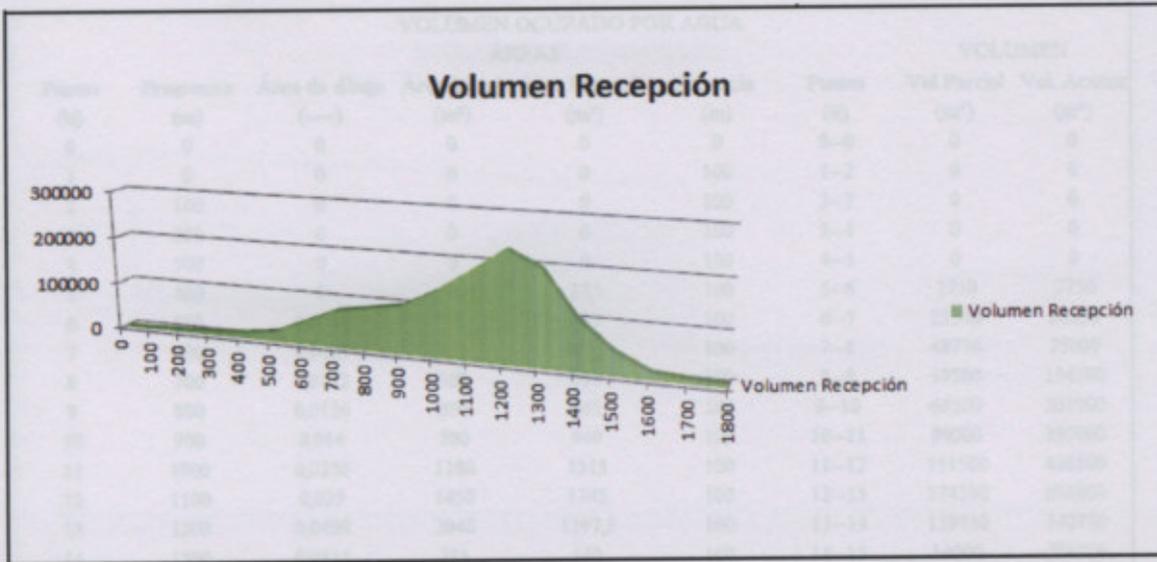


Gráfico 4-Volumen recepción

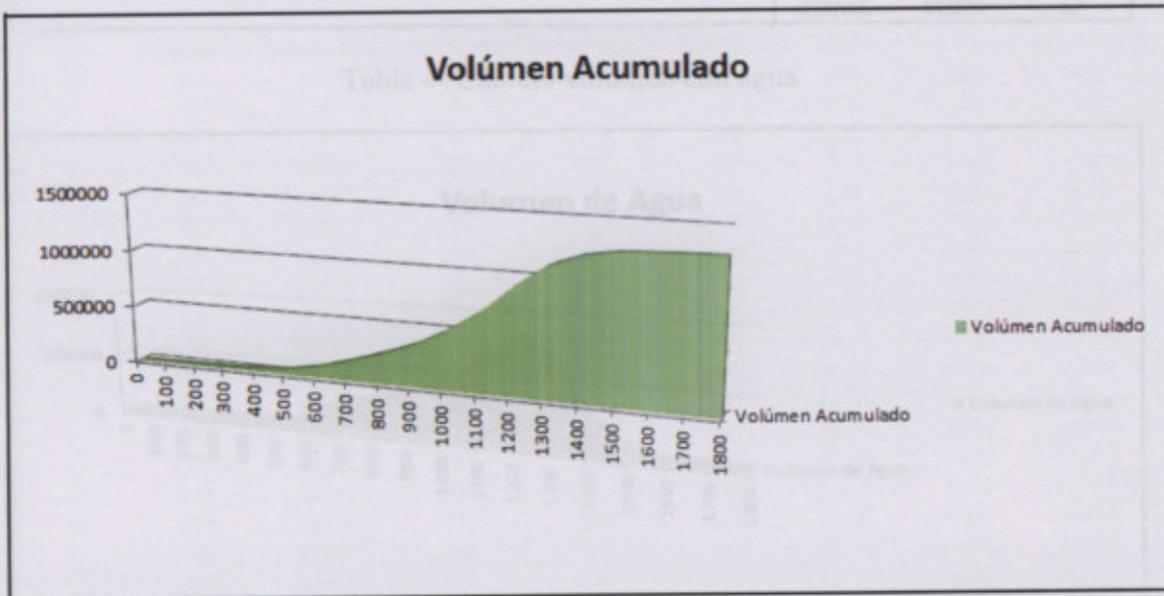


Gráfico 5-Volumen recepción acumulado

VOLUMEN OCUPADO POR AGUA						VOLUMEN		
Puntos (u)	Progresiva (m)	Área de dibujo (---)	ÁREAS			Puntos (u)	Vol Parcial (m³)	Vol. Acumu (m³)
			Área inicial (m²)	Área Promedio (m²)	Distancia (m)			
0	0	0	0	0	0	0-0	0	0
1	0	0	0	0	100	1-2	0	0
2	100	0	0	0	100	2-3	0	0
3	200	0	0	0	100	3-4	0	0
4	300	0	0	0	100	4-5	0	0
5	400	0	0	27,5	100	5-6	2750	2750
6	500	0,0011	55	235	100	6-7	23500	26250
7	600	0,0083	415	487,5	100	7-8	48750	75000
8	700	0,0112	560	595	100	8-9	59500	134500
9	800	0,0126	630	665	100	9-10	66500	201000
10	900	0,014	700	940	100	10-11	94000	295000
11	1000	0,0236	1180	1315	100	11-12	131500	426500
12	1100	0,029	1450	1745	100	12-13	174500	601000
13	1200	0,0408	2040	1397,5	100	13-14	139750	740750
14	1300	0,0151	755	540	100	14-15	54000	794750
15	1400	0,0065	325	172,5	100	15-16	17250	812000
16	1500	0,0004	20	10	100	16-17	1000	813000
17	1600	0	0	0	100	17-18	0	813000
18	1700	0	0	0	100	18-19	0	813000
19	1800	0	0	0				
TOTAL							813000	m³

Tabla 4- Cálculo volumen con agua

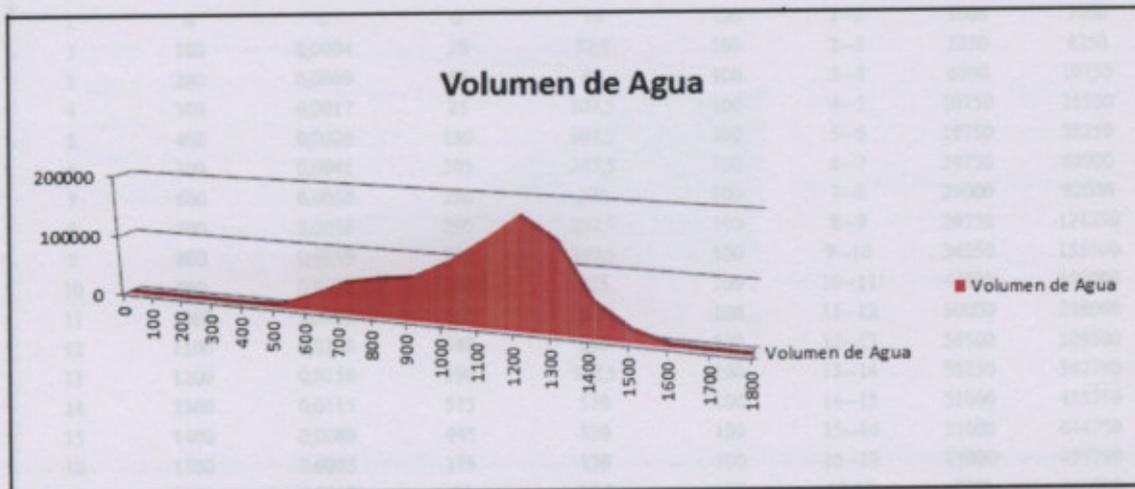


Gráfico 6-Volumen de agua en el cuerpo receptor

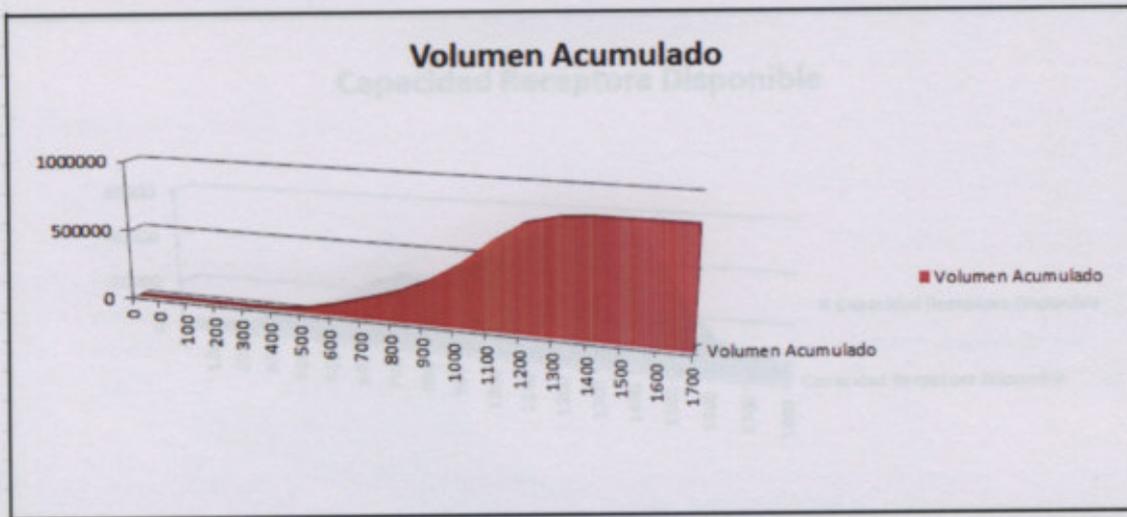


Gráfico 7-Volumen de agua acumulado en el cuerpo receptor

CAPACIDAD RECEPTORA DISPONIBLE						VOLUMEN			
ÁREAS									
Puntos (u)	Progresiva (m)	Área de dibujo (---)	Área inicial (m²)	Área Promedio (m²)	Distancia (m)	Puntos (u)	Vol Parcial (m³)	Vol. Acumu (m³)	
0	0	0	0	0	0	0-0	0	0	
1	0	0	0	10	100	1-2	1000	1000	
2	100	0,0004	20	32,5	100	2-3	3250	4250	
3	200	0,0009	45	65	100	3-4	6500	10750	
4	300	0,0017	85	107,5	100	4-5	10750	21500	
5	400	0,0026	130	167,5	100	5-6	16750	38250	
6	500	0,0041	205	247,5	100	6-7	24750	63000	
7	600	0,0058	290	290	100	7-8	29000	92000	
8	700	0,0058	290	292,5	100	8-9	29250	121250	
9	800	0,0059	295	342,5	100	9-10	34250	155500	
10	900	0,0078	390	425	100	10-11	42500	198000	
11	1000	0,0092	460	500	100	11-12	50000	248000	
12	1100	0,0108	540	565	100	12-13	56500	304500	
13	1200	0,0118	590	582,5	100	13-14	58250	362750	
14	1300	0,0115	575	510	100	14-15	51000	413750	
15	1400	0,0089	445	310	100	15-16	31000	444750	
16	1500	0,0035	175	130	100	16-17	13000	457750	
17	1600	0,0017	85	87,5	100	17-18	8750	466500	
18	1700	0,0018	90	65	100	18-19	6500	473000	
19	1800	0,0008	40						
TOTAL								473000	m³

Tabla 5- Cálculo volumen disponible en cuerpo receptor

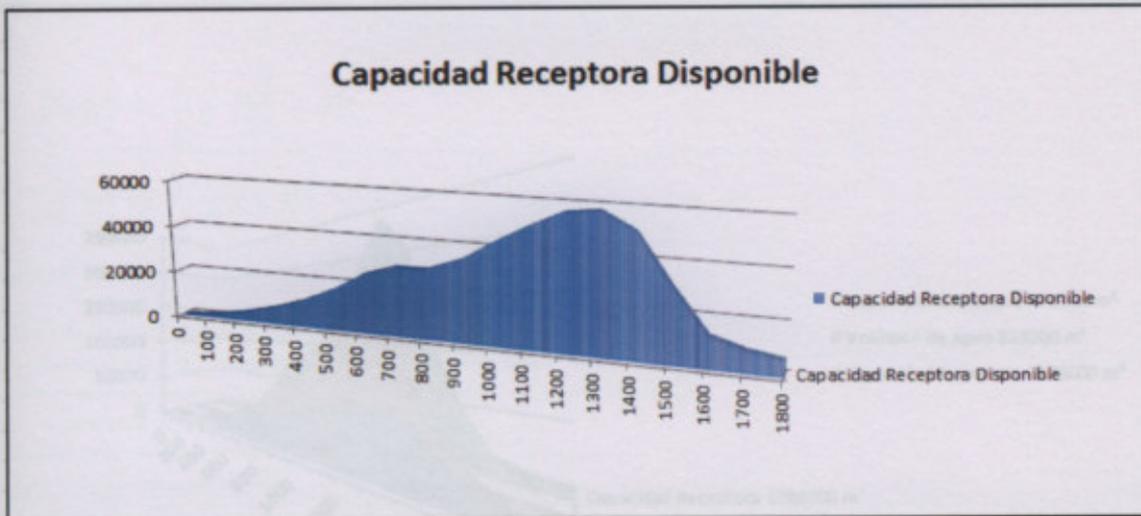


Gráfico 8-Volumen disponible en el cuerpo receptor

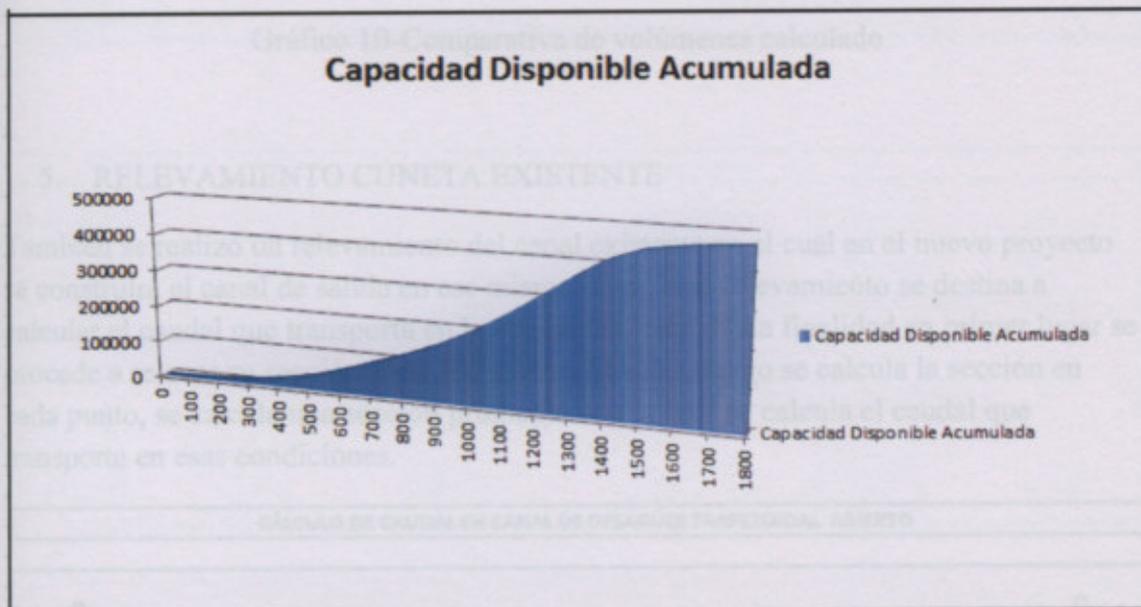


Gráfico 9-Volumen disponible acumulado en el cuerpo receptor

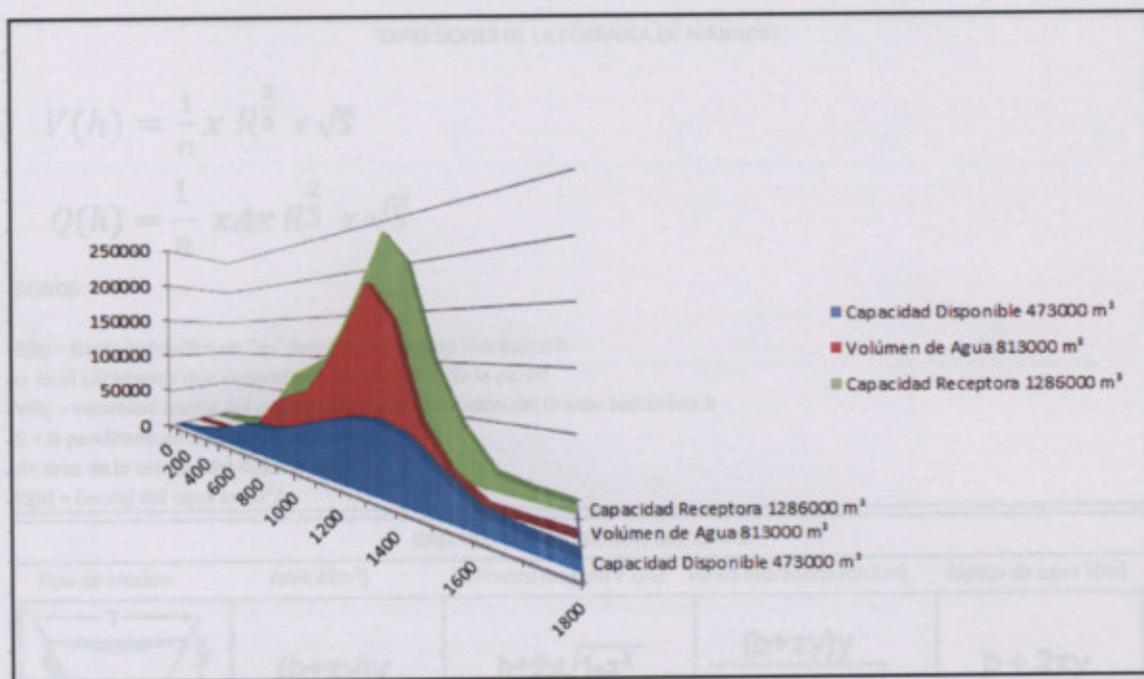
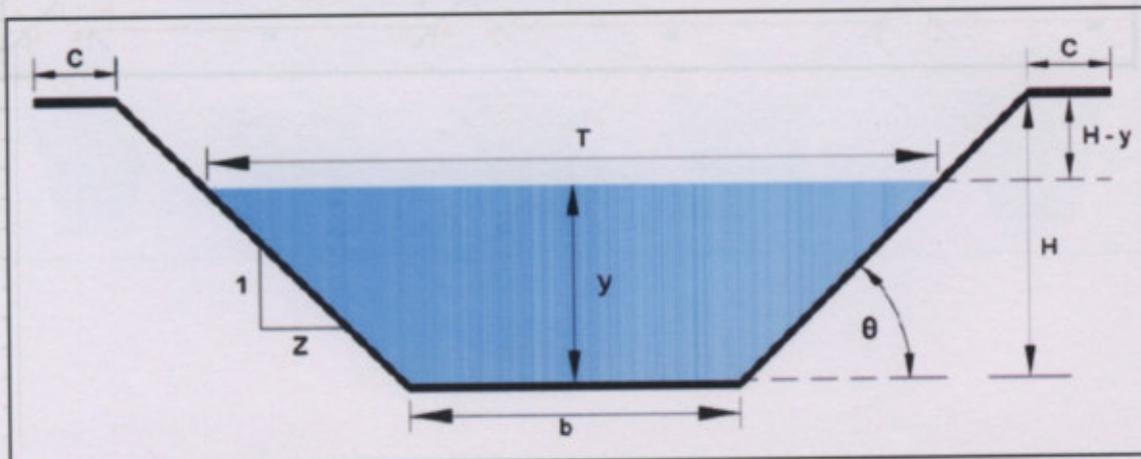


Gráfico 10-Comparativa de volúmenes calculado

5. RELEVAMIENTO CUNETETA EXISTENTE

También se realizó un relevamiento del canal existente en el cual en el nuevo proyecto se construirá el canal de salida en ese mismo lugar, este relevamiento se destina a calcular el caudal que transporta en la actualidad, para dicha finalidad en primer lugar se procede a relevar su sección cada 100 metros lineales, luego se calcula la sección en cada punto, se calcula una sección promedio con la cual se calcula el caudal que transporta en esas condiciones.

CÁLCULO DE CAUDAL EN CANAL DE DESAGÜES TRAPEZOIDAL ABIERTO



EXPRESIONES DE LA FÓRMULA DE MANNING

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

$$Q(h) = \frac{1}{n} \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{S}$$

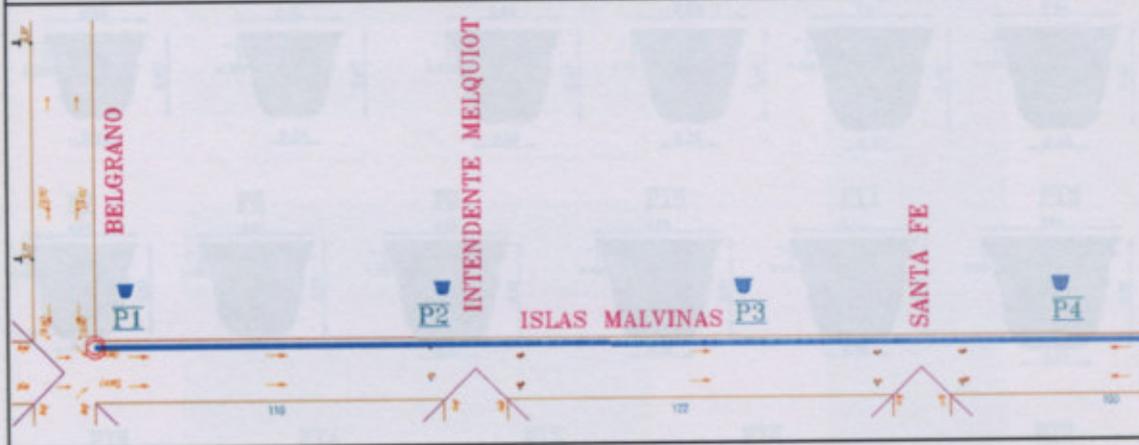
DONDE:

- R(h) = Radio hidráulico en "m" función del tirante hidráulico h
- n es el parámetro que depende de la rugosidad de la pared
- V(h) = velocidad media del agua en m/s que es función del tirante hidráulico h
- S = la pendiente de la línea de agua en m/m
- A = área de la sección del flujo de agua
- Q(h) = Caudal del agua en m³/s

CÁLCULO SEGÚN SECCIÓN DEL CANAL

Tipo de sección	Área A(m ²)	Peímetro mojado P (m)	Radio hidráulico R(h)(m)	Espejo de agua T(m)
 <p>Trapezoidal</p>	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$

Cálculo de la sección del canal trapezoidal



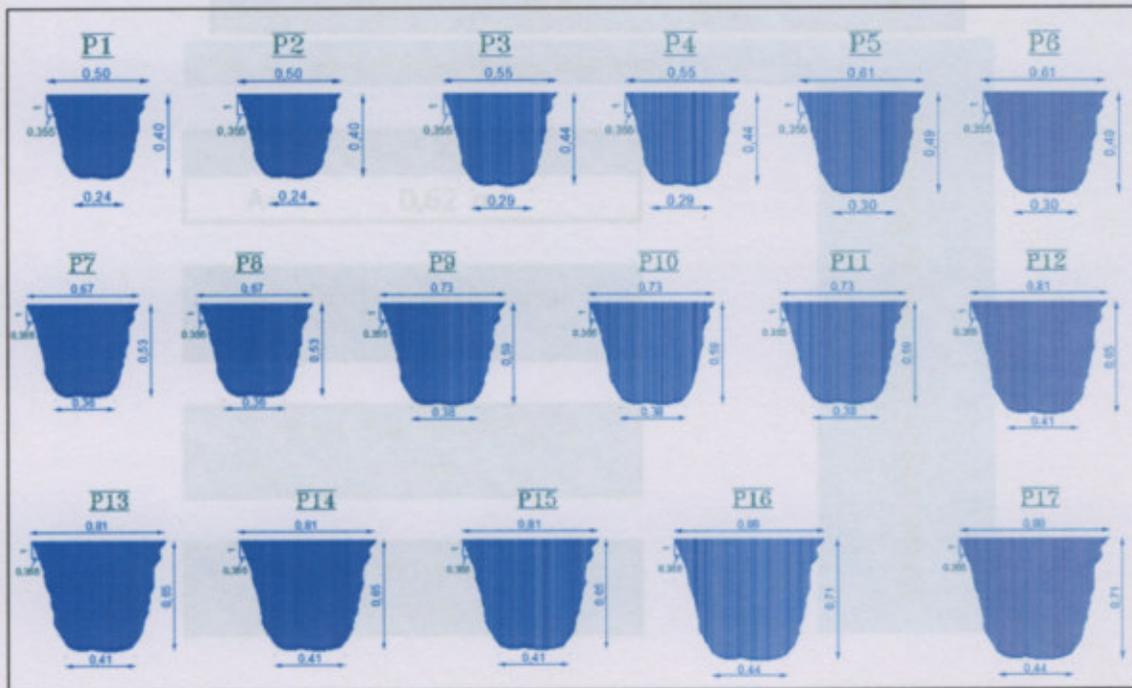
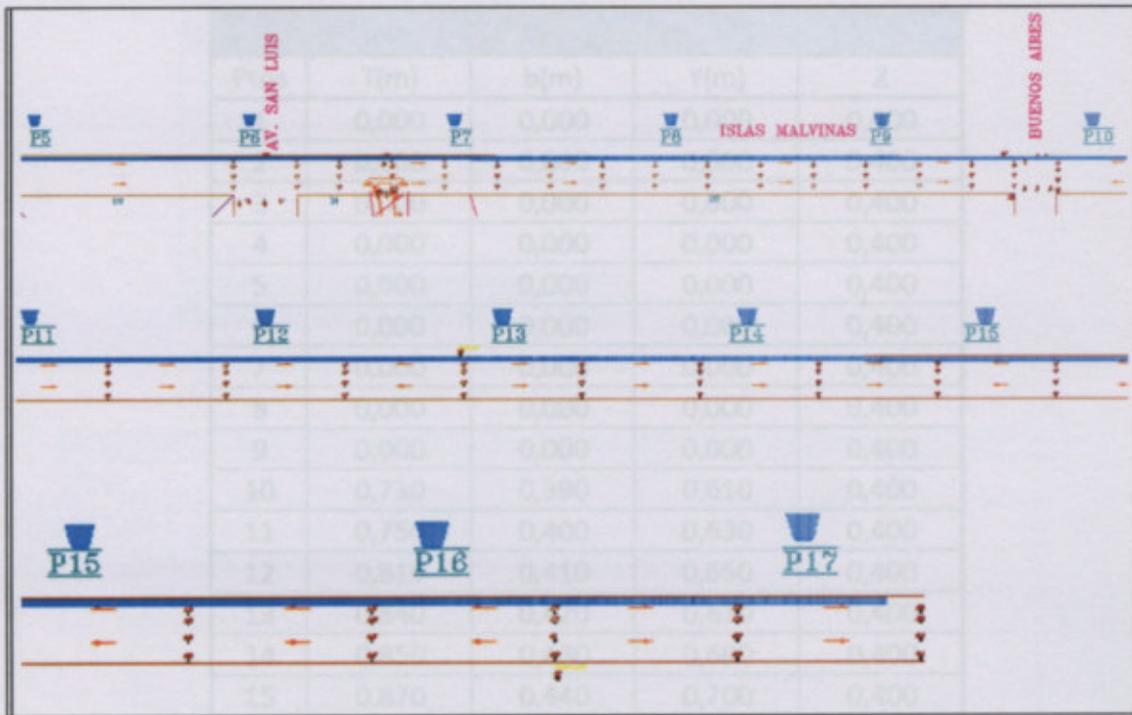


Tabla de promedios				
Ptos	T(m)	b(m)	Y(m)	Z
1	0,000	0,000	0,000	0,400
2	0,000	0,000	0,000	0,400
3	0,000	0,000	0,000	0,400
4	0,000	0,000	0,000	0,400
5	0,000	0,000	0,000	0,400
6	0,000	0,000	0,000	0,400
7	0,000	0,000	0,000	0,400
8	0,000	0,000	0,000	0,400
9	0,000	0,000	0,000	0,400
10	0,730	0,390	0,610	0,400
11	0,750	0,400	0,630	0,400
12	0,810	0,410	0,650	0,400
13	0,840	0,420	0,670	0,400
14	0,850	0,430	0,690	0,400
15	0,870	0,440	0,700	0,400
16	0,900	0,450	0,710	0,400
17	0,950	0,470	0,760	0,400
Prom:	0,96	0,49	0,77	0,4

Cálculo según fórmulas de Manning

Área A(m²)
A= 0,62 m²

Perímetro mojado P (m)
P= 2,16 m

Radio hidráulico R(h)(m)
R= 0,29 m

Espejo de agua T(m)
T= 1,11 m

Cálculo según fórmulas de Manning

Cálculo de la Pendiente "S"		
Pto1=	3,89	m
Pto=	3	m
Dist=	700	m
$S = (P1 - P2) / L$		
S=	0,001271	

$R^{2/3} =$	0,44	m
-------------	------	---

COEFICIENTE "n" PARA LA FÓRMULA DE MANNING		
Clase	Naturaleza de las paredes	n
1	Canal revestido con losas de hormigón, teniendo juntas de cemento lisas y limpias, y una superficie lisa fratasada a mano y con lechada de cemento sobre la base de hormigón.	0,012
2	Canal de hormigón colocado detrás de un encofrado y alisado.	0,014
3	Zanja pequeña revestida de hormigón, recta y uniforme, con fondo ligeramente cóncavo, los lados y el fondo recubiertos con un depósito áspero.	0,016
4	Revestimiento con concreto arrojado sin tratamiento de alisado.	0,018
	Superficie cubierta con algas finas y el fondo con dunas de arena arrastrada.	
5	Canal de tierra excavado en arcilla limosa, con depósitos de arena limpia en el centro y barro arenoso limoso cerca de los lados.	0,018
6	Revestimiento de hormigón hecho sobre roca y lava cortada, en excavación limpia, muy áspera y pozos profundos.	0,020
7	Canal de riego, recto en arena lisa y apretada fuertemente.	0,020
8	Revoque o repello en cemento, aplicado directamente a la superficie preparada del canal de tierra. Con pasto en los lugares rotos y arena suelta en el fondo.	0,022
9	Canal excavado en arcilla limo arenosa. Lecho parejo y duro.	0,024
10	Zanja revestida en ambos lados y en el fondo piedra partida acomodada en seco.	0,024
11	Canal excavado en colina, con la ladera superior cubierta de raíces de sauces y la ladera inferior con muros de hormigón bien ejecutado. Fondo cubierto con grava gruesa.	0,026
12	Canal con fondo de guijarros, donde hay insuficiente sedimento en el agua, o velocidad muy alta que impide la formación de un lecho liso y nivelado.	0,028
13	Canal de tierra excavado en suelo arcillo-arenoso aluvial, con depósitos de arena en el fondo y crecimiento de pastos.	0,029

$$Q(h) = \frac{1}{n} \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{S}$$

Cálculo de la velocidad V m/s

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

14	Canal en lecho de gujarros grandes.	0,030
15	Canal natural algo irregular en sus pendientes laterales; con fondo algo uniforme, limpio y regular, en arcilla arenoso gris claro a limo gredoso de color marrón claro; con poca variación en la sección transversal.	0,035
16	Canal en roca excavado con explosivos.	0,040
17	Zanja de arcilla y greda arenosa; pendiente lateral, fondo y secciones transversales irregulares, pastos en los lados.	0,040
18	Canal dragado, pendientes laterales y fondo irregulares en arcilla negra plástica en la parte superior y en el fondo arcilla, los lados cubiertos con pequeños arbolitos y arbustos, variación pequeña y gradual en la sección transversal.	0,045
19	Canal dragado, con pendiente lateral y fondo muy irregular, en arcilla plástica de color obscuro, con crecimiento de pasto y musgo. Pequeñas variaciones en la forma de la sección transversal para la variación en tamaño.	0,050
20	Zanja en arcilla muy arenosa; Lado y fondo irregulares; prácticamente toda la sección llena con árboles de gran tamaño, principalmente sauces y algoneros. Sección transversal bastante uniforme.	0,060
21	Canal dragado en arcilla resbaladiza negra y greda arcillo-arenosa gris, lados y fondo irregular recubierto con crecimiento denso de arbustos de sauces, algunos en el fondo; el resto de las laderas cubierto con pastos y crecimiento espaciado de sauces y álamos sin follaje; algún depósito en el fondo.	0,080
22	Igual que (21) pero con mucho follaje.	0,110
23	Canales naturales en crecida en arena fina media a arcilla fina, sin pendientes laterales; fondo adecuadamente parejo y regular con ocasionales hoyas planas; variación en profundidad; maderas prácticamente vírgenes, muy poco crecimiento inferior excepto manchas densas ocasionales de ramaje y árboles pequeños, algunos troncos y árboles caídos muertos.	0,125
24	Rio natural en suelo de arcilla arenosa. Curso muy sinuoso, pendiente lateral irregular y fondo desporejo. Muchas raíces árboles y ramas, grandes troncos y otros residuos sobre el fondo. Hay árboles cayendo continuamente en el canal debido a la erosión de las márgenes.	0,150

Cálculo del caudal $Q \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q(h) = \frac{1}{n} \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{S}$$

$Q = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$

Cálculo de la velocidad $V \text{ m/s}$

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

$V = 0,87 \text{ m/s}$

6. RELEVAMIENTO DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN ARIAS

En primer lugar para conocer cómo funciona el desagüe pluvial en la actualidad procedemos hacer un relevamiento tomando los datos y analizando los distintos canales de desagües en funcionamiento, o reservorios que existen en la actualidad, para realizarlo debemos recorrer la localidad y para poder representarlo en una imagen satelital, tomamos las coordenadas con un instrumento denominado GPS, estas coordenadas las relevo en el inicio del canal en donde cambia de dirección y en el final.

Imagen de ARIAS

Provincia: Córdoba

Departamento: Marcos Juárez

Pedanía: Las Tunas

Figura 13 – Canales de desagüe existentes

Referencias

Canales de desagües existentes.

6.1. Coordenadas

6.2.

A	Inicio:	S 33° 38.583'; WO 62° 24.639'
	Cambio de dirección:	S 33° 38.602'; WO 62° 24.643'
	Final:	S 33° 38.416'; WO 62° 25.791'

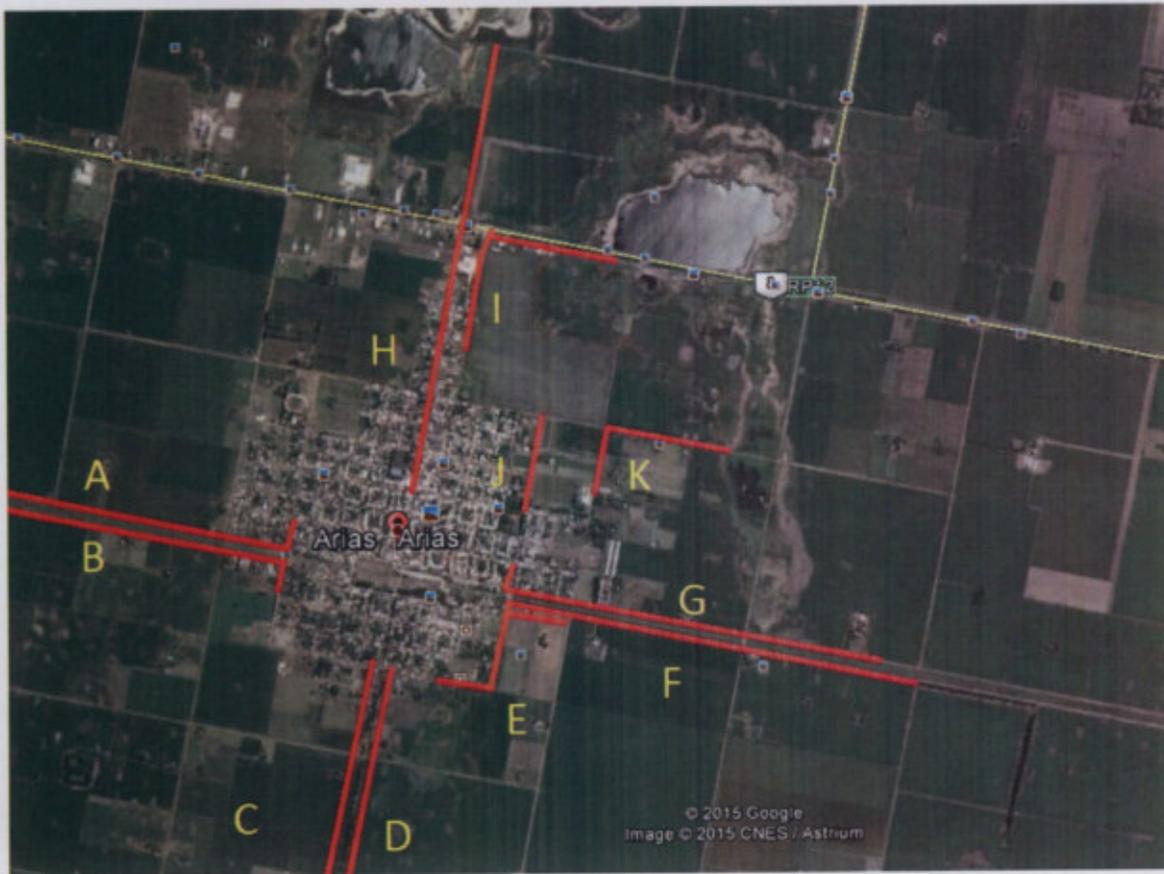


Figura 13 –Canales desagüe existente

Referencias

— Canales de desagües existentes.

6.1. Coordenadas

6.2.

A

Inicio:	S 33° 38.583'; WO 62° 24.639'
Cambio de dirección:	S 33° 38.602'; WO 62° 24.643'
Final:	S 33° 38.416'; WO 62° 25.791'

B } Inicio: S 33° 38.417'; WO 62° 24.166'
 Inicio de dirección: S 33° 38.658'; WO 62° 24.657'
 Cambio de dirección: S 33° 38.627'; WO 62° 24.649'
 Final: S 33° 38.464'; WO 62° 25.679'

C } Inicio: S 33° 37.963'; WO 62° 23.966'
 Inicio de dirección: S 33° 39.245'; WO 62° 24.363'
 Cambio de dirección: Recto
 Final: S 33° 39.778'; WO 62° 24.488'

D } Inicio: S 33° 39.245'; WO 62° 24.655'
 Cambio de dirección: Recto
 Final: S 33° 39.789'; WO 62° 24.478'

E } Inicio: S 33° 39.025'; WO 62° 23.958'
 Cambio de dirección: S 33° 39.036'; WO 62° 23.873'
 Cambio de dirección: S 33° 38.776'; WO 62° 23.806'
 Final: S 33° 38.810'; WO 62° 23.570'

1. PROCESO DE RELEVAMIENTO

F } Inicio: S 33° 38.764'; WO 62° 23.804'
 Cambio de dirección: Recto
 Final: S 33° 39.017'; WO 62° 22.284'

G } Inicio: S 33° 38.725'; WO 62° 23.795'
 Cambio de dirección: S 33° 38.716'; WO 62° 23.798'
 Final: S 33° 38.951'; WO 62° 22.493'

H } Inicio: S 33° 38.417'; WO 62° 24.166'
 } Cambio de dirección: S 33° 37.042'; WO 62° 23.837'
 } Final: Laguna

I } Inicio: S 33° 37.963'; WO 62° 23.966'
 } Cambio de dirección: S 33° 37.669'; WO 62° 23.893'
 } Cambio de dirección: S 33° 37.617'; WO 62° 23.873'
 } Final: S 33° 37.646'; WO 62° 23.634'

J } Inicio: S 33° 38.486'; WO 62° 23.737'
 } Cambio de dirección: Recto.
 } Final: S 33° 38.194'; WO 62° 23.669'

K } Inicio: S 33° 38.395'; WO 62° 23.480'
 } Cambio de dirección: S 33° 38.238'; WO 62° 23.442'
 } Final: Laguna

7. PROCESO DE RELEVAMIENTO

7.1. Trabajos topográficos

Luego de la búsqueda de antecedente en relación algún archivo tanto físico como digital llegando a una respuesta negativa, propongo hacer un relevamiento planialtimétrico del sector Norte de la Localidad de Arias,

Procedimiento para el relevamiento del manzanero del sector de interés, en primer lugar inicio las mediciones de longitud y ancho de calle,

7.2. Medición

La medición es un proceso básico de la ciencia que consiste en comparar un patrón seleccionado con el objeto o fenómeno cuya magnitud física se desea medir para ver cuántas veces el patrón está contenido en esa magnitud

Medición directa

La medida o medición directa, se obtiene con un instrumento de medida que compara la variable a medir con un patrón. Así, si deseamos medir la longitud de un objeto, se puede usar un calibrador. Obsérvese que se compara la longitud del objeto con la longitud del patrón marcado en el calibrador, haciéndose la comparación distancia-distancia.

En nuestro caso hacemos la medición con elementos como un distanciómetro, El distanciómetro, también conocido como 'medidor láser' o por sus siglas en inglés EDM, es un instrumento electrónico de medición que calcula la distancia desde el dispositivo hasta el siguiente punto al que se apunte con el mismo. Existen 2 tipos de acuerdo a su método de medición: sónicos y por láser. Los primeros utilizan ultrasonido para calcular la distancia y los segundos un rayo láser visible.

El distanciómetro se creó para facilitar las mediciones cuando un flexómetro no podía llegar. Si la distancia era muy larga y no había soporte, este se doblaba o no era lo suficientemente largo.

También hacemos la mayor cantidad de medición con cinta métrica. Una cinta métrica o un flexómetro es un instrumento de medida que consiste en una cinta flexible graduada y que se puede enrollar, haciendo que el transporte sea más fácil. También con ella se pueden medir líneas y superficies curvas.

En este proceso de medición de longitudes también incorporamos la medición de los niveles de cordón cunetas y calles para completar nuestro relevamiento.

7.3. Procedimiento y teoría para nivelación

7.3.1. Relevamiento altimétrico

En estos relevamientos el objeto es fijar la posición altimétrica de un punto, ya sea dando su altura absoluta que se refiere a la distancia vertical entre el punto y el nivel del mar o su cota relativa, que se refiere a la altura respecto de un plano de referencia arbitrario. Este tipo de relevamiento se denomina nivelación. La nivelación puede ser de tres tipos:

a) Geométrica: cuando se realiza por medio de un nivel de anteojo que permite visualizar una horizontal y usando dos miras permite ubicar la diferencia de altura entre dos puntos A y B.

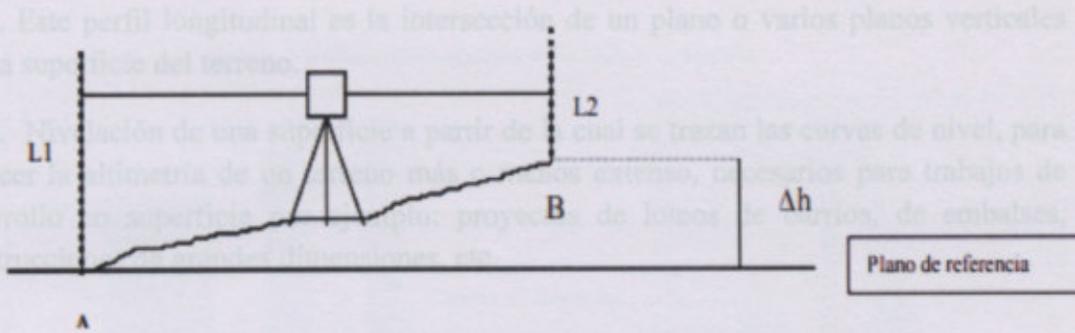


Figura 14 – Esquema de nivelación geométrica

b) Trigonométrica: se usa el teodolito y al medir ángulos verticales y conocer distancias permite calcular alturas.

7.5. Instrumental de uso

7.5.1. Aparato de nivelación: se compone por el nivel de auto nivelación y el tripode

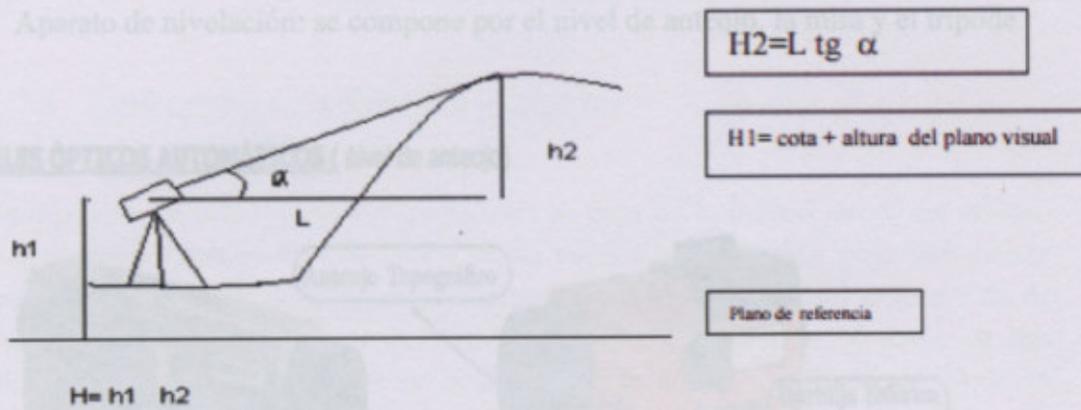


Figura 15 – Esquema de nivelación trigonométrica

c) Barométrica: se utiliza un barómetro aprovechando la particularidad de la variación de la presión atmosférica con la altura.

Figura 16 – Niveles ópticos automáticos

7.4. Métodos de nivelación.

Las nivelaciones geométricas son de 2 clases:

7.4.1. Nivelaciones de una línea, necesaria para ciertos trabajos: canales, vías férreas, calles caminos, senderos, donde se debe determinar el perfil que corresponde a dicha

línea. Este perfil longitudinal es la intersección de un plano o varios planos verticales con la superficie del terreno.

7.4.2. Nivelación de una superficie a partir de la cual se trazan las curvas de nivel, para conocer la altimetría de un terreno más o menos extenso, necesarios para trabajos de desarrollo en superficie por ejemplo: proyectos de loteos de barrios, de embalses, construcciones de grandes dimensiones, etc.

7.4.3. NIVELACIÓN SIMPLES cuando la medición se realiza desde una única estación

7.4.4. COMPUESTAS cuando por razones de la topografía del terreno, obstáculos o magnitud de las distancias a relevar es necesario hacer más de una estación.

7.5. Instrumental de uso

7.5.1. Aparato de nivelación: se compone por el nivel de anteojo, la mira y el trípode

NIVELES ÓPTICOS AUTOMÁTICOS (nivel de anteojo)



¹No presente en todos los niveles.

Figura 16 – Niveles ópticos automáticos

7.7 Representación gráfica

Figura 2.5: Elementos relevantes de la Mira y el Tripode

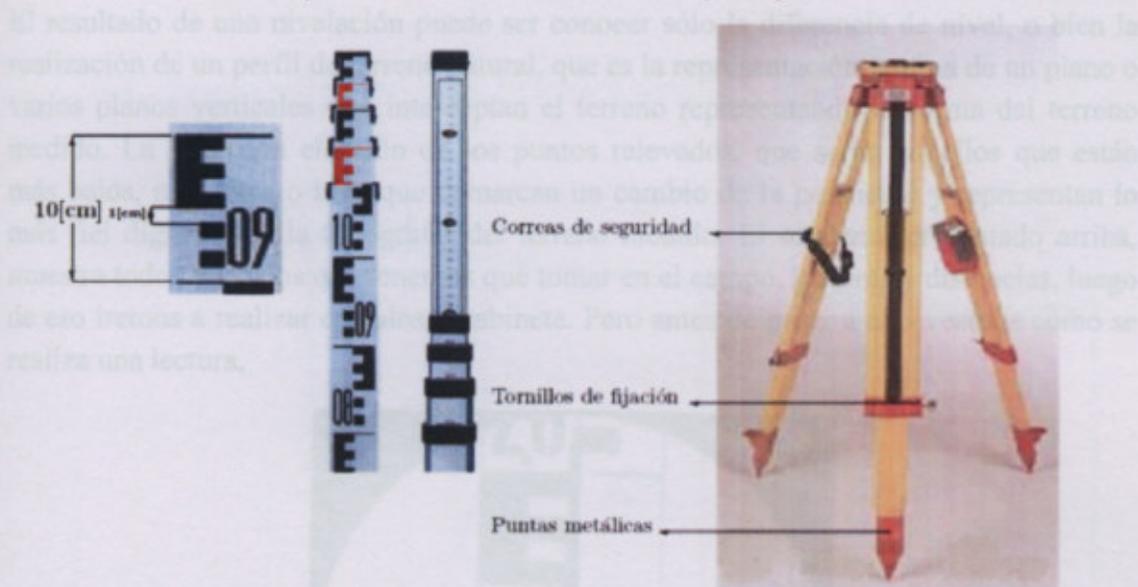


Figura 17 – Mira y trípode

7.6. Fundamentos de la nivelación geométrica

El procedimiento de una nivelación geométrica se basa en la utilización de un aparato óptico que dirige visuales horizontales a miras verticales graduadas, para leer alturas (lecturas). Lo primero que debe hacerse es un reconocimiento previo del terreno a fin de observar las diferencias de altura existentes y los puntos a relevar, si estos no son exigidos por el proyectista. Una vez en el terreno, se da inicio a la nivelación desde un punto fijo fácilmente identificable y se adopta un único sentido de recorrido “hacia delante” hasta llegar al último punto que se quiere nivelar. Hacemos estación con el aparato, lo que implica nivelarlo mediante el nivel de burbuja, los tornillos calantes y el trípode, a fin de asegurar la horizontalidad del plano visual. El lugar donde se hace estación se elegirá de acuerdo al reconocimiento previo, en un lugar que permita la mayor cantidad de visuales posibles de los puntos a medir. A partir de ese momento se comienza a registrar las lecturas realizadas en las miras colocadas en los puntos más relevantes del terreno, cambios de pendientes, depresiones, lomadas u obras existentes. Este registro se hace en la Planilla de Nivelación midiendo con cinta métrica, las distancias entre los puntos relevados.

7.7. Representación gráfica

El resultado de una nivelación puede ser conocer sólo la diferencia de nivel, o bien la realización de un perfil de terreno natural, que es la representación gráfica de un plano o varios planos verticales que interceptan el terreno representando la forma del terreno medido. La adecuada elección de los puntos relevados, que serán aquellos que están más bajos, más altos o bien que demarcan un cambio de la pendiente y representan lo más fiel dignamente la topografía del terreno medido. El esquema presentado arriba, muestra todos los datos que tenemos que tomar en el campo, lecturas y distancias, luego de eso iremos a realizar cálculos a gabinete. Pero antes de pasar a ello veamos cómo se realiza una lectura,

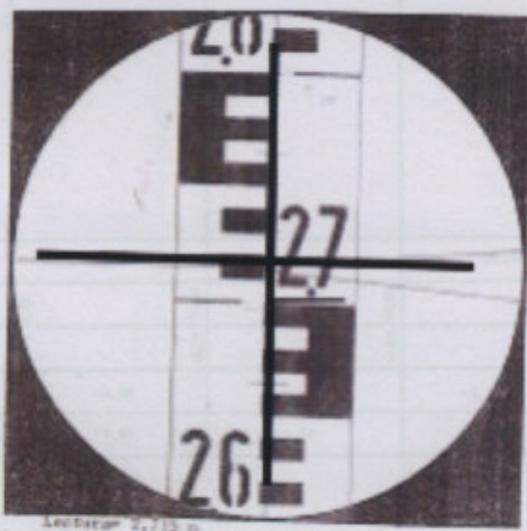


Figura 18 – Lectura en la regla

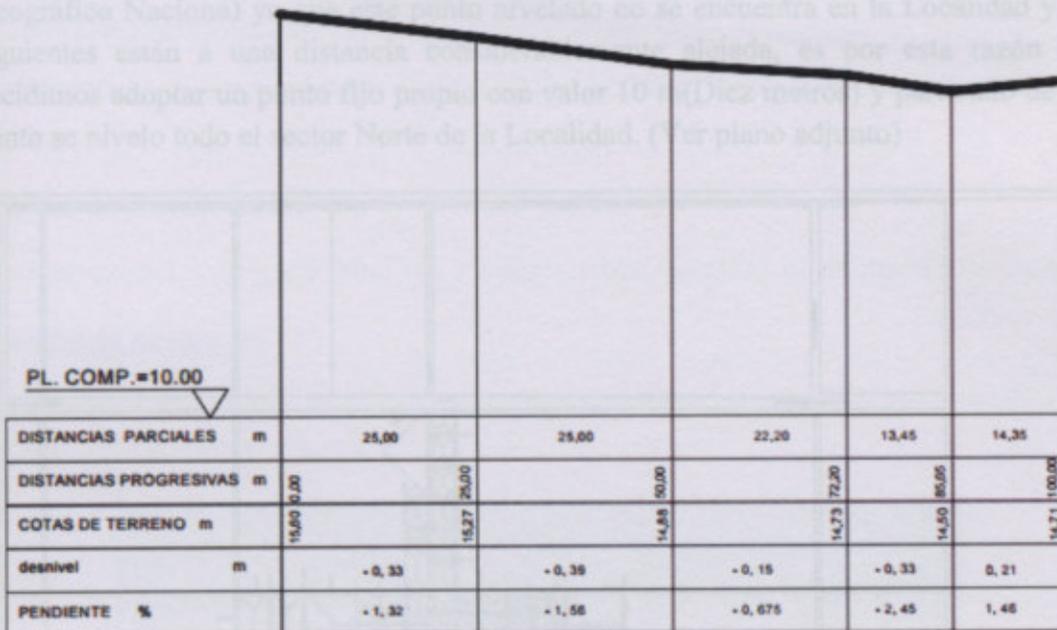
Vemos que la regla se divide por centímetros representando letras E que miden 5 cm cada una. Los hilos estadimétricos determinan con el hilo medio la lectura que se usa en toda nivelación para calcular la cota del punto relevado. Para leer buscamos el entero inferior y le sumamos la cantidad de centímetros hasta el hilo medio. La lectura puede ser en decímetros o metros según la mira. En la imagen la lectura será 2,72 m

De acuerdo al sentido de avance de la nivelación en la planilla se anota siempre la primera lectura de la estación como lectura atrás y la última lectura como lectura adelante. Podremos anotar la cantidad de lecturas intermedias que creamos necesarias para representar adecuadamente el terreno.

8. DIGITALIZACIÓN DE DATOS

7.8. Representación del perfil de terreno natural

Una vez terminado el relevamiento del sector Norte de la localidad de Arias procedo a digitalizar los datos en el programa AUTOCAD, representando el manzanalero de toda la localidad con sus respectivos acotaciones en longitudes y niveles, la nivelación es acotada con una cota relativa al punto nivelado por el I.G.N (Instituto Geográfico Nacional) y como este punto nivelado no se encuentra en la Localidad y los siguientes están a una distancia considerable, se decidió adoptar un punto fijo propuesto con valor 10 (Diez metros) y así el punto se nivela todo el sector Norte de la Localidad. (ver plano adjunto)



Esc H.: 500
Esc V.: 50

Figura 19 – Representación de un perfil longitudinal

Los perfiles tienen una representación que se llama sobrealzada, lo que quiere decir que se elige una escala vertical, mayor que la escala horizontal para la representación con el objetivo de que los desniveles se visualicen claramente. Una relación mínima de escala es EV= 10 EH. Pero esta relación puede ser mayor si el terreno es con poca pendiente y deseo hacer notar los desniveles en el dibujo.

8. DIGITALIZACIÓN DE DATOS PLANIMÉTRICO Y TRAZADO VIAL ALTIMÉTRICO

Una vez terminado el relevamiento del sector Norte de la localidad de Arias procedo a digitalizar los datos obtenidos, utilizando el software AUTOCAD, representando el manzanero de toda la localidad con sus respectivos acotaciones en longitudes y niveles, la nivelación es acotada con una cota relativa al punto nivelado por el I.G.N(Instituto Geográfico Nacional) ya que este punto nivelado no se encuentra en la Localidad y los siguientes están a una distancia considerablemente alejada, es por esta razón que decidimos adoptar un punto fijo propio con valor 10 m(Diez metros) y partiendo de ese punto se nivelo todo el sector Norte de la Localidad. (Ver plano adjunto)

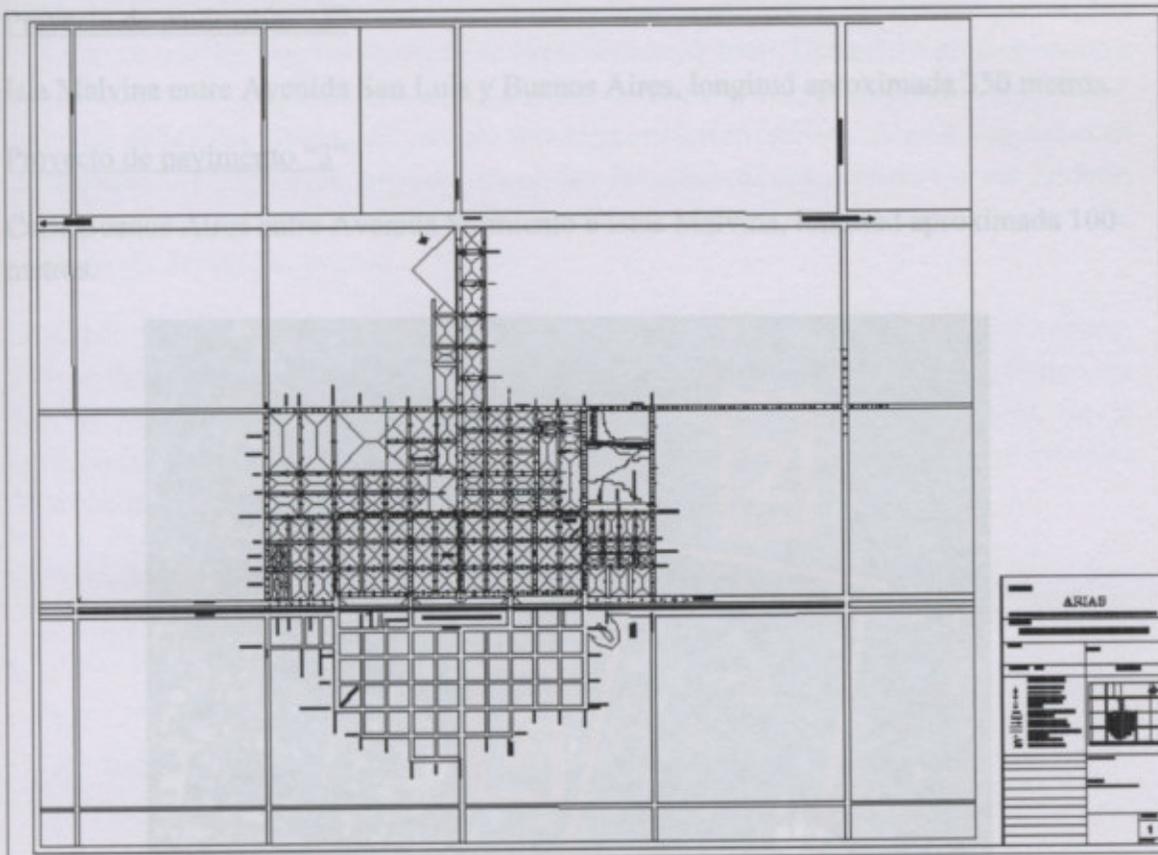


Figura 19 – Relevamiento digitalizado

Figura 20 – Referencia proyecto vial

9. PROYECTO DE TRAZADO VIAL PLANIMÉTRICO Y TRAZADO VIAL ALTIMÉTRICO

El sector noreste de la Localidad de Arias a urbanizar esta conformado por las siguientes calles

9.1. Referencia:

Proyecto de pavimento "1"

Avenida San Luis entre Avenida España e Islas Malvina, longitud aproximada 500 metros.

Proyecto de pavimento "2"

Isla Malvina entre Avenida San Luis y Buenos Aires, longitud aproximada 350 metros.

Proyecto de pavimento "3"

Calle Buenos Aires entre Avenida Sarmiento e Islas Malvina, longitud aproximada 100 metros.



Figura 20 –Referencia proyecto vial

9.2. Diseño Urbano

El diseño urbano está orientado a interpretar la forma y el espacio público con criterios físico-estético-funcionales, buscando satisfacer las necesidades de las comunidades o sociedades urbanas, dentro de una consideración del beneficio colectivo en un área urbana existente o futura, hasta llegar a la conclusión de una estructura urbana a seguir. Por lo tanto el diseño urbano realiza la planeación física en niveles de análisis como son la región, el centro urbano, el área urbana y hasta el mismo mobiliario urbano.

La teoría del diseño urbano trata primariamente el diseño y la gestión del espacio público (como por ejemplo el ámbito público, el área pública, o el dominio público), y la forma en que los lugares públicos se experimentan y usan. El espacio público incluye la totalidad de los espacios usados libremente en el día a día por el público en general, como las calles, las plazas, los parques y la infraestructura pública. Algunos aspectos de los espacios de propiedad privada, como las fachadas de los edificios o los jardines domésticos, que también contribuyen al espacio público y son por lo tanto consideradas por la teoría del diseño urbano.

El diseño urbano es un campo íntimamente relacionado con el planeamiento urbano, pero se diferencia de éste, en el enfoque a las mejoras físicas del ambiente público, ya que en la práctica el planeamiento urbano se centra en la administración de la urbanización privada a través del planeamiento de esquemas y otros controles estatales de urbanización

9.3.3. Descripción del perfil transversal

9.3. Proceso del trazado en planta del proyecto de pavimento

- Relevar medidas en planta

- Longitud de manzanas
- Ancho de calle existente
- Ancho de veredas
- Entradas a propiedades privadas
- Ancho de calles que cruzan a la misma

- Relevar niveles del terreno natural :

- Nivel de cuneta izquierda
- Nivel de cuneta derecha
- Nivel del eje de terreno natural
- Nivel de umbrales
- Definir puntos fijos

Una vez obtenidos estos datos se procede a proyectar en planta.

9.3.1. Ubicación de proyecto

La obra se emplaza en el sector noreste de la Localidad de arias

9.3.2. Busca de antecedente y nivelación

En esta instancia se llevó a cabo el relevamiento de todo tipo de detalles relacionados a las calles Avenida San Luis, Islas Malvinas, Buenos Aires y sus inmediaciones, tales como, puntos en eje de pavimento, cunetas y cordones de vereda existentes aguas arriba, umbrales, desagües, ejes de calle, árboles, construcciones existentes, postes de alumbrado público, puntos pertenecientes a líneas municipales y todo los datos necesarios y relevantes que brindaran información al momento de realizar el proyecto. La cantidad de puntos a nivelar y la definición de los mismos, está ligado al relieve de la zona. Posteriormente se produjo el procesamiento de la información en formato digital, facilitando el tratamiento de la misma al momento de realizar el proyecto. Las cotas de los puntos relevados se referenciaron a un sistema de puntos fijos sobre el pavimento existente al cual se vinculó la obra y también utilizando el criterio propio a elecciones de lugares estratégicos en donde fuere necesario.

9.3.3. Descripción del perfil transversal

Al tratarse de una zona urbana se utilizaron perfiles tipo, conforme a Ordenanza Municipal, que cuentan con los siguientes componentes:

- Vereda
- Cordón Cuneta
- Calzada.

El primer tramo sobre Avenida San Luis comprendió un total de cinco cuadras, que van de Sur - Norte desde la Avenida España hasta calle Islas Malvinas. Su traza original poseía un ancho de calzada de 15 m, por lo que se previó un ensanche a un valor final de calzada de 18m. El perfil tipo tiene las siguientes dimensiones:

- Entre líneas municipales, 30,00m.
- Ancho de vereda, 6,00m.
- Calzada izquierda, 6,00m.
- Calzada derecha, 6,00m.
- Cantero central, 6,00m.

El segundo tramo sobre calle Islas Malvinas mantuvo un ancho de 10m de calzada en toda su longitud en dirección Oeste - Este hasta llegar a calle Buenos Aires, resultando un perfil tipo de dimensiones:

- Entre líneas municipales 20m.
- Ancho de vereda 5m.
- Ancho de calzada 10m.

El tercer tramo sobre calle Buenos Aires mantuvo un ancho de 9m de calzada en toda su longitud en dirección Sur - Norte hasta llegar a calle Islas Malvinas, resultando un perfil tipo de dimensiones:

- Entre líneas municipales 20m.
- Ancho de vereda izquierda 6m.
- Ancho de vereda derecha 5m.
- Ancho de calzada 9m.

Las cunetas fueron realizadas de Hormigón simple, en un ancho de 0,60m y espesor de 0,15m ubicadas sobre una capa de suelo natural compactado de 0,15m. Las bocacalles y badenes se ejecutaron en paños de Hormigón simple de 0,18m de espesor y superficie menor a 20m². Por último se realizó conformación de gálibo con agregado pétreo triturado 0-20mm en toda la longitud de las calles.

Se muestra un perfil con sus componentes y características

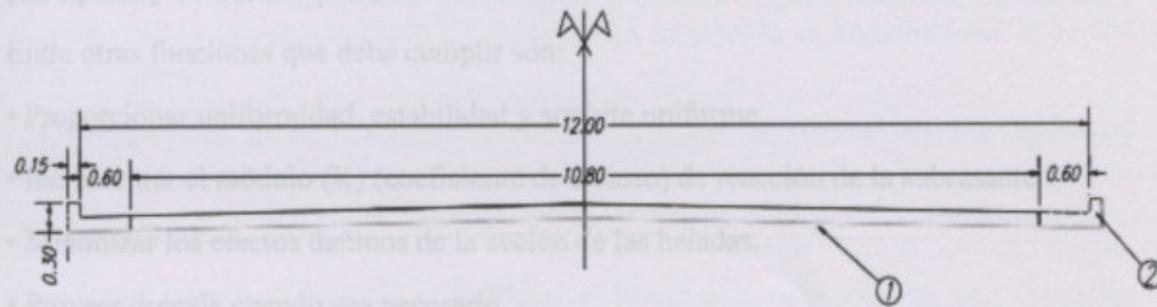


Figura 21 –Sección Proyecto Vial

Referencia:

- 1- Sub rasante
- 2 -Cordón cuneta

9.3.4. Breve descripción del paquete estructural

Es un suelo compuesto esencialmente de limo, con moderada o poca cantidad de material grueso. Cuando estos suelos se encuentran en estado seco, proveen una superficie de rodamiento firme, con ligero rebote al desaparecer las cargas. Cuando absorben agua, rápidamente sufren expansión superficial o pierden estabilidad aún sin manipularlos. Son relativamente inestables con cualquier contenido de humedad y cuando éste es grande, tienen muy baja estabilidad y valor soporte. Son difíciles de compactar porque el contenido de humedad, para obtener densidad satisfactoria, está dentro de estrechos límites. Tanto los badenes, bocacalles y cordones cunetas se ejecutarán sobre la subrasante, sin interponer una capa de subbase. Esta práctica dista un tanto de lo observado en la teoría, en donde las capas de pavimento rígido se componen de, subrasante, subbase y la losa de concreto.

A continuación se hará una breve descripción de cada uno de los elementos que conforman el pavimento rígido.

a) Subrasante: La subrasante es el soporte natural, preparado y compactado, en la cual se puede construir un pavimento. La función de la subrasante es dar un apoyo razonablemente uniforme, sin cambios bruscos en el valor soporte, es decir, mucho más importante es que la subrasante brinde un apoyo estable a que tenga una alta capacidad de soporte.

b) Subbase granular: La capa de subbase granular es la porción de la estructura del pavimento rígido, que se encuentra entre la subrasante y la losa rígida. Consiste en una o más capas compactas de material granular o estabilizado, la función principal de la subbase es prevenir el bombeo de los suelos de granos finos. La subbase es obligatoria cuando la combinación de suelos, agua, y tráfico pueden generar el bombeo. Tales condiciones se presentan con frecuencia en el diseño de pavimentos para vías principales y de tránsito pesado.

Entre otras funciones que debe cumplir son:

- Proporcionar uniformidad, estabilidad y soporte uniforme.
- Incrementar el módulo (K) (coeficiente de balasto) de reacción de la subrasante.
- Minimizar los efectos dañinos de la acción de las heladas.
- Proveer drenaje cuando sea necesario.
- Proporcionar una plataforma de trabajo para los equipos de construcción.

Por último, esta obra vial urbana ya cuenta con hechos existentes al momento de realizar los trabajos necesarios, como son las viviendas construidas con algunos años de antigüedad, conductos, instalaciones de servicios e infraestructura preexistente, árboles cuyas raíces interfieren en las tareas de la obra, sumado a la necesidad que tienen personas y vehículos de acceder a las viviendas constantemente y a diario durante todo el período de tiempo en que perdura la obra, etc. Estos hechos condicionan el normal desenvolvimiento del trabajo, a diferencia de un loteo por ejemplo, al cual se pretende proveer de infraestructura totalmente nueva proyectada acorde a las necesidades del lugar, y si bien surgen otro tipo de condicionantes, no son como los mencionados anteriormente. Se generan entonces diversos problemas que carecen de solución

inmediata o cuya solución hubiese significado aún un mayor costo de ejecución como el caso de haber tenido que llegar a excavar el espesor correspondiente al paquete estructural compuesto por una losa de hormigón, subbase granular y subrasante, totalizando un valor aproximado de 0,50m en profundidad respecto al nivel de terreno natural.

Se optó consecuentemente por la opción que posiblemente fue la más recomendable a corto plazo y la que mejor se ajustaba a los condicionantes existentes. No obstante se puede decir con seguridad que no será la solución más económica ya que se requerirá, en un menor lapso de tiempo que el habitual, una necesidad de intervención por la aparición temprana de fallas como ser, erosión por bombeo y escalonamiento.

9.3.5. Problemáticas puntuales relacionadas con obras en territorios urbanizados

- Agrietamientos o fisuras, caídas de revoque, daños diversos a viviendas colindantes por realizar el vibrado y compactación correspondiente en la preparación de subrasantes, bases o subbases granulares.
- Imposibilidad de llegar a la cota de subrasante por interposición con servicios o conductos poco profundos en relación a las cotas de proyecto.
- Disturbios, quejas de personas que se ven afectadas directa e indirectamente por la obra.

9.3.5.1. Desagüe de agua pluvial

El trazado se desarrolló sobre topografía principalmente llana, en una zona urbana con viviendas consolidadas que poseían cotas de umbrales y desagües pluviales muy bajas en relación al terreno natural, confiriéndole condicionantes al diseño de la rasante por constituir puntos de paso a los que no se podía ignorar puesto que se debía garantizar, por un lado, el escurrimiento de los desagües pluviales de patio mediante conductos o albañales hacia la calzada haciendo coincidir en lo posible el intradós inferior con el fondo de cuneta.

9.3.5.2. Las especificaciones a cumplir son las expresadas en los siguientes conceptos

Función básica:

Para calles locales, colectoras y arteriales el límite admisible asegura que viviendas residenciales, edificios públicos, industriales y comerciales no deben ser inundados. La altura máxima de inundación admisible es el nivel de paso de los edificios, jardines, playas y toda zona fuera de los edificios que no esté protegida. La altura de agua sobre el fondo de la cuneta o badén no debe sobrepasar los 0,50m.

Función complementaria:

Para calles locales el límite admisible es tal que no se debe sobrepasar la altura del cordón aun cuando se pueda alcanzar el coronamiento.

El detalle de los límites de inundabilidad se muestra en la figura

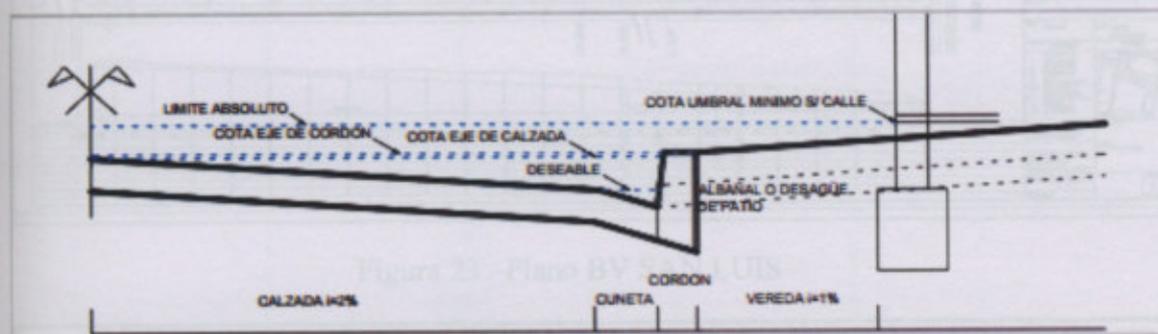


Figura 22 –Límite de Inundabilidad

El escurrimiento superficial de las aguas de lluvia es garantizado por pendientes deseables del tres por mil (0,3%) o superiores cuando se hace la recolección del agua por cordón cuneta revestido. En casos en que sea imposible llegar a esta pendiente mínima deseable se aceptan pendientes mínimas absolutas del 0,15%. Considerando lo dicho anteriormente se ha tenido que limitar los valores de pendiente longitudinal a un mínimo, variable en función de la pendiente natural del terreno, para asegurar un adecuado drenaje.

Figura 24 - Plano Calle ISLAS MALVINAS

9.4. Definición de la planialtimetría

Por ser un barrio consolidado con sus calles definidas en los parcelarios, el diseño planimétrico de este proyecto no fue desarrollado, por lo que el proyecto se ajustó a los condicionantes y dimensiones existentes. Para posicionar el proyecto en el terreno se ubicaron los respectivos ejes de calles del proyecto entre líneas municipales. El diseño altimétrico del proyecto contempló la definición de la rasante de la Avenida San Luis y calles Islas Malvinas y Buenos Aires. Partiendo de puntos fijos sobre el pavimento existente procurando que el tramo proyectado tuviese como cota de inicio a estos puntos fijos se procedió al trazado de la rasante tratando de seguir en lo posible el terreno natural para evitar que se efectúen grandes volúmenes de movimiento de suelo. En la determinación de las rasantes se debieron verificar los correctos desagües de las viviendas existentes hacia la calzada y la compatibilidad de altura con las calles perpendiculares en los cruces. Es por ello que se proyectaron los umbrales de las viviendas relevadas, en el perfil longitudinal con el fin de trazar correctamente las rasantes. Se debieron proyectar también las calles perpendiculares al eje en cuestión, para lograr el correcto drenaje del agua superficial de todo su entorno. También se muestran las pendientes y longitudes de cada tramo y los símbolos de umbrales. Se proporciona la información sobre progresivas parciales y totales, cotas de rasante proyectada, de terreno y cota de puntos fijos, sirviendo de ayuda para una mejor interpretación en obra.

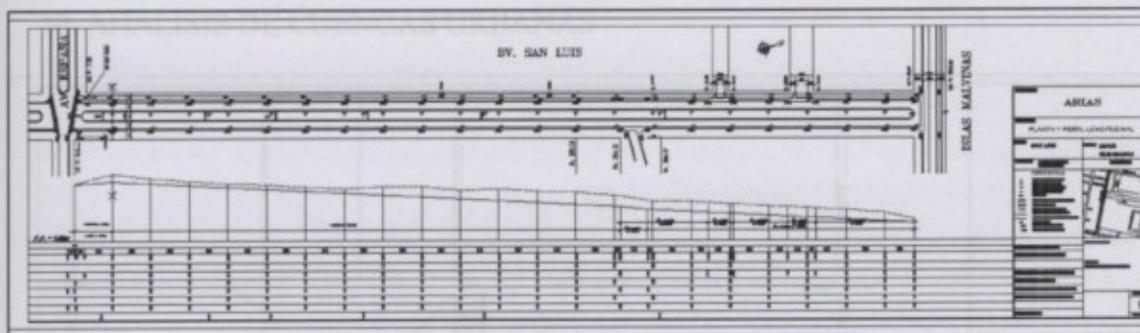


Figura 23 –Plano BV SAN LUIS

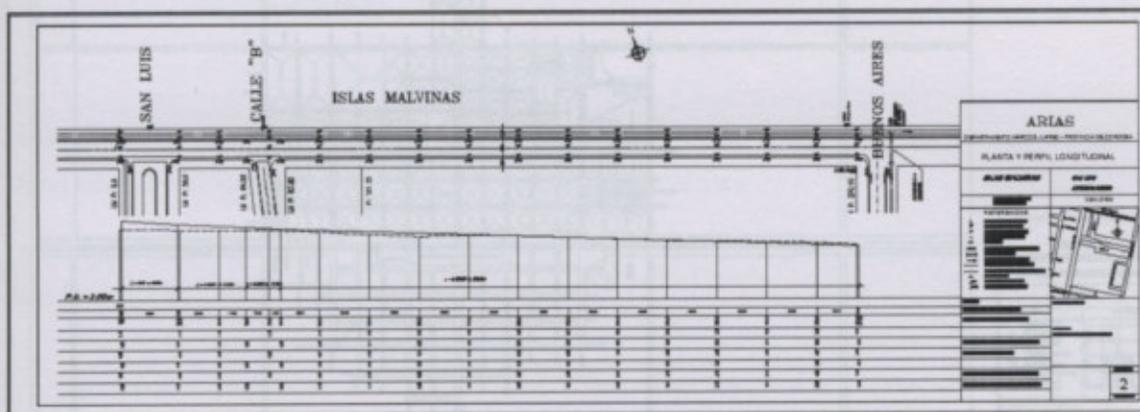


Figura 24 –Plano Calle ISLAS MALVINAS



Figura 25 –Plano Calle BUENOS AIRES

Figura 27 –Plano ARIAS CUENCAS URDANAS

10. ANÁLISIS DE CUENCAS URBANAS

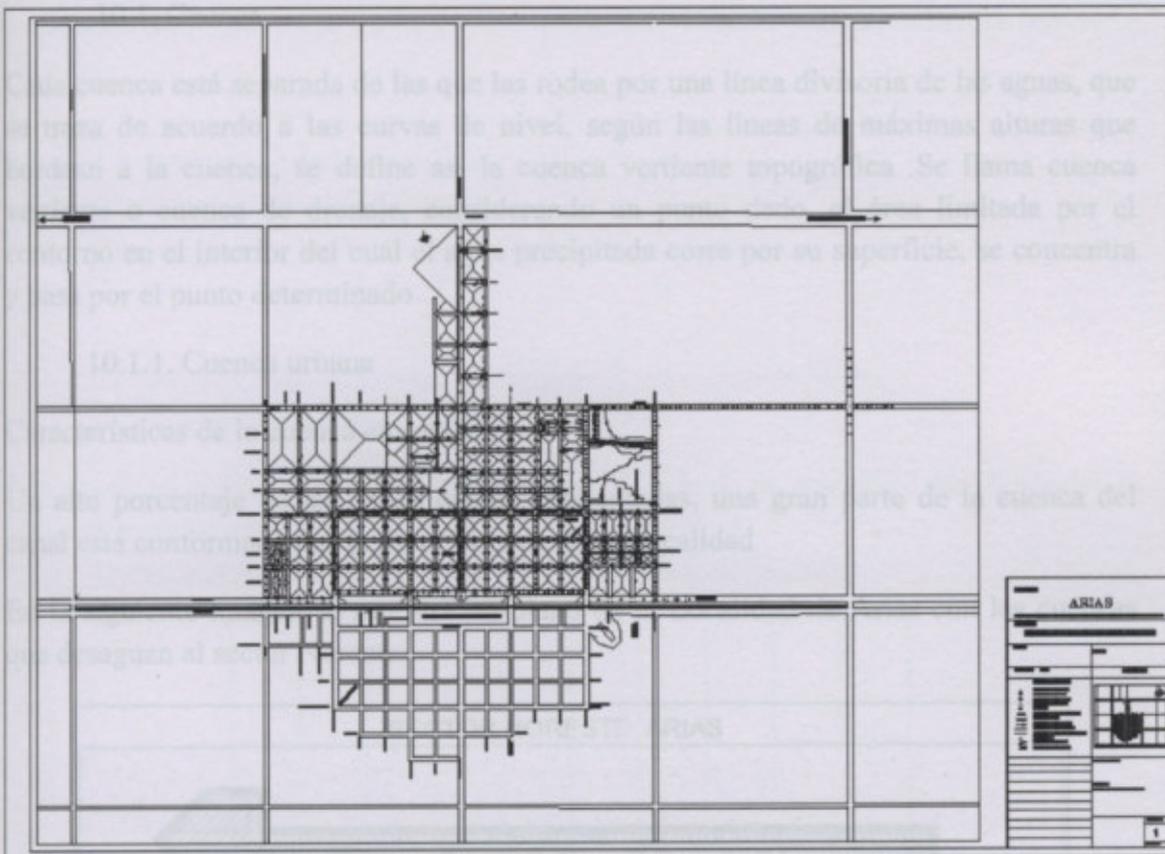


Figura 26 –Plano ARIAS

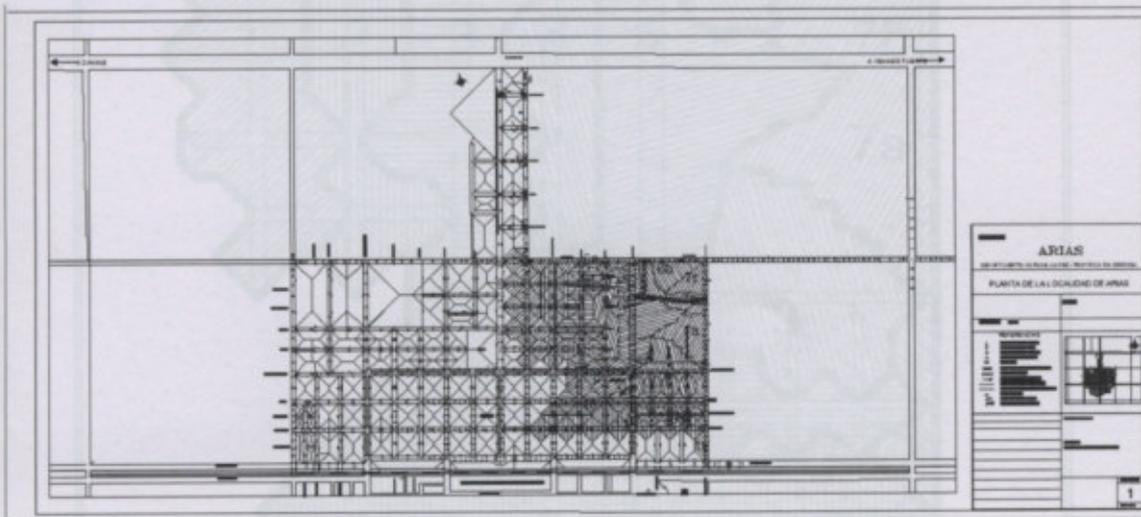


Figura 27 –Plano ARIAS CUENCAS URBANAS

Figura 28 –Plano CUENCAS URBANAS Sector Noreste

10.1. Cuenca

Cada cuenca está separada de las que la rodea por una línea divisoria de las aguas, que se traza de acuerdo a las curvas de nivel, según las líneas de máximas alturas que bordean a la cuenca, se define así la cuenca vertiente topográfica. Se llama cuenca vertiente o cuenca de drenaje, considerando un punto dado, el área limitada por el contorno en el interior del cuál el agua precipitada corre por su superficie, se concentra y pasa por el punto determinado

10.1.1. Cuenca urbana

Características de la cuenca en estudio

Un alto porcentaje de las calles están pavimentadas, una gran parte de la cuenca del canal está conformada por la parte Noreste de la Localidad

En la siguiente imagen se muestra un plano de la Localidad de Arias con las cuencas que desaguan al sector Noreste.

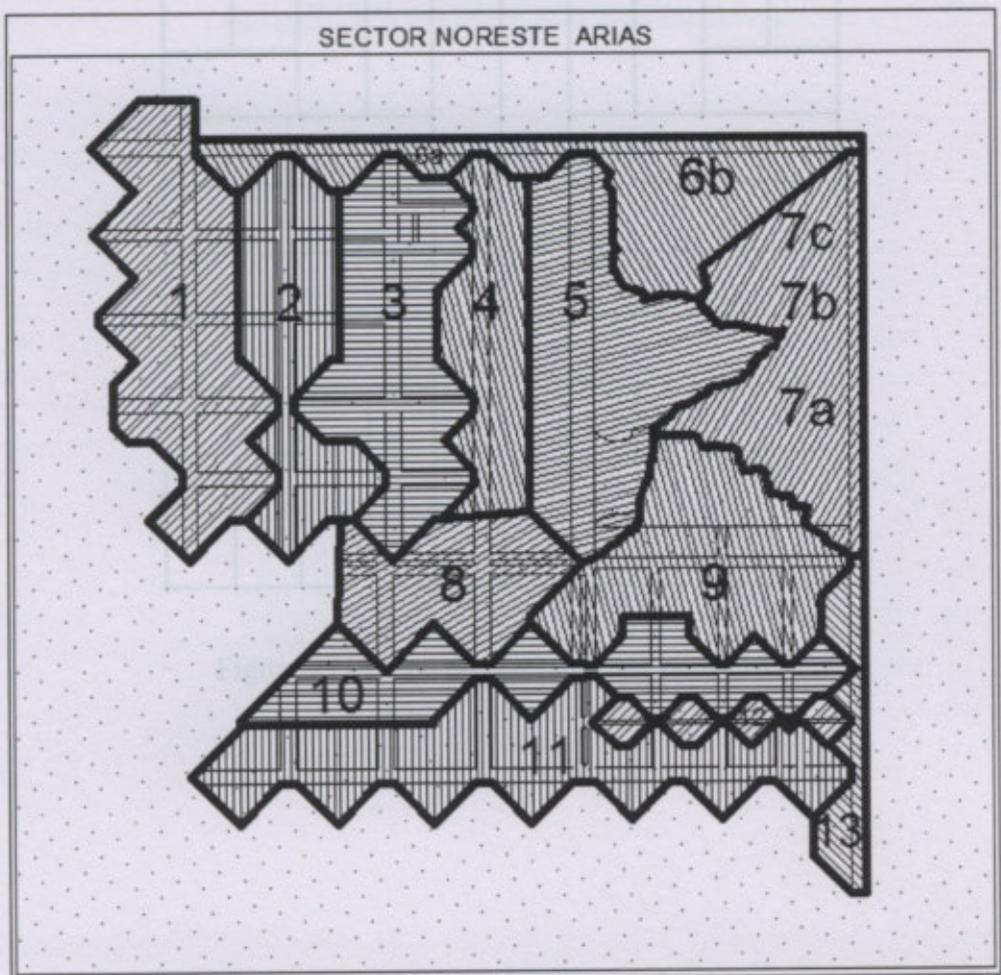


Figura 28 –Plano CUENCAS URBANAS Sector Noreste

Manzanas con sus cuatro calles de la misma longitud, cuadrada

La cuenca urbana de un punto de estudio queda determinada por los siguientes factores siguiente forma:

- Características de las manzanas
- Plano de niveles de pavimento.
- Disposición de las bocas de tormentas en las esquinas.

10.1.2. Características de las manzanas

Una manzana de una ciudad presenta una forma de loteo de acuerdo a sus dimensiones como se muestra en la figura.

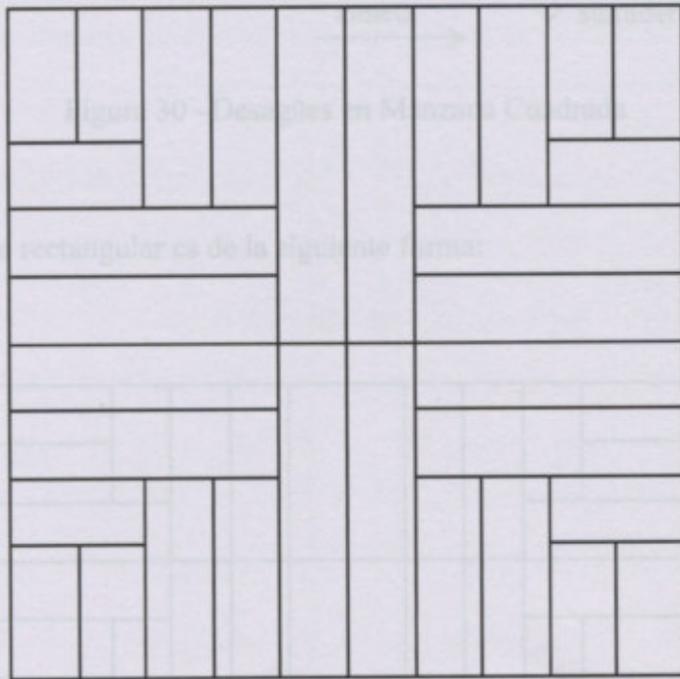


Figura 29 –Loteo de una manzana en ARIAS

Figura 31 –Loteo Manzana rectangular

Forma de desaguar a la calle

Manzana con sus cuatro calle de la misma longitud, cuadrada

La forma de desaguar a las calles de una manzana con sus cuatro lados iguales es de la siguiente forma:

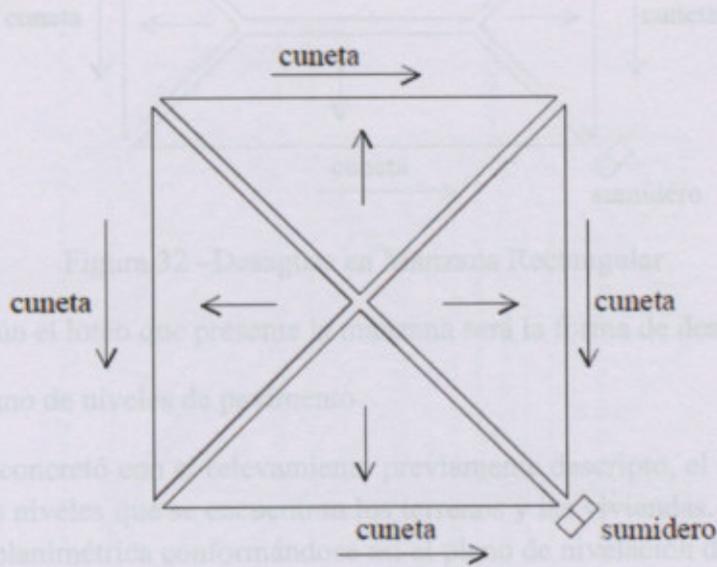


Figura 30 –Desagües en Manzana Cuadrada

Para una manzana rectangular es de la siguiente forma:

Forma del loteo



Figura 31 –Loteo Manzana rectangular

Figura 33 –Plano de niveles relevado

Con este dato podemos determinar hacia qué esquinas desagüan las manzanas, de acuerdo a las alturas que tengan dichas esquinas.

Forma de desaguar a la calle

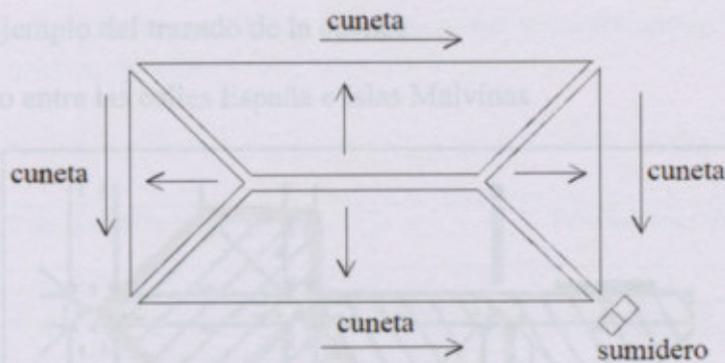


Figura 32 –Desagües en Manzana Rectangular

Por lo tanto según el loteo que presente la manzana será la forma de desaguar a la calle

10.2. Plano de niveles de pavimento

Dicho plano se concretó con el relevamiento previamente descripto, el mismo se realiza de acuerdo a los niveles que se encuentran los terrenos y las viviendas. Luego se realiza una nivelación planimétrica conformándose así el plano de nivelación de pavimento

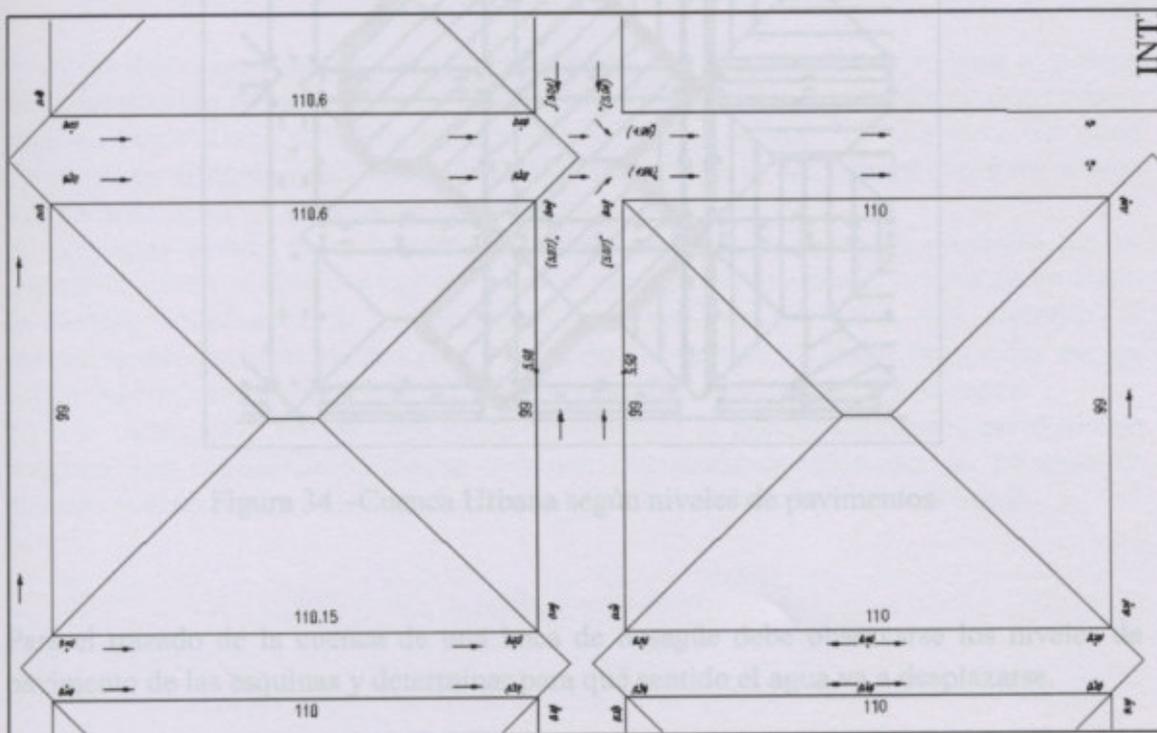


Figura 33 –Plano de niveles relevado

10.2.2. Frecuencia de lluvia

Con este dato podemos determinar hacia qué esquinas desaguan las manzanas, de acuerdo a las alturas que tengan dichas esquinas.

10.2.1. Ejemplo del trazado de la cuenca

Punto de estudio entre las calles España e Islas Malvinas

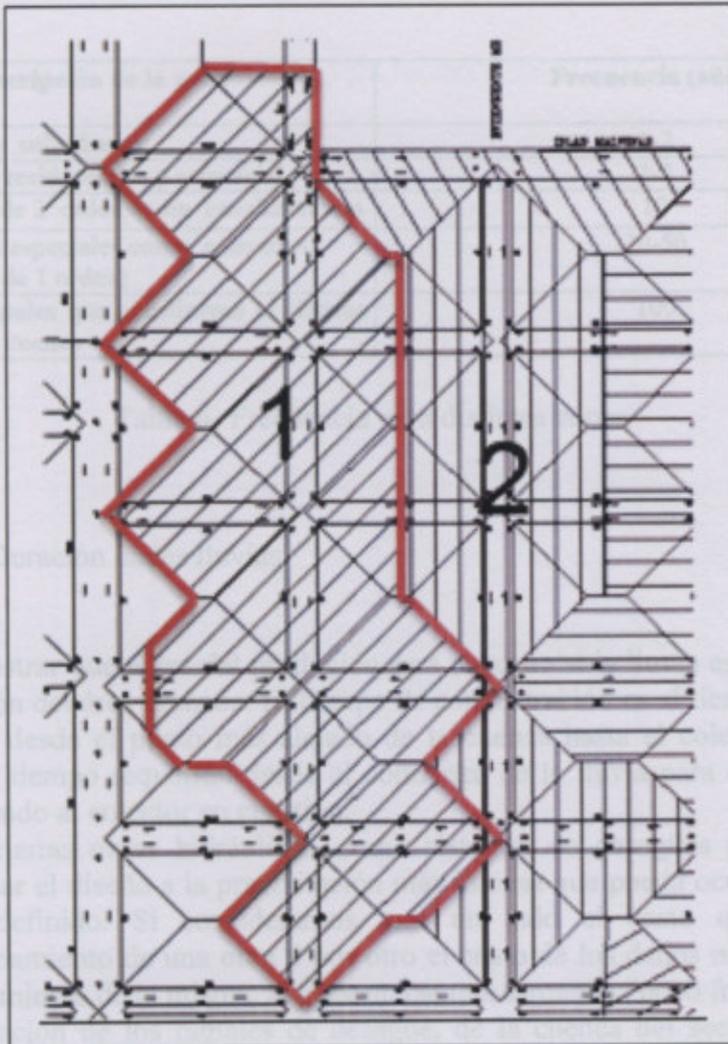


Figura 34 –Cuenca Urbana según niveles de pavimentos

Para el trazado de la cuenca de una boca de desagüe debe observarse los niveles de pavimento de las esquinas y determinar para qué sentido el agua va a desplazarse.

10.2.2. Frecuencia de lluvia

La frecuencia de las precipitaciones es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características. Siendo la frecuencia un factor determinante en el cálculo de las redes de alcantarillado pluvial, su relación con la prevención de inundaciones en áreas urbanas. También los riesgos y daños con la propiedad, daños personales y al tráfico vehicular. La elección de los periodos de

retorno de una precipitación está en función a las características de protección e importancia del área en estudio.

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
Zonas urbanas y suburbanas	1-2
Zonas urbanas, residenciales y comercial	2-5
Para colectores de 2 orden como canalizaciones	10
Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1 orden)	20-50
Para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje de la cuenca	100

Tabla 6- Frecuencia para distintas zonas

10.2.3. Duración de las lluvias

Se puede demostrar que el caudal producido será máximo si la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el colector o, en otros términos, es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área esté contribuyendo al colector en cuestión.

Al proyectar ciertas obras hidráulicas, como sistemas de desagües pluviales, no es razonable ajustar el diseño a la precipitación más intensa que pueda ocurrir en un lapso de tiempo indefinido. Si consideramos, por un lado el costo que significa el sobredimensionamiento de una obra y por otro el costo de los daños originados por un subdimensionamiento de la misma, al presentarse una tormenta "poco frecuente".

Para la verificación de los ramales de desagüe, de la cuenca del sector estudiado se adoptará una intensidad de diseño con una frecuencia de aparición de 10 años de acuerdo al diagrama de intensidad, duración, frecuencia de la ciudad de Rosario.

tiempo de concentración de la cuenca.

Se observa que las intensidades de lluvia tienden a crecer a medida que disminuye la duración de la lluvia y por otra parte se debe esperar en cuencas pequeñas tiempos de concentración pequeños.

Si analizamos una cuenca en general, para la misma frecuencia, tormentas de corta duración.

Para intensidades iguales al tiempo de concentración, producen un rápido crecimiento del caudal, pero esas partes que el agua procedente de toda la cuenca alcanza la sección de control y dan como resultado un hidrograma como el A.

Tormentas de gran duración superiores al tiempo de concentración y por lo tanto abarcan toda la cuenca pero no son de gran intensidad dan como resultado un hidrograma como el B.

Las peores condiciones se producen cuando la duración es igual al tiempo de concentración y la intensidad es considerable, dando como resultado un hidrograma como el C.

CURVAS INTENSIDAD DURACION Y RECURRENCIA CIUDAD DE ROSARIO

DIAGRAMA INTENSIDAD DURACIÓN RECURRENCIA ROSARIO

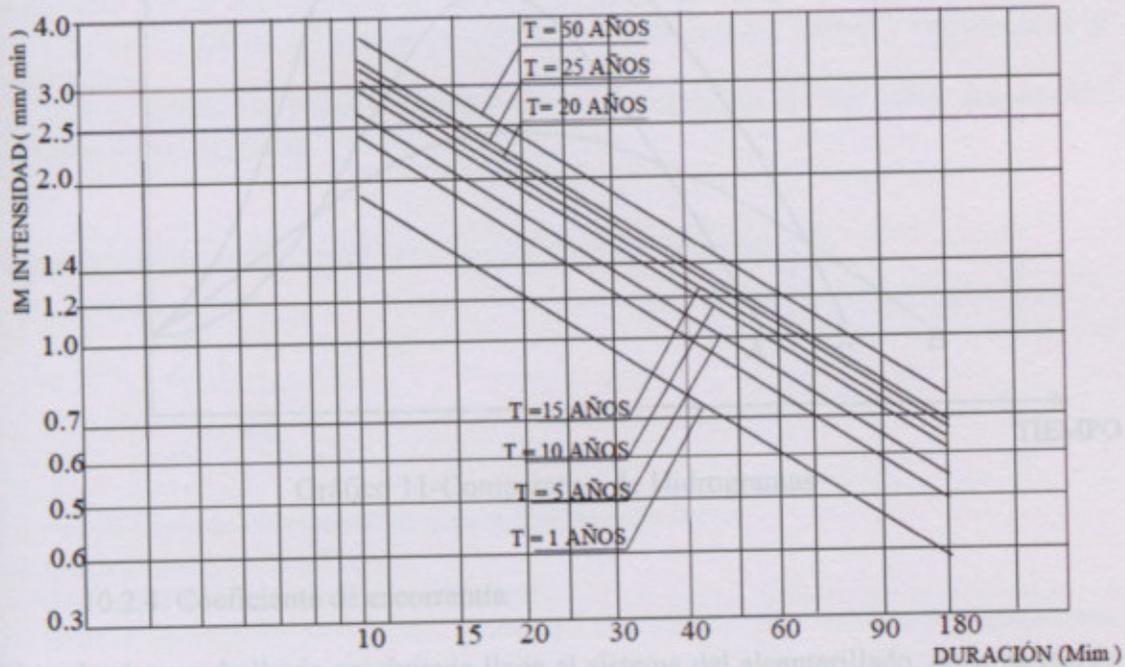


Figura 35–Diagrama Intensidad, Duración y Recurrencia de la Ciudad de Rosario

El interés de efectuar un análisis detallado de la intensidad de diseño en cuencas pequeñas reside que las lluvias que ocasionan el caudal máximo en un punto de la red de drenaje son aquellas de corta duración y gran intensidad, dado que las peores condiciones se producen cuando dicha duración iguala o supera al tiempo de concentración de la cuenca.

Se observa que las intensidades de lluvia tienden a crecer a medida que disminuye la duración de la lluvia y por otra parte es de esperar en cuencas pequeñas tiempos de concentración pequeños.

Si analizamos una cuenca en general, para la misma recurrencia, tormentas de corta duración.

Para intensidades menores al tiempo de concentración, producen un rápido crecimiento del caudal, pero cesan antes que el agua procedente de toda la cuenca alcance la sección de control y dan como resultado un hidrograma como el A.

Tormentas de gran duración superiores al tiempo de concentración y por lo tanto aporta toda la cuenca pero no son de gran intensidad dan como resultado un hidrograma como el B

Las peores condiciones se producen cuando la duración iguala al tiempo de concentración y la intensidad es considerable, dando como resultado un hidrograma como el C

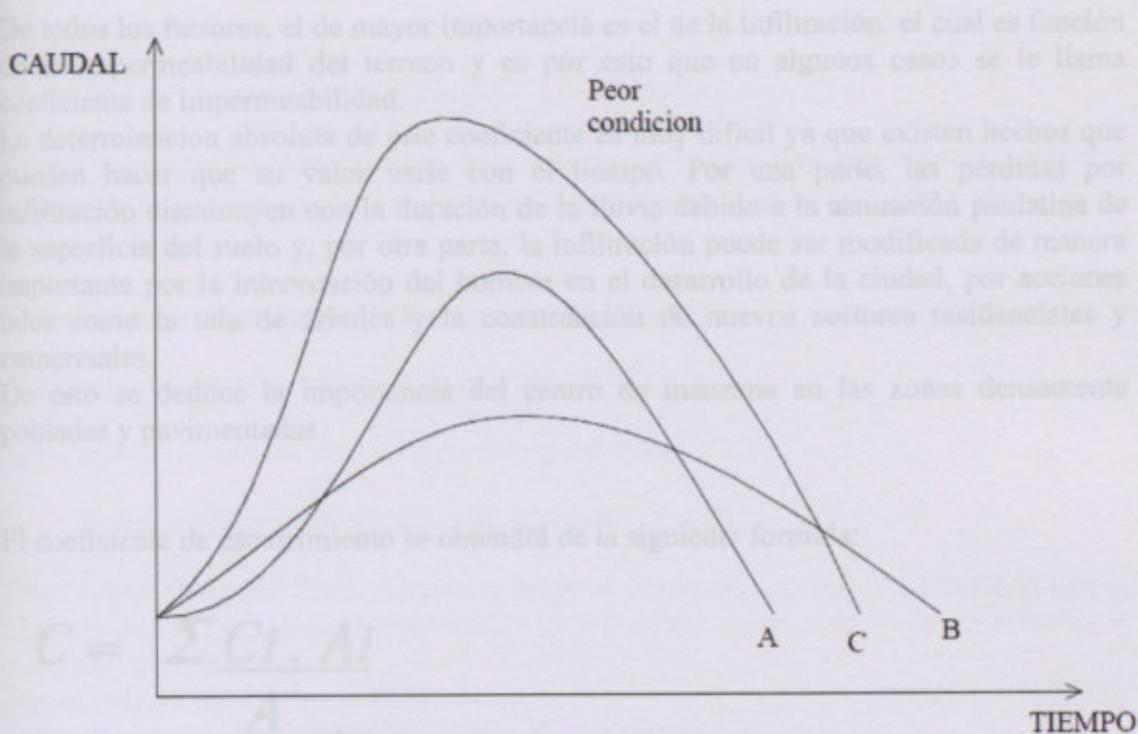


Gráfico 11-Comparativa de Hidrogramas

Dónde:

C_i = coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector

A_i = área de cada sector (H^2)

10.2.4. Coeficiente de escorrentía

En la tabla siguiente se dan algunas guías para la selección del coeficiente de escorrentía

No toda el agua de lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado, parte se pierde por factores tales como evaporación, intersección del follaje, almacenamiento superficial como zanjas o depresiones, y por infiltración.



Figura 36-El Ciclo Hidrológico

De todos los factores, el de mayor importancia es el de la infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

De esto se deduce la importancia del centro de manzana en las zonas densamente pobladas y pavimentadas

El coeficiente de escurrimiento se obtendrá de la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A}$$

Dónde:

C_i = coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector

A_i = área de cada sector (Ha)

A = área total de la cuenca de drenaje (Ha)

En la tabla siguiente se dan algunas guías para la selección del coeficiente de escurrimiento

Valores basados en las características generales de la cuenca receptora	C
a) Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0.7 a 0.9
b) Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes con calles y vías pavimentadas	0.7
c) Zonas residenciales medianamente habitadas	0.65
d) Zonas residenciales medianamente habitadas	0.55 a 0.65
e) Zonas residenciales de pequeña densidad	0.35 a 0.55
f) Barrios con jardines y vías empedradas	0.30
g) Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0.10 a 0.20

Tabla 7- Valores Coeficiente de Escurrimiento

10.2.5. Tiempo de concentración

Se define tiempo de concentración de una cuenca a la duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente mas alejado de aquella, llegue hasta la sección de control

El tiempo de concentración (T_c) puede ser dividido en dos

- 1) Tiempo de aducción o tiempo de entrada (T_{AD})
- 2) Tiempo de fluencia o de recorrido dentro del colector (T_f)

10.2.6. El tiempo de entrada o de aducción. (T_{AD})

Este tiempo, es el que tarda el agua en llegar al sumidero una vez comenzada la lluvia, depende de varios factores como niveles de las calles, características de las mismas, si están pavimentadas o no.

Para el cálculo del mismo se debe:

- 1) Elegir el sumidero en estudio

Al sumidero en estudio, le pueden llegar varios caminos de escurrimiento como se muestra en la figura que tomamos como ejemplo.

DEAN FUNES

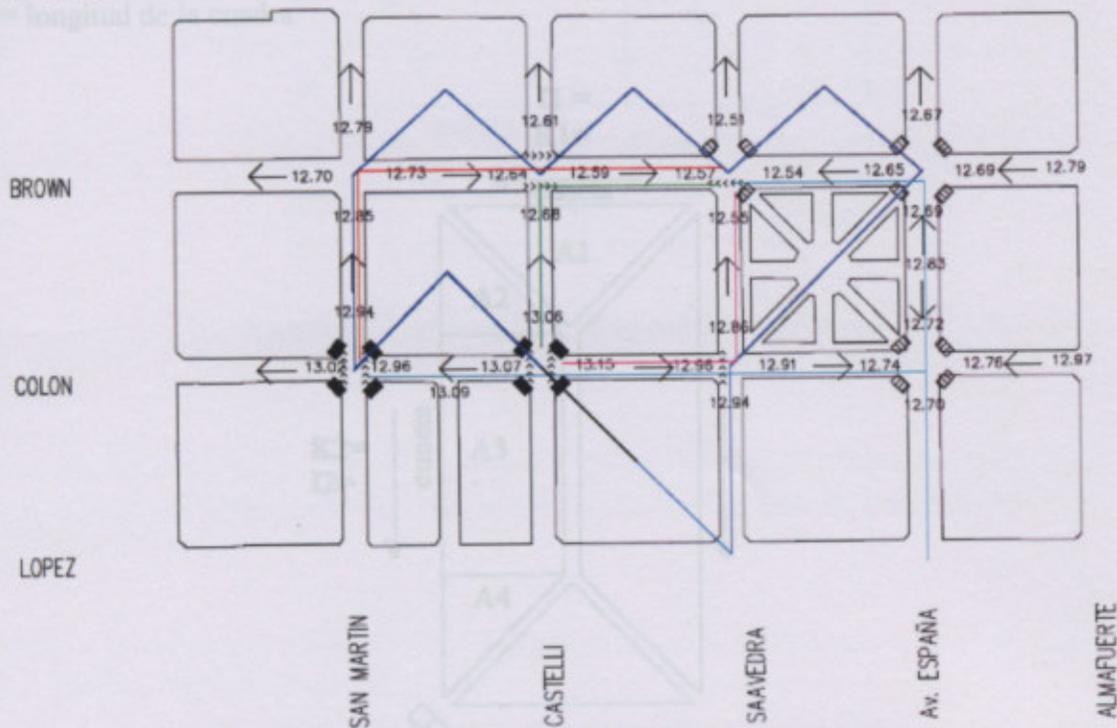


Figura 37–Caminos para el cálculo del tiempo de aducción

Figura 38–Figuras de cada manzana para el cálculo del coeficiente K

Se deben analizar todas las posibilidades y luego adoptar el mayor valor que será el determinante para el cálculo.

10.2.6.1. Forma de calcular el tiempo de aducción

Se debe descomponer en figuras de aporte de caudales, que generan las manzanas que conforman el camino del agua según sus dimensiones, cada figura tendrá una ecuación, de acuerdo a lo mostrado a continuación.

Previo a la descomposición de las figuras se debe hallar un coeficiente común a todas ellas

“coeficiente K”.

Este coeficiente es calculado uno por cuadro hasta llegar al sumidero

$$K = m \cdot (1/2)^{2/3} \left[\frac{C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot S}{m \cdot I^{1/2} \cdot a \cdot L} \right]^{1/4} \cdot I^{1/2}$$

m = 50

C = coeficiente de escorrentía

I = pendiente de la cuadra

a = mitad de la calzada

g = altura del gálibo de la calzada

s = altura de la figura que se encuentra en la cuadra

L = longitud de la cuadra

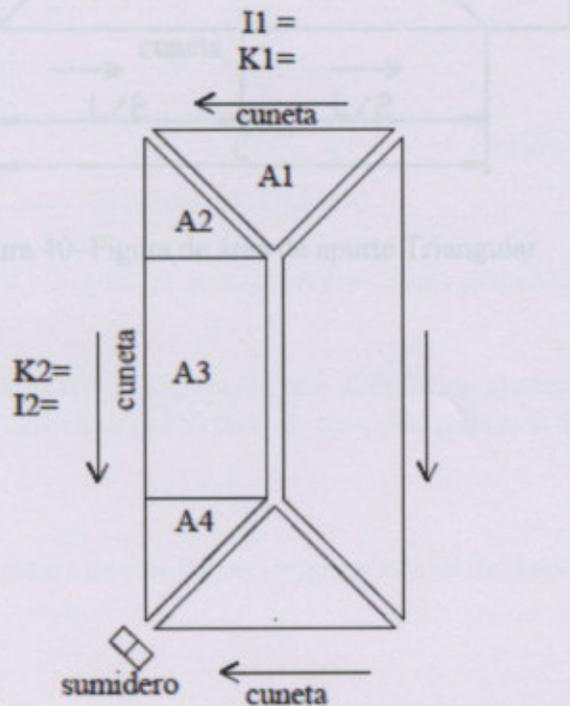


Figura 38–Figuras de cada cuadra para el cálculo del coeficiente K

Cada cuadra tendrá su coeficiente K y su pendiente. También tendrá la descomposición de las manzanas en rectángulos, triángulos hasta llegar al sumidero.

Factores que tienen en cuenta la calzada:

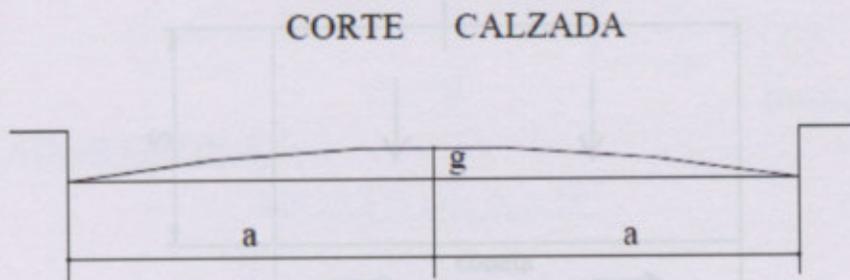


Figura 39–Corte de calzada

Área de aporte pluvial

Es la forma en que se las manzanas desaguan obteniendo triángulos y rectángulos.

Triángulo

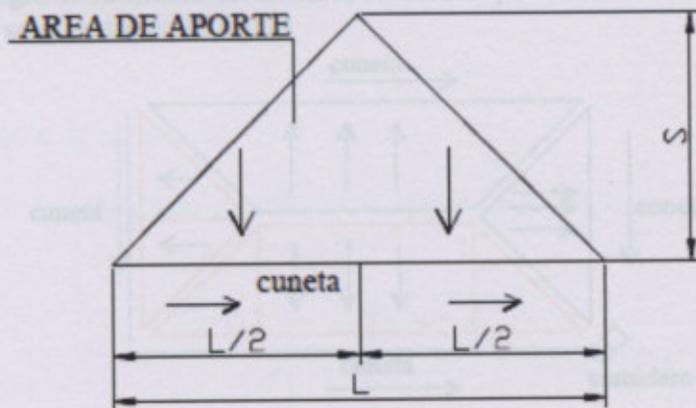


Figura 40–Figura de área de aporte Triangular

De la combinación de triángulos y rectángulos que se hallan al descomponer la manzana en el camino estudiado se encuentra el tiempo de aducción sumando la ecuación de cada una de estas figuras.

En una misma cuenca, al pasar de una figura simple a otra se hace un aporte inicial en el arranque de la segunda cuenca.

Rectángulo



Figura 41–Figura de área de aporte rectángulo

Cuando ya se eligió el sumidero en estudio, se descomponen las manzanas en el camino estudiado como se muestra en la figura

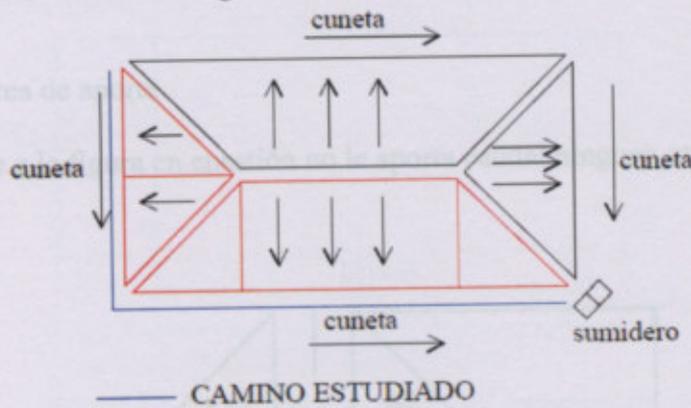


Figura 42–Figura de área de aporte en una manzana

De la combinación de triángulos y rectángulos que se hallan al descomponer la manzana en el camino estudiado se encuentra el tiempo de aducción sumando la ecuación de cada una de estas figuras.

En una misma cuenca, al pasar de una figura simple a otra se hace un aporte inicial en el arranque de la segunda cuenca.

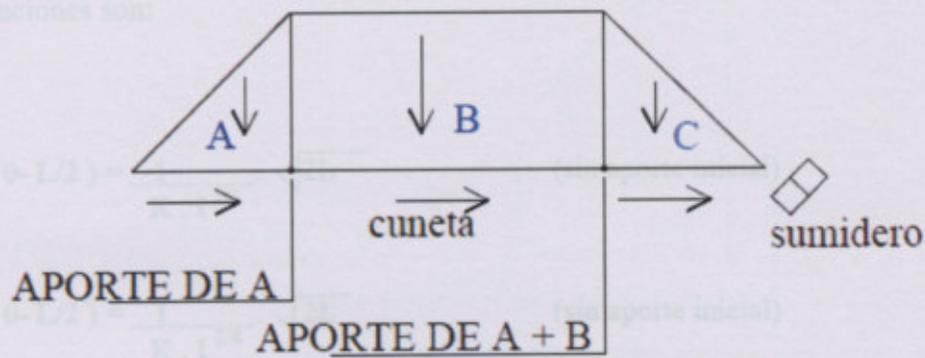


Figura 43–Sumas de áreas de aportes

Ecuaciones de las figuras.

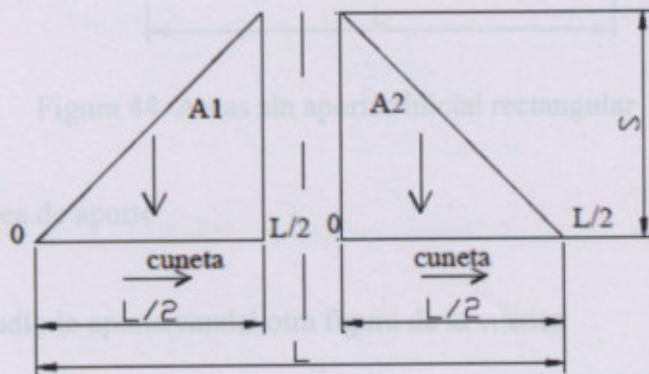
Hay dos tipos de formulas

- 1) Sin área de aporte
- 2) Con área de aporte

10.2.6.1.1. Sin área de aporte

Esto significa que a la figura en cuestión no le aporta caudal ninguna otra figura.

Triángulo:



A1 no aporta a A2

Figura 43–Áreas sin aportes inicial triangular

Las ecuaciones son:

$$T_{A1}(0-L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \sqrt{2L} \quad (\text{sin aporte inicial})$$

$$T_{A2}(0-L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \sqrt{2L} \quad (\text{sin aporte inicial})$$

I = Intensidad de diseño (lluvia de cálculo) (mm/h)

K = Coeficiente común a todas las figuras

Rectángulo:

$$T_A(0-L) = \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \sqrt{L} \quad (\text{sin aporte inicial})$$

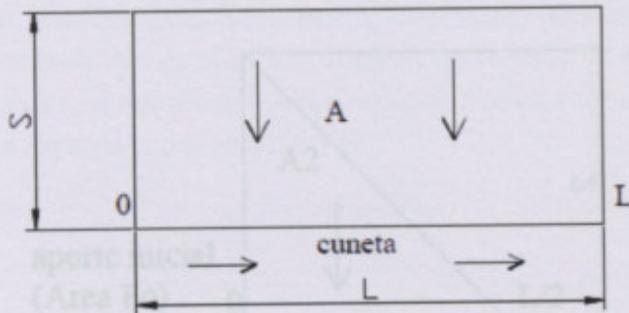


Figura 44—Áreas sin aportes inicial rectangular

10.2.6.1.2. Con área de aporte

A la figura en estudio le aporta caudal otra figura de la cuenca

Triángulos:

Rectángulo:

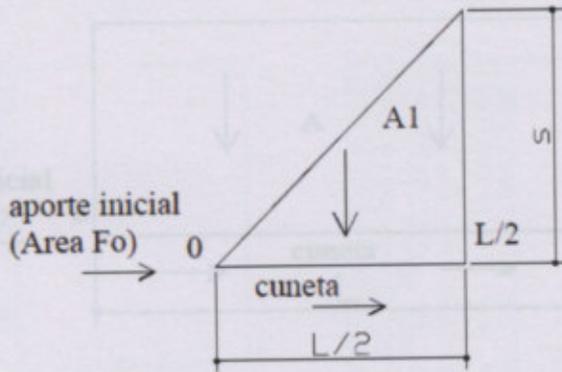


Figura 44-Áreas con aportes inicial triangular "a"

Con $F_0 > 0$ $TA(0 - L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \frac{1}{\sqrt[4]{L/S \cdot F_0}} \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{1}{96} \cdot \frac{L^2 \cdot S}{F_0} \right]$

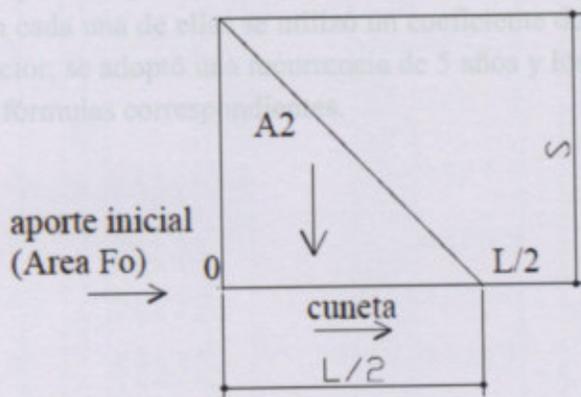


Figura 45-Áreas con aportes inicial triangular "b"

Con $F_0 > 0$ $TA(0 - L/2) = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \frac{L}{\sqrt[4]{\frac{L}{S} \cdot F_0 + \frac{L^2}{4}}}$

Rectángulo:

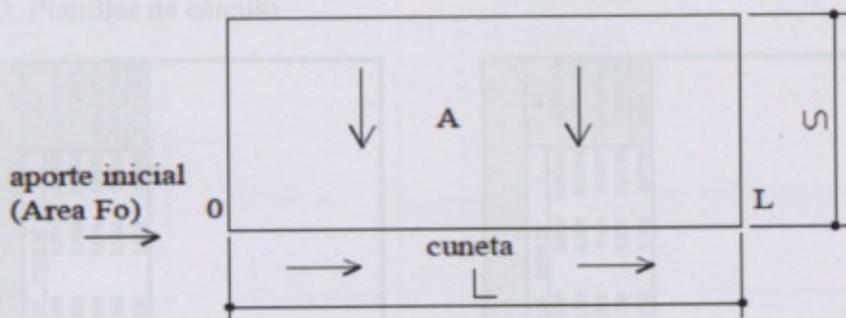


Figura 46-Áreas con aportes inicial rectangular

Con $F_0 > 0$ $TA(0-L) = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \cdot \frac{1}{L^{1/4} \cdot S^{3/4}} \left[(F_0 + L \cdot S) - F_0^{3/4} \right]$

Una vez estudiadas las formulas anteriores procedo a cargarlas en una hoja de cálculo con el fin de obtener el caudal de agua proveniente de las precipitaciones en cada cuenca encontrada en el sector noreste de la Localidad de Arias, donde quedan definidas 13 cuencas urbanas que desaguan a un punto en común, delimitadas con el criterio anterior descrito, en cada una de ellas se utilizó un coeficiente de escorrentía adecuado al estudio de cada sector, se adoptó una recurrencia de 5 años y los demás parámetros se calcularon en base a fórmulas correspondientes.

10.3. Planillas de cálculo

CUENCA 1

ni	nf	calle	entre	LC	LTI lq	LTI der	LT2 lq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	af	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Belgrano	España	Jujuy	90,00	100	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	6,370	0,00955	0,6428188		
2	3	Belgrano	Jujuy	Salta	80,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	6,320	0,00946	0,6158432			
3	4	Belgrano	Salta	Sanja Cruz	97,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	5,860	0,00821	0,44272566			
4	5	Belgrano	Sanja Cruz	San Mateo	99,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	5,800	0,00802	0,44272566			
4	5	Belgrano	San Mateo	Islas Malvinas	99,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	5,300	0,00718	0,41932508			
4	5	Belgrano	San Mateo	Islas Malvinas	99,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	65,00	4,20	100,00	5,240	0,00718	0,41932508			

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T
triángulo	1,00 n	1,00	0,64281	100,00	100,00	65,00	3675,00	0,00	32,76	tramo 1-2
triángulo	1,00 n	1,00	0,61588	100,00	100,00	65,00	3250,00	3975,00	32,71	tramo 2-3
triángulo	1,00 n	1,00	0,44277	100,00	100,00	65,00	7905,00	6925,00	49,08	tramo 3-4
triángulo	1,00 n	1,00	0,41933	100,00	100,00	65,00	3987,50	14420,00	53,33	tramo 4-5
triángulo	1,00 n	1,00	0,41933	100,00	100,00	65,00	3987,50	18237,50	53,33	tramo 5-6
Valor de Abucción										
221,31										

CUENCA 2

ni	nf	calle	entre	LC	LTI lq	LTI der	LT2 lq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	af	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Int. Meliqueot	España	Jujuy	90,00	100	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	71,00	4,20	100,00	7,070	0,00382	0,5784228		
2	3	Int. Meliqueot	Jujuy	Salta	80,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	71,00	4,20	100,00	6,320	0,00390	0,45044259			
3	4	Int. Meliqueot	Salta	Sanja Cruz	97,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	71,00	4,20	100,00	6,320	0,00371	0,44827429			
4	5	Int. Meliqueot	Sanja Cruz	San Mateo	99,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	71,00	4,20	100,00	5,520	0,00378	0,39533333			
5	6	Int. Meliqueot	San Mateo	Islas Malvinas	99,00	100	100	100	20	20	20	8,40	8,40	0,11	50	0,45	der	71,00	4,20	100,00	5,200	0,00382	0,36032781			

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T
triángulo	1,00 n	1,00	0,57842	100,00	100,00	71,00	3905,00	0,00	36,86	tramo 1-2
triángulo	1,00 n	1,00	0,45044	100,00	100,00	71,00	3550,00	3905,00	44,58	tramo 2-3
triángulo	1,00 n	1,00	0,44827	100,00	100,00	71,00	8307,00	7455,00	52,38	tramo 3-4
triángulo	1,00 n	1,00	0,39533	100,00	100,00	71,00	4224,50	8782,00	55,33	tramo 4-5
triángulo	1,00 n	1,00	0,36033	100,00	100,00	71,00	4224,50	15986,50	60,80	tramo 5-6
Valor de Abucción										
249,75										

CUENCA 5

ni	nf	calle	entre	J	LC	LTI	isq	LTI	der	LTI	isq	LTI	der	ADC	AOT1	ADT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Ess	pos	sf	S	a	L	cota	ni	cota	nf	i	ki
1	2	San Luis	España		100	184	180	184	30	30	20	12,00	37,00	0,15	50	0,5	der	575,00	6,00	575,00	4,20	4,500	0,00234	0,398908023									
<p>figura tipo aparte</p> <p>rectángulo 2,00 s</p> <p>Valor de Aducción: 80,15</p> <p>RECORRIDO: O: TRAMO CUNETAS DERECHA</p>																																	

CUENCA 6a

ni	nf	calle	entre	J	LC	LTI	isq	LTI	der	LTI	isq	LTI	der	ADC	AOT1	ADT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Ess	pos	sf	S	a	L	cota	ni	cota	nf	i	ki
1	2	Islas Malvinas	Belgrano		100	0	99	0	99	20	20	8,40	59,50	0,11	50	0,5	der	59,50	4,20	100,00	4,960	0,00659	0,29678709										
1	2	Islas Malvinas	Melquior		122	0	99	0	99	20	20	8,40	59,50	0,11	50	0,5	der	59,50	4,20	142,00	4,690	0,00176	0,3332253										
1	2	Islas Malvinas	Santa Fe		100	0	99	0	99	20	20	8,40	48,50	0,11	50	0,5	der	48,50	4,20	100,00	4,300	0,00083	0,29450453										
1	2	Islas Malvinas	Tucumán		100	0	55	0	55	20	20	8,40	37,50	0,11	50	0,5	der	37,50	4,20	100,00	4,200	0,00031	0,32095627										
<p>figura tipo aparte</p> <p>Valor de Aducción: 264,39</p> <p>RECORRIDO: O: TRAMO CUNETAS DERECHA IZQUIERDA</p>																																	

CUENCA 6b

ni	nf	calle	entre	J	LC	LTI	isq	LTI	der	LTI	isq	LTI	der	ADC	AOT1	ADT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Ess	pos	sf	S	a	L	cota	ni	cota	nf	i	ki
1	2	Islas Malvinas	Br. As.		308	0	219	0	219	20	20	8,40	115,00	0,11	50	0,5	der	115,00	4,20	320,00	4,030	0,00195	0,3395661										
<p>figura tipo aparte</p> <p>Valor de Aducción: 92,08</p> <p>RECORRIDO: O: TRAMO CUNETAS DERECHA IZQUIERDA</p>																																	

CUENCA 8

ni	nf	calle	entre	y	LC	LT1 izq	LT1 der	LT2 izq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Santa Fe	Bala	España	1,00	120	110	100	110	100	20	30	8,40	0,11	50	0,5	der	60,00	4,20	145,00	7,150	7,000	0,00103	0,3217002			
2	3	España	Santa Fe	Tucumán	1,00	100	90	120	20	20	20	20	8,40	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	120,00	8,800	8,540	0,00217	0,46252534			
3	4	España	Tucumán	San Luis	1,00	110	90	120	20	20	30	8,40	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	135,00	6,290	6,270	0,00015	0,16422393				

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	145,00	145,00	60,00	4350,00	0,00	75,17	tramo 1-2
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	120,00	120,00	70,00	4200,00	4350,00	47,56	tramo 2-3
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	135,00	135,00	70,00	9450,00	8550,00	142,08	tramo 3-4

RECORRIDO
1= TRAMO
CUNETAS
DERECHA =
IZQUIERDA

Valor de Aducción: 264,81

CUENCA 9

ni	nf	calle	entre	y	LC	LT1 izq	LT1 der	LT2 izq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	San Luis	Bala	España	1,00	130	110	76	30	20	20	20	8,40	0,11	50	0,5	der	53,00	4,20	150,00	6,330	6,160	0,00113	0,32001075			
2	3	España	San Luis	La Pampa	1,00	76	56	130	20	20	30	20	8,40	0,11	50	0,5	der	75,00	4,20	101,00	6,080	5,560	0,00515	0,67967298			
3	4	España	La Pampa	Neuquen	1,00	76	56	130	20	20	20	8,40	0,11	50	0,5	der	75,00	4,20	96,00	5,430	4,740	0,00719	0,7809968				
4	5	España	Neuquen	Antártida A	1,00	76	56	130	20	20	20	8,40	0,11	50	0,5	der	75,00	4,20	96,00	4,640	4,420	0,00229	0,5081461				
5	6	España	Antártida A	Bs.As	1,00	76	56	130	20	20	20	8,40	0,11	50	0,5	der	75,00	4,20	96,00	4,320	4,140	0,00188	0,47131088				

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fad	Fo	T
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	150,00	150,00	53,00	3975,00	0,00	76,86	tramo 1-2
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	101,00	101,00	75,00	3787,50	3975,00	29,69	tramo 2-3
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	96,00	96,00	75,00	7200,00	7782,50	25,22	tramo 3-4
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	96,00	96,00	75,00	3600,00	14982,50	38,72	tramo 4-5
triángulo	1,00 n	1,00	1,00	96,00	96,00	75,00	3600,00	18562,50	41,75	tramo 5-6

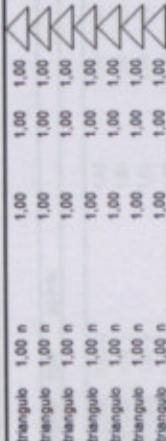
RECORRIDO
1= TRAMO
CUNETAS
DERECHA =
IZQUIERDA

Valor de Aducción: 212,24

CUENCA 10

ni	nf	calle	entre	Y	LC	LT1	ltq	LT1 der	LT2	ltq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Itala	Int Mequet	Santa Fe	110	120	120	120	120	120	120	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	7,390	7,180	0,00162	0,46695356
2	3	Itala	Santa Fe	Tucumán	100	120	120	120	120	120	20	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	7,140	6,810	0,00275	0,56578196
3	4	Itala	Tucumán	San Luis	110	120	120	120	120	120	20	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	6,700	6,380	0,00246	0,47558204
4	5	Itala	San Luis	La Pampa	76	120	59	130	59	20	30	8,40	20	30	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	39,50	4,20	101,00	6,230	5,500	0,00723	0,65755
5	6	Itala	La Pampa	Neuquén	76	130	59	130	59	20	30	8,40	20	30	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	39,50	4,20	97,00	5,400	5,000	0,00412	0,53917526
6	7	Itala	Neuquén	Antártida A	76	130	59	130	59	20	12	12	12	12	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	39,50	4,20	88,00	4,900	4,750	0,00170	0,39592791
7	8	Itala	Antártida A	Bs.As	76	130	59	130	59	20	12	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	39,50	4,20	92,00	4,650	4,450	0,00217	0,4268456	

figura tipo aporte



RECORRIDO
1= TRAMO
CUNETA
DERECHA =
IZQUIERDA

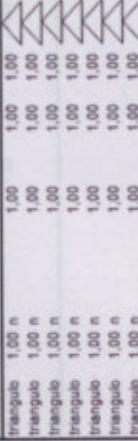
Valor de Adscripción

215,47

CUENCA 11

ni	nf	calle	entre	Y	LC	LT1	ltq	LT1 der	LT2	ltq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Córdoba	Belgrano	Int Mequet	110	120	120	120	120	120	20	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	6,000	7,690	0,00238	0,46695345
2	3	Córdoba	Int Mequet	Santa Fe	110	120	120	120	120	120	20	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	7,550	7,200	0,00269	0,49163533
3	4	Córdoba	Santa Fe	Tucumán	110	120	120	120	120	120	20	20	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	130,00	7,130	6,690	0,00338	0,53906842
4	5	Córdoba	Tucumán	San Luis	110	120	120	120	120	120	20	20	20	30	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	70,00	4,20	135,00	6,640	6,100	0,00400	0,56519441
5	6	Córdoba	San Luis	La Pampa	100,6	57,5	151,5	57,5	151,5	20	30	12	12	12	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	85,75	4,20	121,60	5,910	5,590	0,00263	0,52166396
6	7	Córdoba	La Pampa	Antártida A	99,5	57,5	151,5	57,5	151,5	20	12	12	12	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	85,75	4,20	111,50	5,530	5,500	0,00027	0,226668172	
7	8	Córdoba	Antártida A	Bs.As	100,3	57,5	151,5	57,5	151,5	20	12	20	20	8,40	8,40	8,40	0,11	0,11	50	0,5	der	85,75	4,20	116,30	5,250	4,840	0,00353	0,50963926	

figura tipo aporte



RECORRIDO
1= TRAMO
CUNETA
DERECHA =
IZQUIERDA

Valor de Adscripción

221,73

CUENCA 12

ni	nf	calle	entre	y	LC	LT1 lq	LT1 der	LT2 lq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	M.A. Amorebieta San Luis	La Pampa	Neuquén	1,00	1,00	76	59	57,5	12	30	12	6,00			0,08	50	0,5	der	34,75	3,00	97,00	5,970	5,900	0,00072	0,2711143	
2	3	M.A. Amorebieta La Pampa	Neuquén	Antártida A	1,00	1,00	76	59	57,5	12	12	12	6,00			0,08	50	0,5	der	34,75	3,00	88,00	5,220	5,200	0,00023	0,16011819	
3	4	M.A. Amorebieta Neuquén	Antártida A	Bs.As	1,00	1,00	76	59	57,5	12	12	12	6,00			0,08	50	0,5	der	34,75	3,00	88,00	5,020	4,980	0,00045	0,23355439	
4	5	M.A. Amorebieta Antártida A	Bs.As		1,00	1,00	76	59	57,5	12	12	20	6,00			0,08	50	0,5	der	34,75	3,00	92,00	4,900	4,690	0,00226	0,42309495	

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fed	Fo	T
triángulo	1,00 n		0,27111	97,00	97,00	34,75	1685,38		0,00	72,95
triángulo	1,00 n		0,1601	88,00	88,00	34,75	1529,00		1685,38	104,59
triángulo	1,00 n		0,2336	88,00	88,00	34,75	3053,00		3214,38	80,65
triángulo	1,00 n		0,4231	92,00	92,00	34,75	1596,50		6272,38	45,53

Valor de Aducción: 303,72

RECORRIDO
1° TRAMO
CUNETAS
DERECHA =
IZQUIERDA

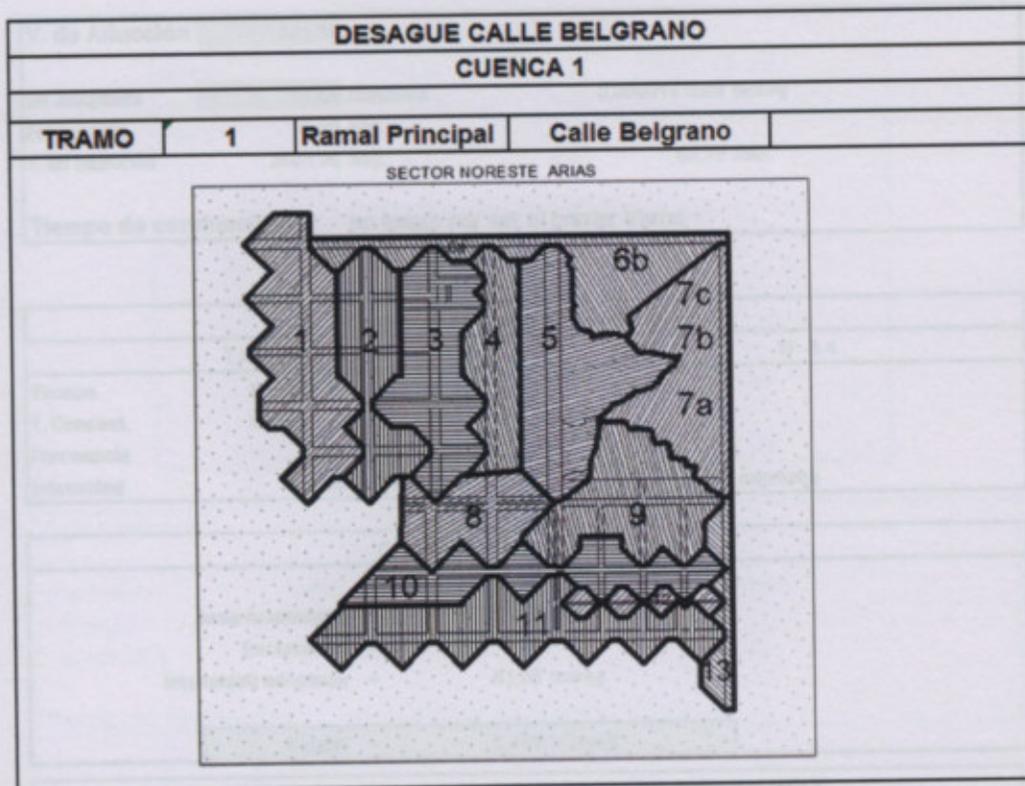
CUENCA 13

ni	nf	calle	entre	y	LC	LT1 lq	LT1 der	LT2 lq	LT2 der	AOC	AOT1	AOT2	APC	APT1	APT2	GC	m	Esc	poc	ap	S	a	L	cota ni	cota nf	i	ki
1	2	Bs. As.	Sarmiento	Córdoba	1,00	1,00	151,5	100	0	20	30	12	8,40			0,11	50	0,5	der	10,00	4,20	172,50	5,190	4,790	0,00232	0,26638735	
2	3	Córdoba	Córdoba	M.A. Amorebieta	1,00	1,00	57,5	100,3	0	20	12	12	8,40			0,11	50	0,5	der	10,00	4,20	69,50	4,670	4,590	0,00115	0,25712867	
3	4	Córdoba	M.A. Amorebieta	Italia	1,00	1,00	59	76	0	20	12	20	8,40			0,11	50	0,5	der	10,00	4,20	75,00	4,510	4,410	0,00133	0,26657597	
4	5	Córdoba	Italia	España	1,00	1,00	130	76	0	20	20	30	8,40			0,11	50	0,5	der	10,00	4,20	155,00	4,330	4,100	0,00145	0,23143281	

figura	tipo	aporte	k	L	Lp	s	Fp	Fed	Fo	T
triángulo	1,00 n		0,26639	172,50	172,50	10,00	862,50		0,00	95,01
triángulo	1,00 n		0,2571	69,50	69,50	10,00	347,50		862,50	65,11
triángulo	1,00 n		0,2666	75,00	75,00	10,00	750,00		1210,00	65,24
triángulo	1,00 n		0,2314	155,00	155,00	10,00	775,00		1960,00	108,03

Valor de Aducción: 337,39

RECORRIDO
1° TRAMO
CUNETAS
DERECHA =
IZQUIERDA

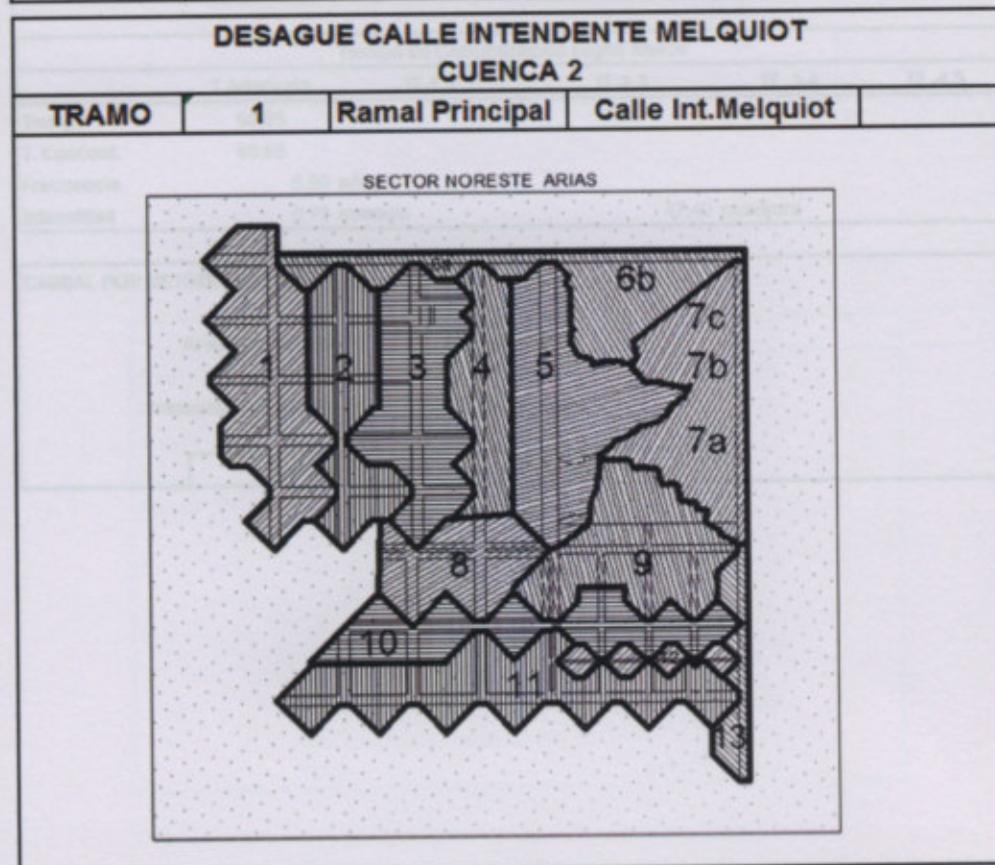


	Superficie	Adicional	Total
Area 1	72321,02	0,00	72321,02 m ²
Area 2	0,00	0,00	0,00 m ²
Area 3	0,00	0,00	0,00 m ²
Area 4	0,00	0,00	0,00 m ²
total area			72321,02 m²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			72321,02 m²

V. de Aducción	221,31	
Int. adoptada	51,08 mm/hora	0,0000141889 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	3605,96 seg.	60,10 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF-3-4
Tiempo	60,10			
T. Concent.	60,10			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	0,85 mm/min		51,08 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	72321,02 m2
Escorrentia =	0,45
Intensidad adoptada =	51,08 m/seg
Caudal =	0,462 m3/seg



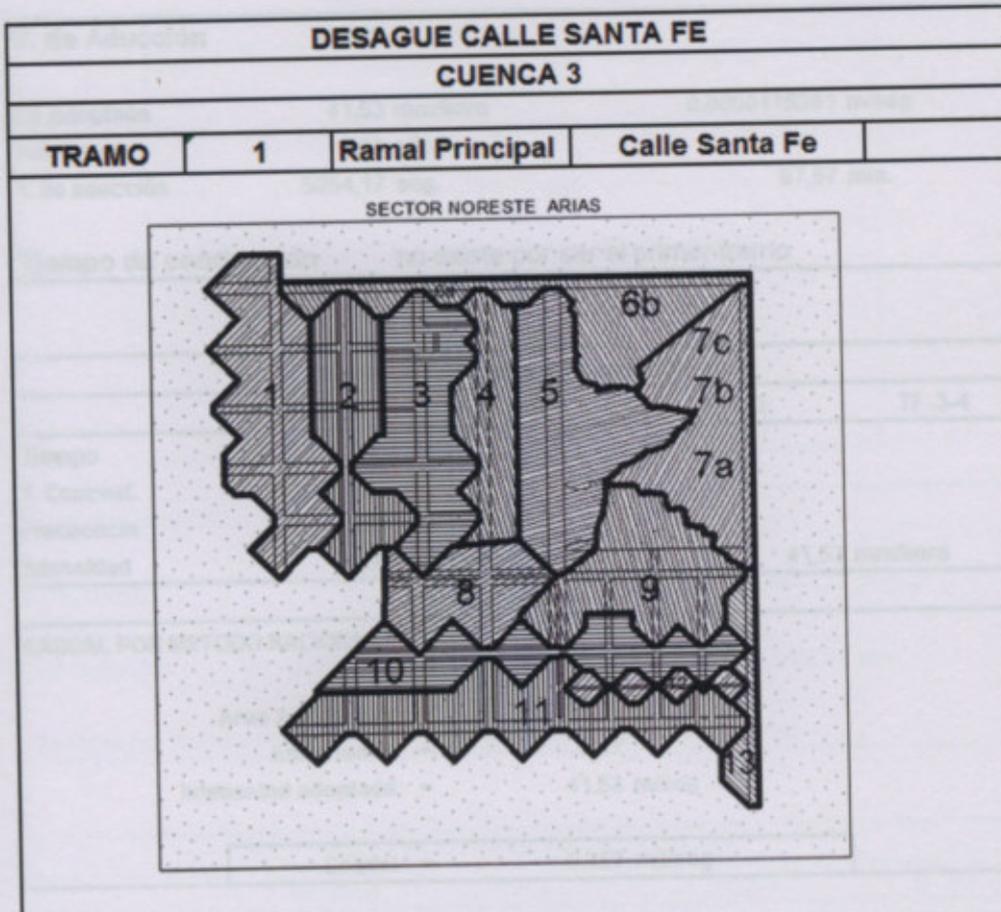
	Superficie	Adicional	Total
Area 1	60142,23	0,00	60142,23 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
total area			60142,23 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			60142,23 m²

V. de Aducción	249,75	
Int. adoptada	48,09 mm/hora	0,0000133583 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	4131,12 seg.	68,85 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	68,85				
T. Concent.	68,85				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,79 mm/min		47,40 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL

Area Acumulada =	60142,23 m ²
Escorrentia =	0,45
Intensidad adoptada =	48,09 m/seg
Caudal =	0,362 m³/seg



DESAGUE CALLE TUCUMÁN			
CUENCA 4			
TRAMO	1	Ramal Principal	Calle Tucumán

	Superficie	Adicional	Total
Area 1	65851,46	0,00	65851,46 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			65851,46 m²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			65851,46 m²

V. de Aducción	306,21	
Int .adoptada	41,53 mm/hora	0,0000115361 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	5254,17 seg.	87,57 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF-3-4
Tiempo	87,57			
T. Concent.	87,57			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	0,69 mm/min			41,53 mm/hora

CAUDAL POR METODO RACIONAL

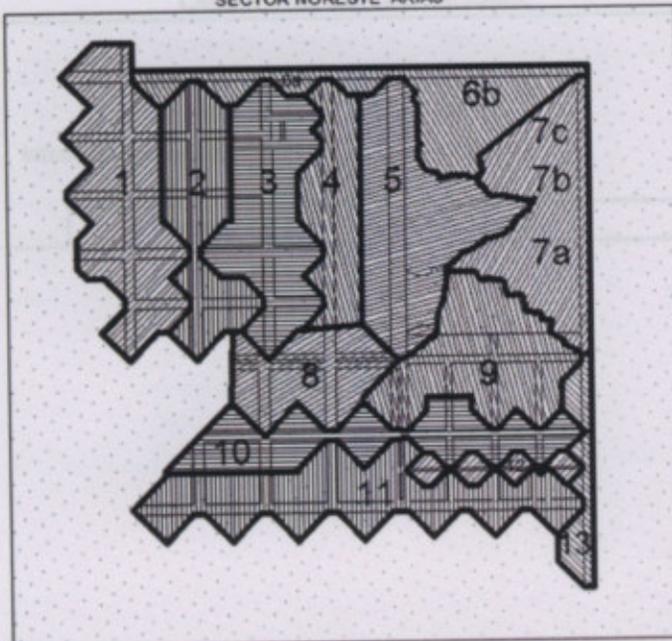
Area Acumulada = 65851,46 m²
 Escorrentia = 0,47
 Intensidad adoptada = 41,53 m/seg

Caudal	=	0,357 m ³ /seg
---------------	---	---------------------------

**DESAGUE CALLE TUCUMÁN
CUENCA 4**

TRAMO	1	Ramal Principal	Calle Tucumán
-------	---	-----------------	---------------

SECTOR NORESTE ARIAS



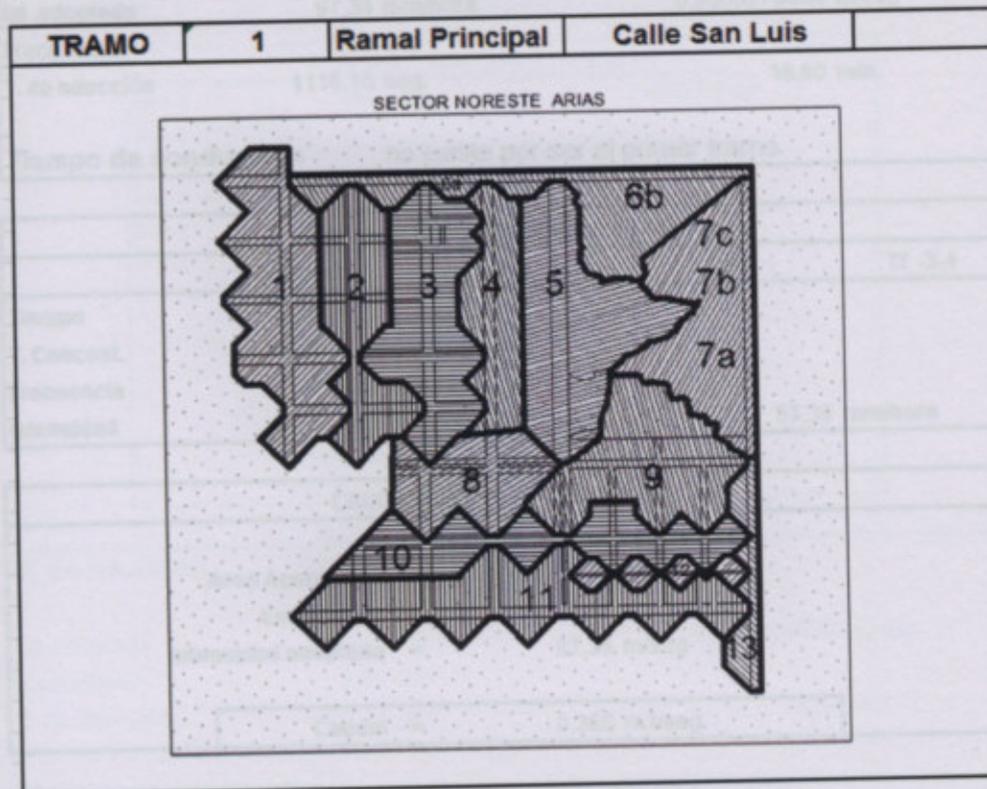
	Superficie	Adicional	Total
Area 1	36156,00	0,00	36156,00 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			36156,00 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			36156 m ²

V. de Aducción	89,13	
Int .adoptada	91,23 mm/hora	0,0000253417 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	1256,22 seg.	20,94 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	20,94			
T. Concent.	20,94			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	1,52 mm/min		91,23 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	36156,00 m ²
Escorrentia =	0,45
Intensidad adoptada =	91,23 m/seg
Caudal =	0,412 m³/seg

DESAGUE CALLE SAN LUIS
CUENCA 5



DESAGUE CALLE ISLAS MALVINAS
CUENCA 6

TRAMO	0	Ramal Principal	Calle Isla Malvinas
--------------	----------	------------------------	----------------------------

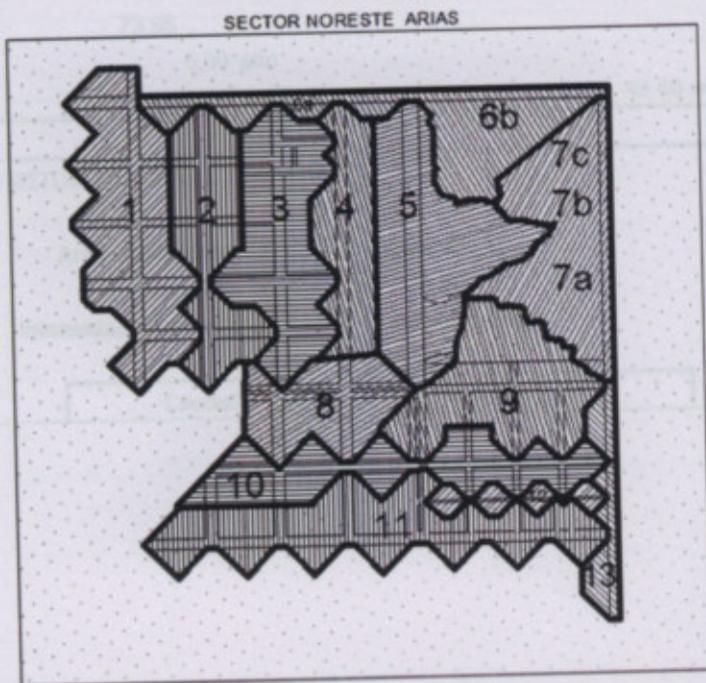
	Superficie	Adicional	Total
Area 1	34001,00	0,00	34001,00 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
Area 8	0,00	0,00	
total area			34001,00 m²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			34001 m²

V. de Aducción	80,49	
Int .adoptada	97,36 mm/hora	0,0000270444 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	1116,15 seg.	18,60 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	18,60			
T. Concent.	18,60			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	1,62 mm/min			97,36 mm/hora

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	34001,00 m2
Escorrentia =	0,42
Intensidad adoptada =	97,36 m/seg
Caudal =	0,386 m3/seg

DESAGUE CALLE ISLAS MALVINAS			
CUENCA 6a			
TRAMO	0	Ramal Principal	Calle Isla Malvinas



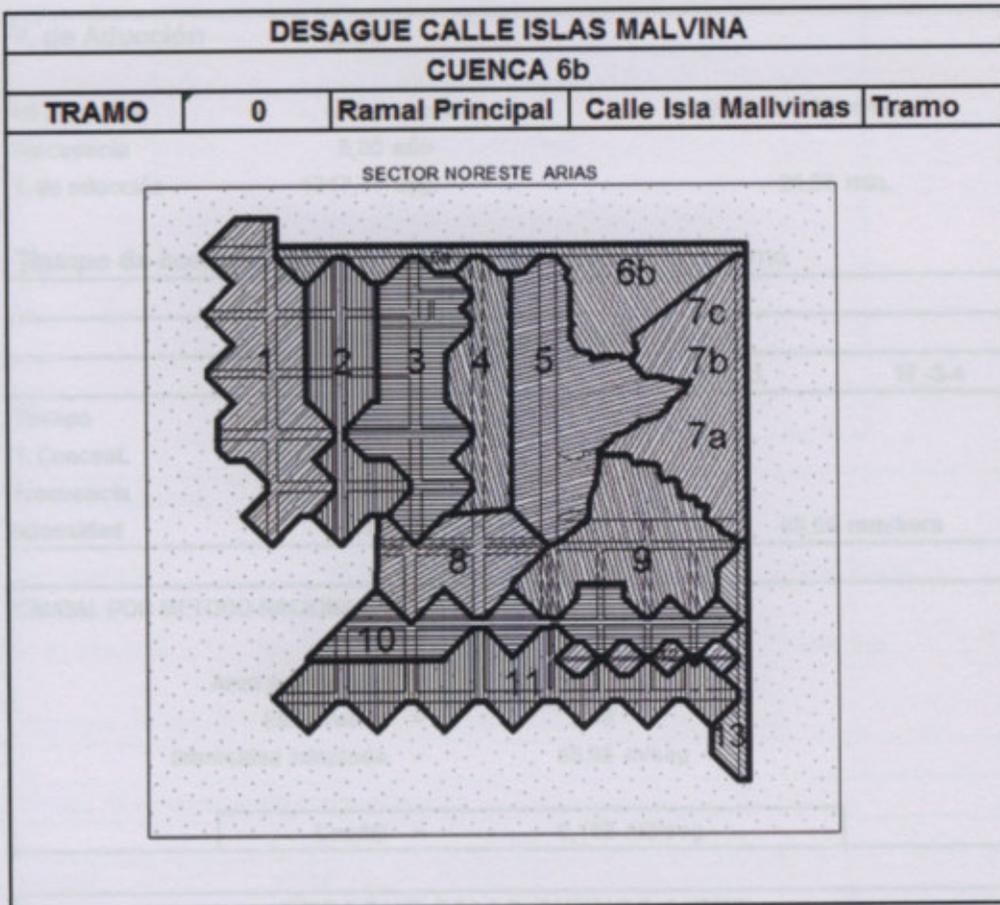
DESAGUE CALLE ISLAS MALVINA
CUENCA 6D

TRAMO	0	Ramal Principal	Calle Isla Malvinas	Tramo
	Superficie	Adicional	Total	
Area 1	89978,40		21869,68 m ²	
Area 2				
Area 3				
Area 4				
Area 5				
Area 6				
	total area		21869,68 m ²	
	Area de aporte Aguas Arriba			
	TOTAL		21869,68 m²	

V. de Aducción	264,39	
Int .adoptada	45,60 mm/hora	0,0000126667 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	4431,79 seg.	73,86 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	73,86			
T. Concent.	73,86			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	0,76 mm/min			45,60 mm/hora

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	21869,68 m2
Escorrentia =	0,41
Intensidad adoptada =	45,60 m/seg
Caudal =	0,114 m3/seg



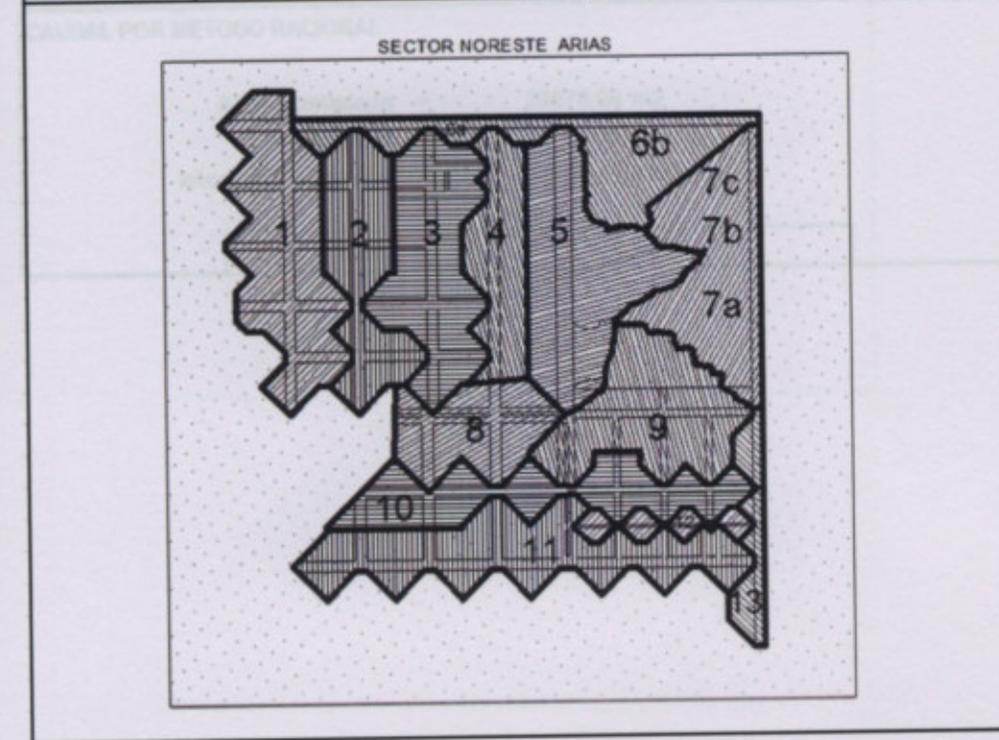
	Superficie	Adicional	Total
Area 1	20150,33	0,00	20150,33 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
total area			20150,33 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			20150,33 m²

V. de Aducción	92,88	
Int .adoptada	88,86 mm/hora	0,0000246833 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	1317,71 seg.	21,96 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	21,96			
T. Concent.	21,96			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	1,48 mm/min		88,86 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada	= 20150,33 m2
Escorrentia	= 0,38
Intensidad adoptada	= 88,86 m/seg
Caudal	= 0,189 m3/seg

DESAGUE CALLE BUENOS AIRES			
CUENCA 7a			
TRAMO	1	Ramal Principal	Buenos Aires

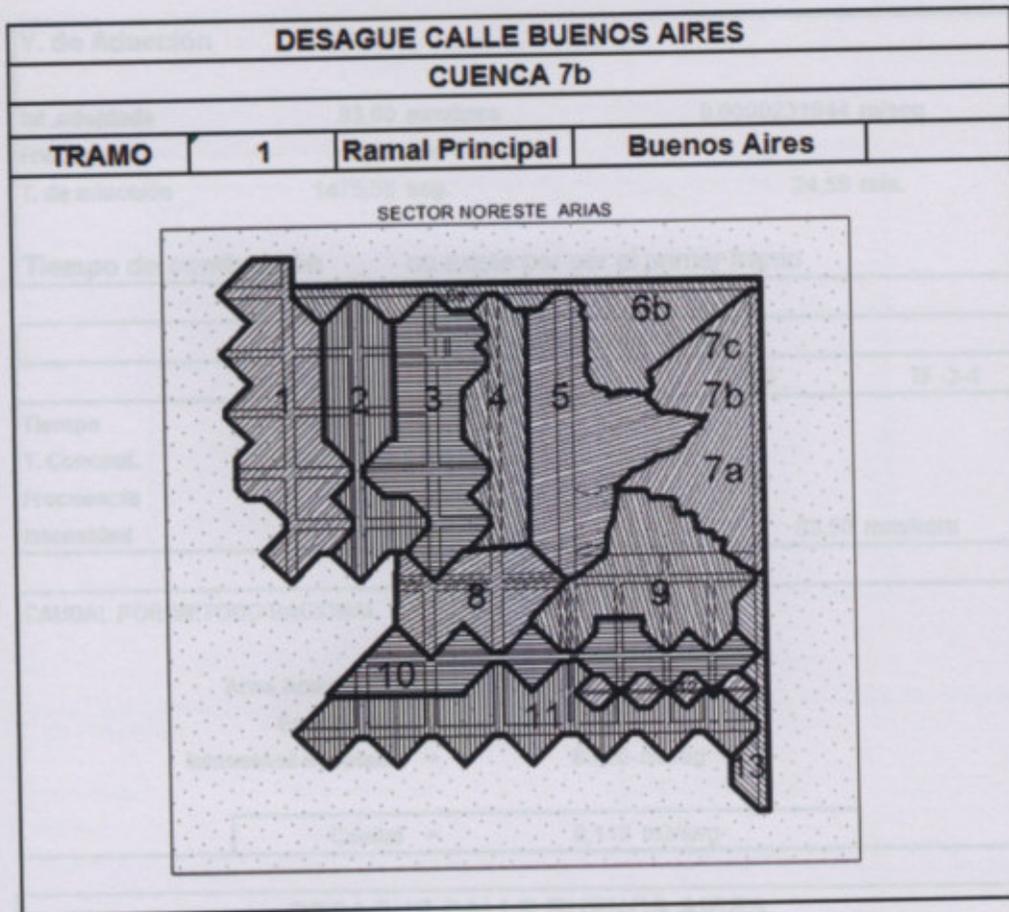


	Superficie	Adicional	Total
Area 1	29878,98	0,00	29878,98 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			29878,98 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			29878,98 m²

V. de Aducción	194,82	
Int .adoptada	55,41 mm/hora	0,0000153917 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	3110,37 seg.	51,84 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	51,84			
T. Concent.	51,84			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	0,92 mm/min		55,41 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	29878,98 m ²
Escorrentia =	0,38
Intensidad adoptada =	55,41 m/seg
Caudal =	0,175 m³/seg



	Superficie	Adicional	Total
Area 1	13066,65	0,00	13066,65 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			13066,65 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			13066,65 m²

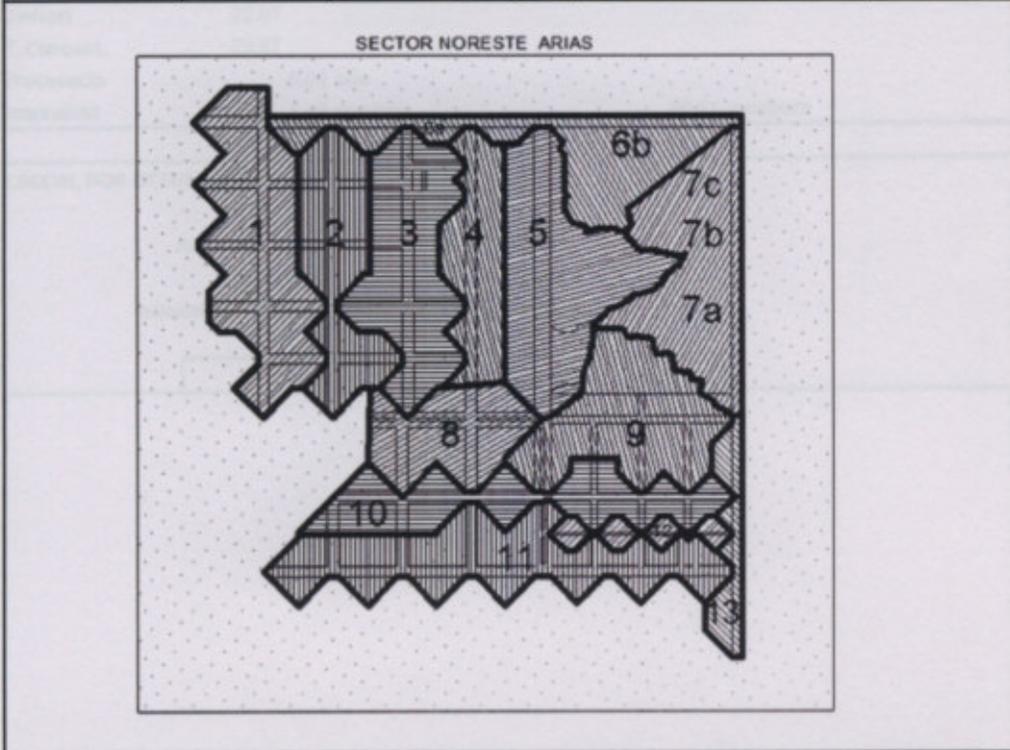
V. de Aducción	102,40	
Int .adoptada	83,50 mm/hora	0,0000231944 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	1475,55 seg.	24,59 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco				
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4
Tiempo	24,59			
T. Concent.	24,59			
Frecuencia	5,00 año			
Intensidad	1,39 mm/min		83,50 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	13066,65 m2
Escorrentia =	0,37
Intensidad adoptada =	83,50 m/seg
Caudal =	0,112 m3/seg

DESAGUE CALLE BUENOS AIRES
CUENDA 7c

TRAMO	1	Ramal Principal	Buenos Aires
--------------	----------	------------------------	---------------------

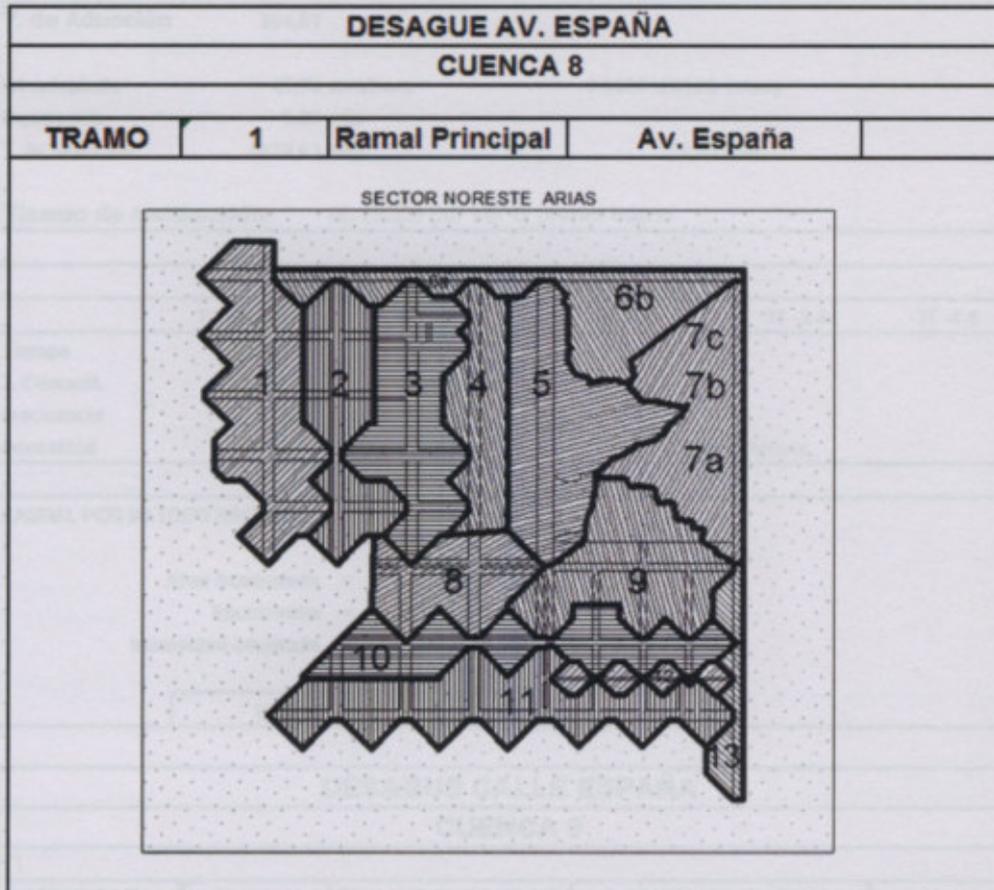


	Superficie	Adicional	Total
Area 1	13313,72	0,00	13313,72 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
total area			13313,72 m²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			13313,72 m²

V. de Aducción	93,29	
Int .adoptada	88,61 mm/hora	0,0000246139 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	1324,46 seg.	22,07 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	22,07				
T. Concent.	22,07				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	1,48 mm/min		88,61 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada	= 13313,72 m ²
Escorrentia	= 0,35
Intensidad adoptada	= 88,61 m/seg
Caudal	= 0,115 m ³ /seg



	Superficie	Adicional	Total
Area 1	30805,00	0,00	30805,00 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
total area			30805,00 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			30805 m²

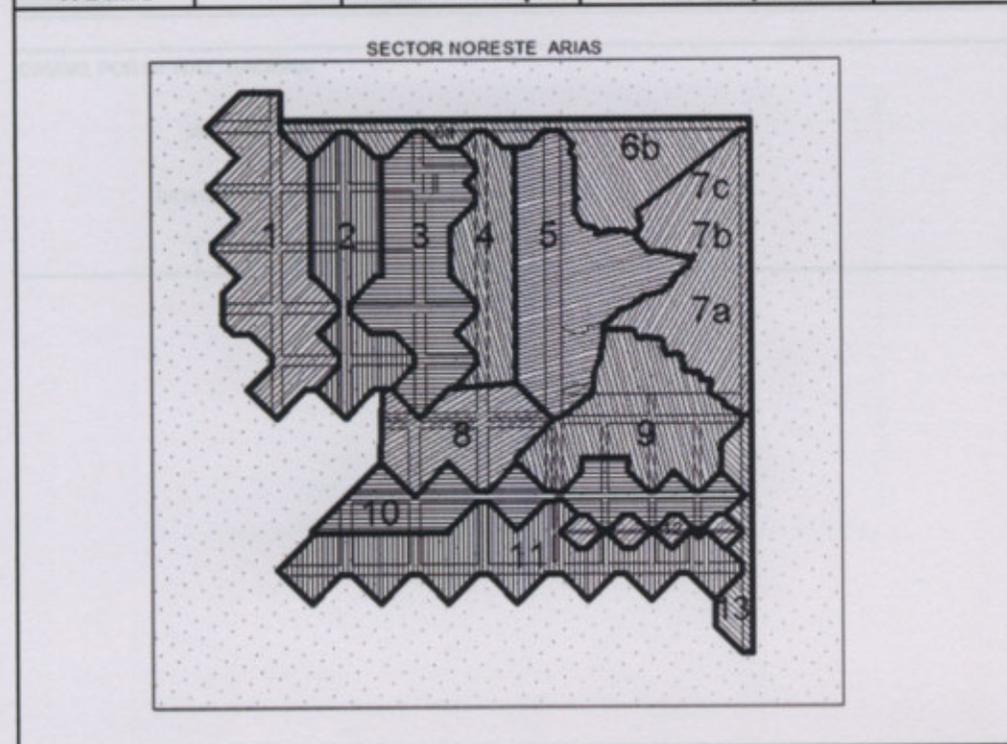
V. de Aducción	264,81	
Int.adoptada	45,56 mm/hora	0,0000126556 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	4439,81 seg.	74,00 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	74,00				
T. Concent.	74,00				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,76 mm/min		45,56 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	30805,00 m2
Escorrentia =	0,50
Intensidad adoptada =	45,56 m/seg
Caudal =	0,195 m3/seg

DESAGUE CALLE ESPAÑA
CUENCA 9

TRAMO	1	Ramal Principal	Calle España
--------------	----------	------------------------	---------------------



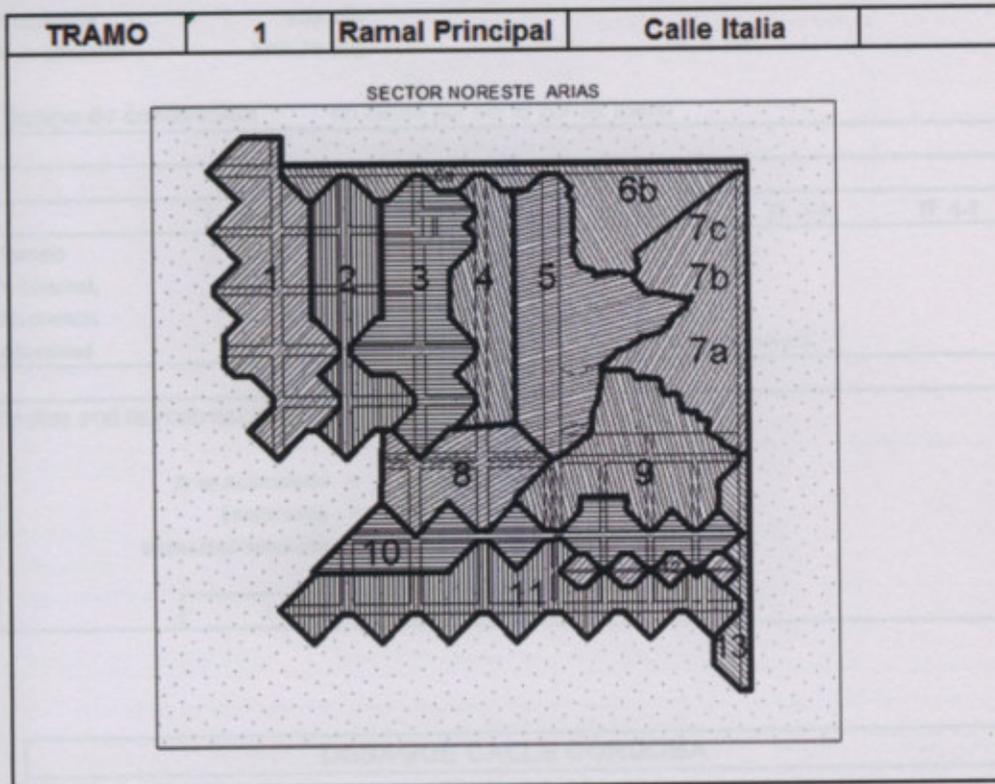
	Superficie	Adicional	Total
Area 1	43342,20	0,00	43342,20 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
total area			43342,20 m²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			43342,2 m²

V. de Aducción	212,24	
Int .adoptada	52,46 mm/hora	0,0000145722 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	3435,15 seg.	57,25 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	57,25				
T. Concent.	57,25				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,87 mm/min		52,46 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	43342,20 m ²
Escorrentia =	0,55
Intensidad adoptada =	52,46 m/seg
Caudal =	0,347 m³/seg

DESAGUE CALLE ITALIA
CUENCA 10

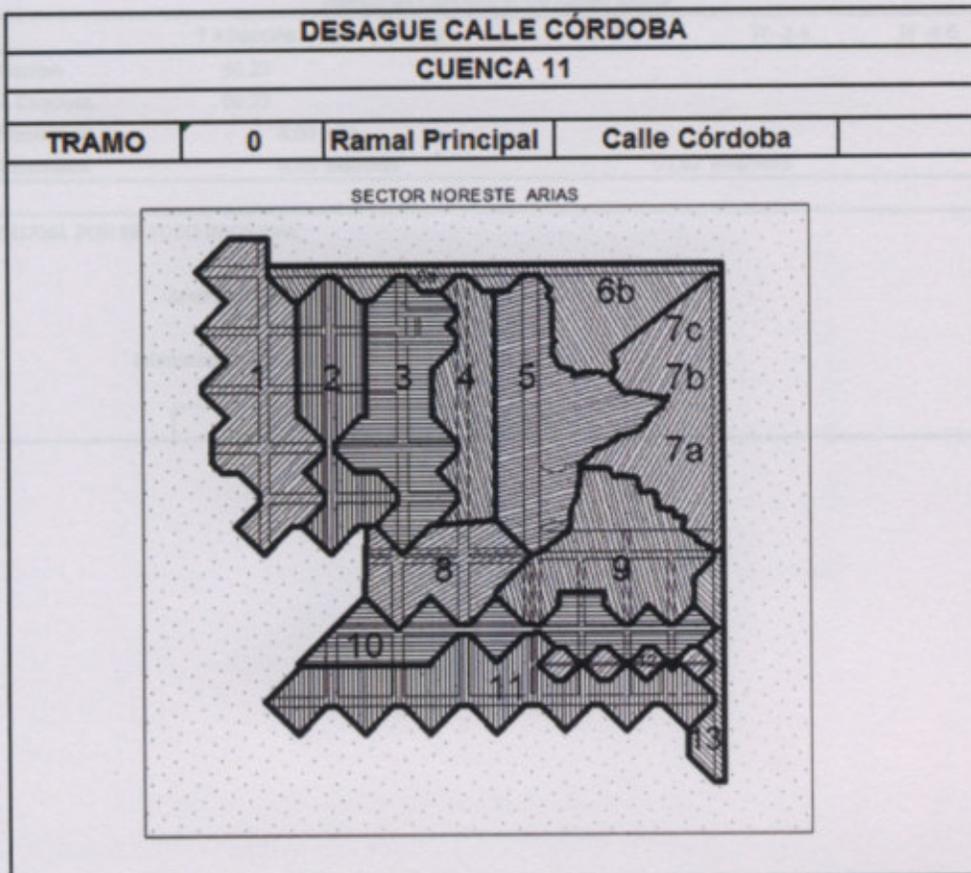


	Superficie	Adicional	Total
Area 1	47827,56	0,00	47827,56 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			47827,56 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			47827,56 m²

V. de Aducción	215,47	
Int .adoptada	51,96 mm/hora	0,0000144333 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	3495,79 seg.	58,26 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	58,26				
T. Concent.	58,26				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,87 mm/min	51,96 mm/hora			

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	47827,56 m2
Escorrentia =	0,50
Intensidad adoptada =	51,96 m/seg
Caudal =	0,345 m3/seg

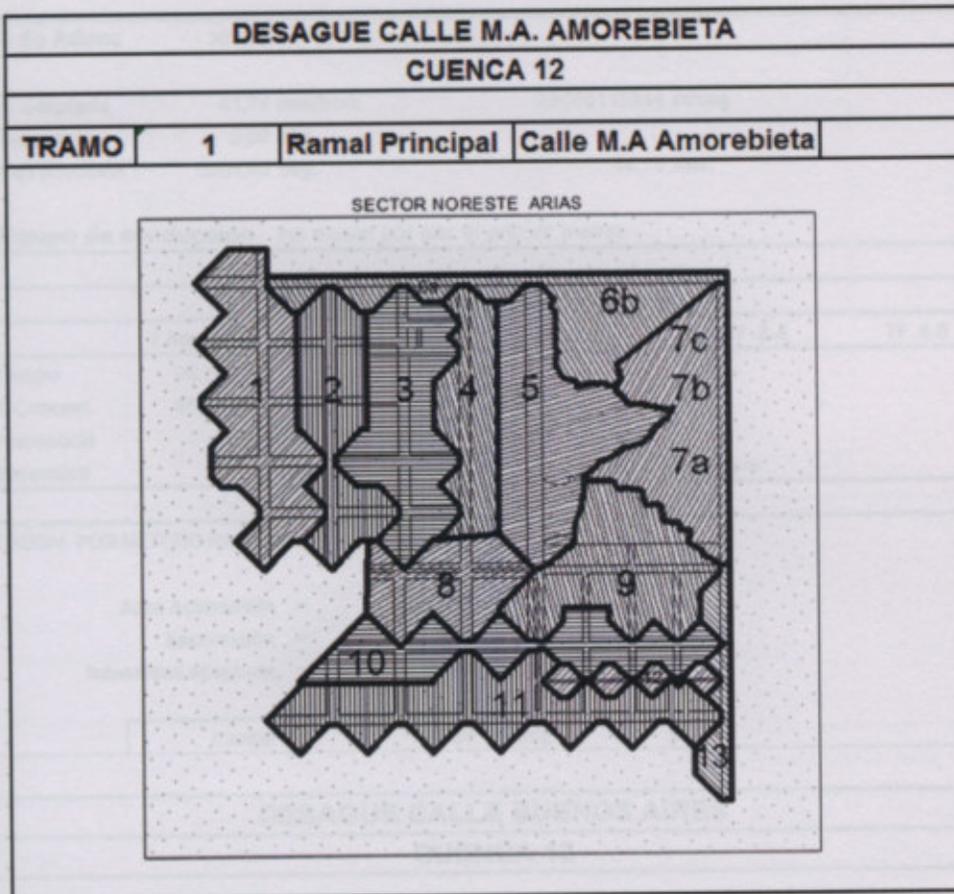


	Superficie	Adicional	Total
Area 1	65456,60	0,00	65456,60 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			65456,60 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			65456,6 m ²

V. de Aducción	221,73	
Int .adoptada	51,02 mm/hora	0,0000141722 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	3613,81 seg.	60,23 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo	

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	60,23				
T. Concent.	60,23				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,85 mm/min		51,02 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	65456,60 m ²
Escorrentia =	0,45
Intensidad adoptada =	51,02 m/seg
Caudal =	0,417 m³/seg



	Superficie	Adicional	Total
Area 1	12210,85	0,00	12210,85 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
total area			12210,85 m ²
Area de aporte Aguas Arriba			
TOTAL			12210,85 m²

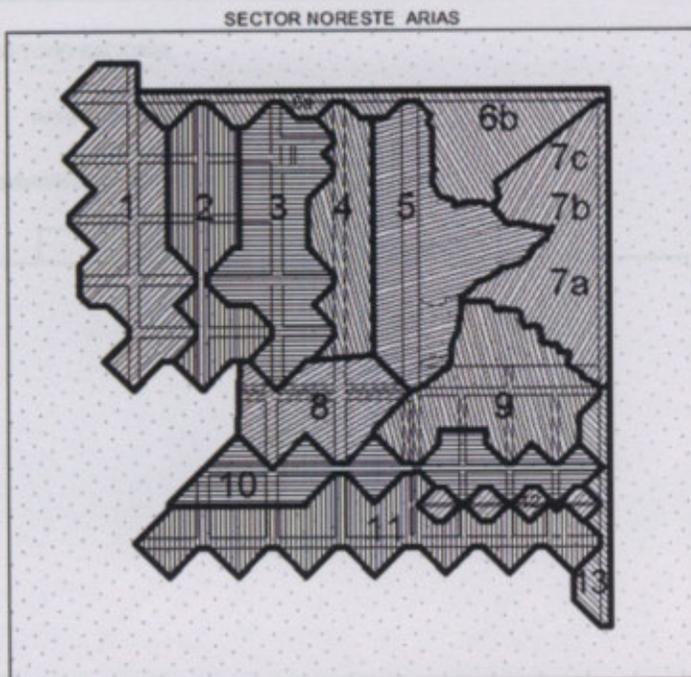
V. de Aducc	303,72	
Int .adoptada	41,74 mm/hora	0,0000115944 m/seg
Frecuencia	5,00 año	
T. de aducción	5204,88 seg.	86,75 min.
Tiempo de conducción no existe por ser el primer tramo		

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	86,75				
T. Concent.	86,75				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,70 mm/min		41,74 mm/hora		

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	12210,85 m2
Escorrentia =	0,41
Intensidad adoptada =	41,74 m/seg
Caudal =	0,058 m3/seg

DESAGUE CALLE BUENOS AIRES
CUENCA 13

TRAMO	1	Ramal Principal	Calle Buenos Aires
--------------	----------	------------------------	---------------------------



	Superficie	Adicional	Total
Area 1	19362,63	0,00	19362,63 m ²
Area 2	0,00	0,00	
Area 3	0,00	0,00	
Area 4	0,00	0,00	
Area 5	0,00	0,00	
Area 6	0,00	0,00	
Area 7	0,00	0,00	
	total area		19362,63 m²
	Area de aporte Aguas Arriba		
	TOTAL		19362,63 m²

V. de Aducción	337,39		
Int .adoptada	39,04 mm/hora		0,0000108444 m/seg
Frecuencia	5,00 año		
T. de aducción	5879,36 seg.		97,99 min.
Tiempo de conducción	no existe por ser el primer tramo		

Tiempo de Concentración según Abaco					
	T Aducción	TF-1-2	TF-2-3	TF -3-4	TF -4-5
Tiempo	97,99				
T. Concent.	97,99				
Frecuencia	5,00 año				
Intensidad	0,65 mm/min			39,04 mm/hora	

CAUDAL POR METODO RACIONAL	
Area Acumulada =	19362,63 m ²
Escorrentia =	0,45
Intensidad adoptada =	39,04 m/seg
Caudal =	0,094 m³/seg

En la siguiente tabla veremos un resumen de los datos y resultados de cada cuenca urbana estudiada.

Resumen de caudales						
Denominación	Intensidad (mm/h)	Superficie (m ²)	Frecuencia (Años)	T. de Concentración (min)	Caudal Total m ³ /s	Caudal acumulado m ³ /s
Cuenca 1	51,08	72321,02	5,00	60,10	0,462	0,462
Cuenca 2	48,09	60142,23	5,00	68,85	0,362	0,823
Cuenca 3	41,53	65851,46	5,00	87,57	0,357	1,180
Cuenca 4	91,23	36156,00	5,00	20,94	0,412	1,593
Cuenca 5	97,36	34001,00	5,00	18,60	0,386	1,979
Cuenca 6a	45,60	21869,68	5,00	73,86	0,114	2,092
Cuenca 6b	88,86	20150,33	5,00	21,96	0,189	2,281
Cuenca 7a	55,41	29878,98	5,00	51,84	0,175	2,456
Cuenca 7b	83,50	13066,65	5,00	24,59	0,112	2,568
Cuenca 7c	88,61	13313,72	5,00	22,07	0,115	2,683
Cuenca 8	45,56	30805,00	5,00	74,00	0,195	2,878
Cuenca 9	52,46	43342,20	5,00	57,25	0,347	3,225
Cuenca 10	51,96	47827,56	5,00	58,26	0,345	3,570
Cuenca 11	51,02	65456,60	5,00	60,23	0,417	3,988
Cuenca 12	41,74	12210,85	5,00	86,75	0,058	4,046
Cuenca 13	39,04	19362,63	5,00	97,99	0,094	4,140
Valores Máximos	97,36	72321,02	5,00	97,99	0,46	4,14
Valores Mínimos	39,04	12210,85	5,00	18,60	0,06	1,18

Tabla 8- Valores de cada cuenca urbana

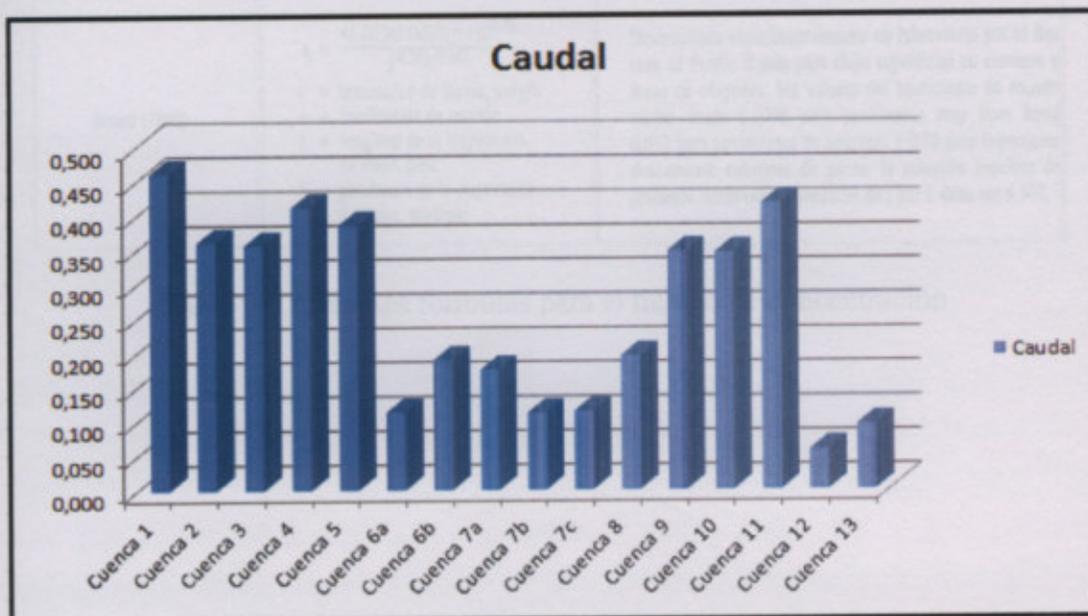


Gráfico 12-Caudal de cada cuenca

Tener en cuenta en el procedimiento anterior calculamos el caudal pico máximo para cada cuenca urbana estudiada.

11. CALCULO COMPARATIVO

Procedo a calcular una cuenca de todo el sector Nor -Este de la Localidad, equivalente a la suma de todas las cuencas urbana estudiada en el capítulo anterior.

11.1. Tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (min)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, mi H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333; 0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, pulg/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, pies S = pendiente de la trayectoria de flujo, pies/pie</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 500 .

Tabla 9- Diferentes fórmulas para el tiempo de concentración

Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}S^{0.333}$ C = coeficiente de escorrentía del método racional L = longitud del flujo superficial, pies S = pendiente de la superficie, %	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}n^{0.6}}{(i^{0.4}S^{0.3})}$ L = longitud del flujo superficial, pies n = coeficiente de rugosidad de Manning i = intensidad de lluvia, pulg/h S = pendiente promedio del terreno, pies/pie	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{100 L^{0.8} [(1,000/CN) - 9]^{0.7}}{1,900 S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies CN = número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca, %	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2,000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.
Cartas de velocidad promedio del SCS (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$ L = longitud de la trayectoria de flujo, pies V = velocidad promedio en pies por segundo de la figura 3-1 del TR 55 para diferentes superficies	Las cartas de flujo superficial de la figura 3-1 del TR 55 muestran la velocidad promedio como una función de la pendiente del curso de agua y de la cubierta superficial. (Véase también la tabla 5.7.1)

Tabla 10- Diferentes fórmulas para el tiempo de concentración

En las tablas anteriores observamos las diferentes fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración dependiendo de las diferentes características de cada cuenca como es la superficie, impermeabilidad, el uso de cada una, su longitud, etc.

11.2. Coeficiente de escorrentía

ÁREAS (m ²)			USO DEL SUELO				
TIPO DE OCUPACION	ÁREA	%	Superficie cubierta	Zonas Verdes	Áreas No Desarrolladas	Otros Coeficientes	Total
Lotes	Porcentaje	61,63%	11,80%	88,20%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	338.784,00	39.976,51	298.807,49	0,00	0,00	338.784,00
SUBTOTAL ÁREAS PRIVADAS		338.784,00	61,63%				
	ÁREA	%					
Area de Preservación Permanente (Plazas)	Porcentaje	9,10%	0,00%	100,00%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	50.000,00	0,00	50000	0,00	0,00	50.000,00
SISTEMA VIAL		ÁREA	%				
Calles	Porcentaje	14,43%	40,00%	60,00%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	79.324,00	31729,60	47594,40	0,00%	0,00%	79.324,00
VEREDAS PÚBLICAS		ÁREA	%				
Veredas	Porcentaje	6,18%	20,00%	80,00%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	33.996,00	6799,20	27196,8	0,00	0,00	33.996,00
RESERVORIO		ÁREA	%				
Reservorio	Porcentaje	8,66%	0,00%	100,00%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	47.596,00	0,00	47596,00	0,00	0,00	47.596,00
SUBTOTAL ÁREAS PÚBLICAS		549700,00	100,00%				
TOTAL ÁREA LOTEADO (m²)	Porcentaje	100,00%	14,28%	85,72%	0,00%	0,00%	100,00%
	Superficie	549.700,00	78505,31	471194,69	0,00	0,00	549700,00
TOTAL ÁREA LOTEADO (ha)		54,9700					

Tabla 11- Discriminación de áreas para el cálculo del coeficiente de escorrentía

CAUDAL DE PROYECTO (m³/s)				
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO				
COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA para el METODO RACIONAL (obtenidos de Chow et. al. / HIDROLOGÍA APLICADA, Mc.Graw Hill / 1993, Capítulo 15, Página 511)				
Recurrencia en Años	Areas Desarrolladas - Concreto - Techo	Zonas Verdes - Condición Buena - Plano 0.2 %	Areas No Desarrolladas	Otros Coeficientes
2 años	0,75	0,21		
5 años	0,8	0,23		
10 años	0,83	0,25		
25 años	0,88	0,29		
50 años	0,92	0,32		
100 años	0,97	0,36		
2 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,29
5 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,31
10 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,33
25 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,37
50 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,41
100 años	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO - MEDIO PONDERADO			0,45

Tabla 12- Valores del cálculo de coeficiente de escorrentía

11.3. Curvas Intensidad, Duración, Frecuencia

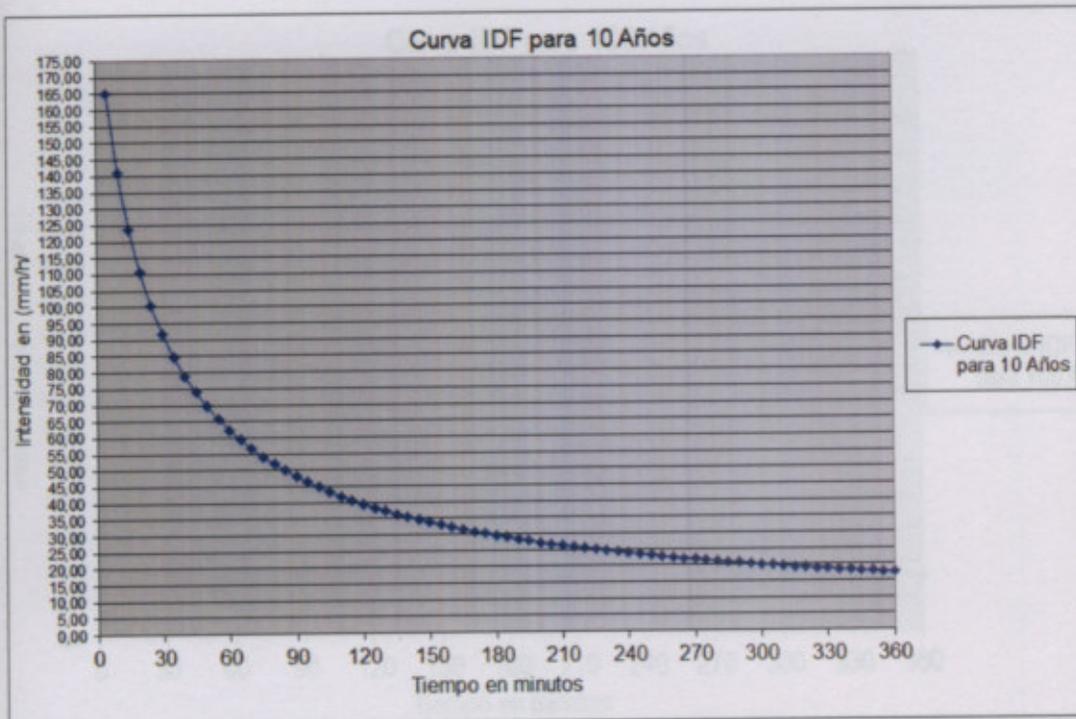


Gráfico 13-Curva IDF para 10 años

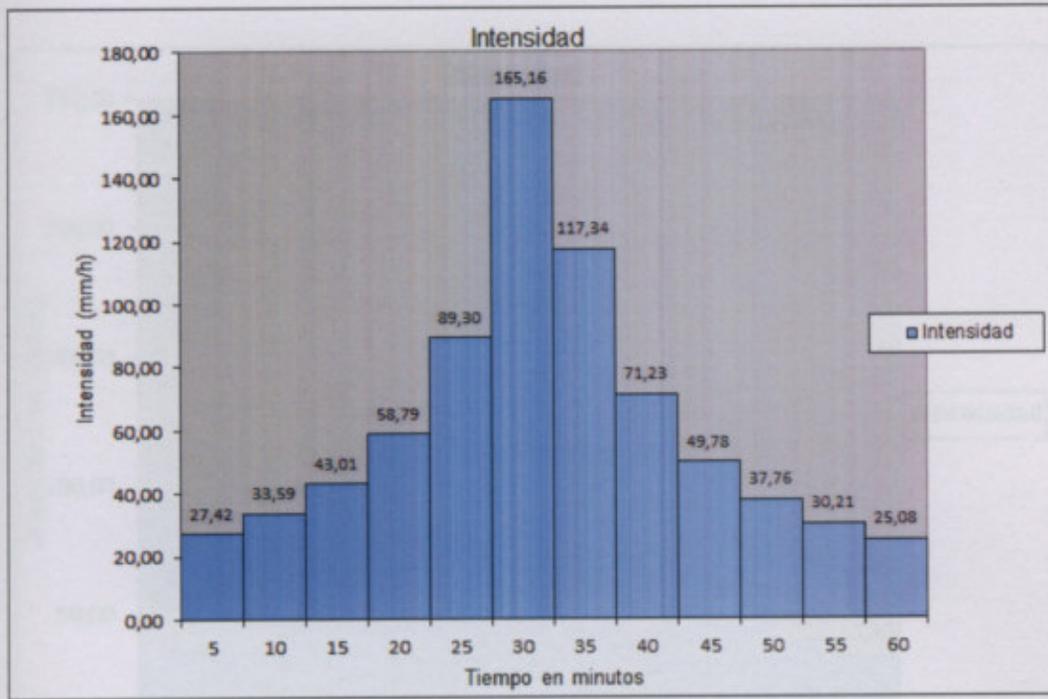


Gráfico 14-Intensidades para IDF 10 años

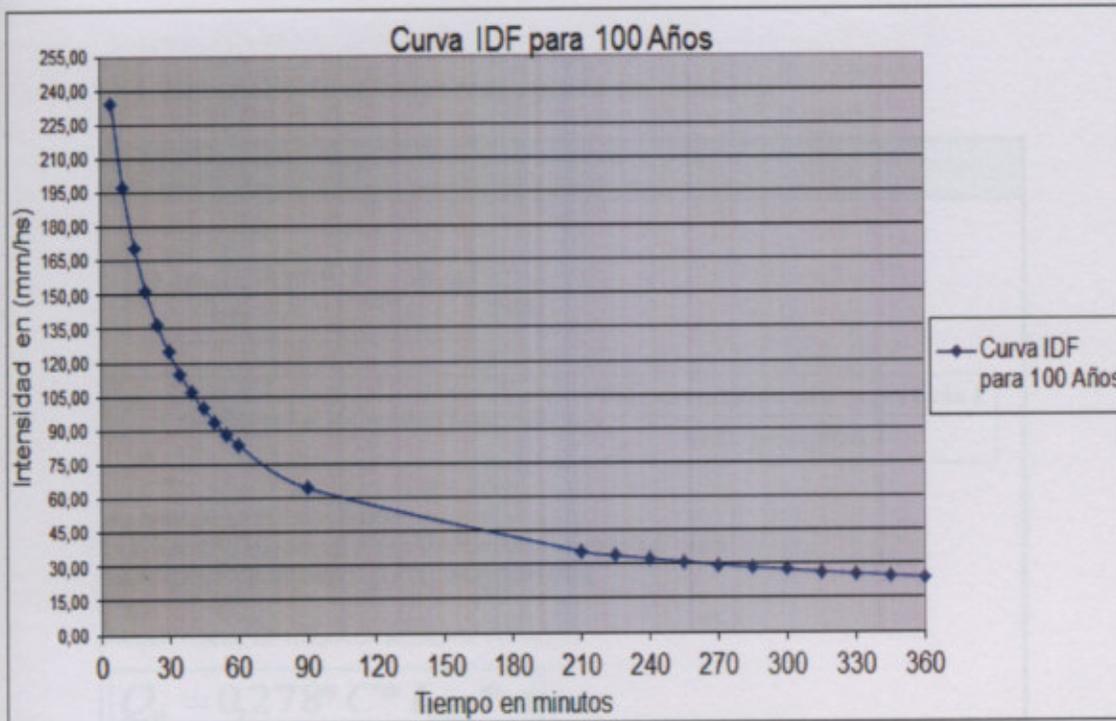


Gráfico 15-Curva IDF para 100 años

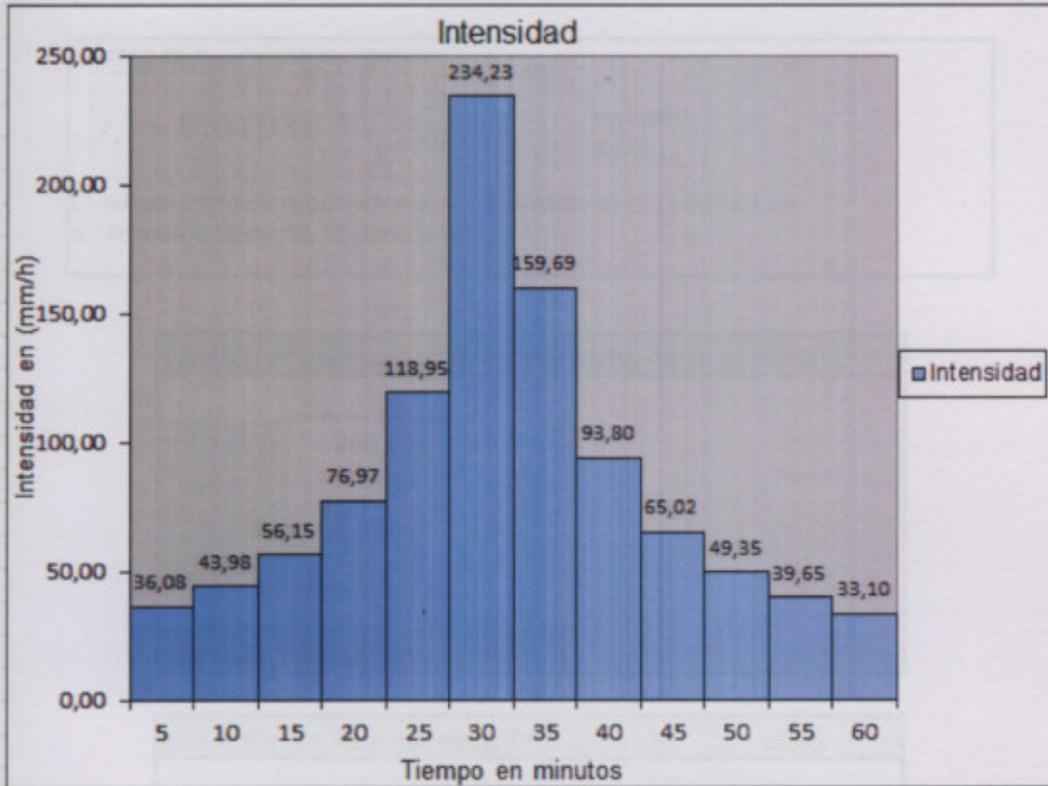


Gráfico 16-Intensidades para IDF 100 años

11.4. Desarrollo de cálculos para cuenca sin urbanizar

ÁREA TOTAL DEL LOTE (ha)	54,97
ÁREA MENOR QUE 200 há, se utiliza el metodo racional	
$Q = \frac{1}{3,6} * C * I_{m\acute{a}x} * A$ donde:	
$C = \text{coeficiente de escurrimiento} = \frac{\text{Vol. escurrimiento superficial}}{\text{Vol. precipitacion}}$	
A = ÁREA DE LA CUENCA EN KM ² I = INTENSIDAD MÁXIMA DE PRECIPITACION PARA UN PERÍODO DADO DE RETORNO Y DURACION DE LA LLUVIA (PROYECTO).	
PARA A < 30 ha, SE UTILIZA LA SIGUIENTE ECUACION:	
$Q_p = 0,278 * C * I_{m\acute{a}x} * A$	
PERÍODO DE RETORNO PARA EL PROYECTO =	10 Años
DURACION DE LA LLUVIA = TIEMPO DE CONCENTRACION DE LA CUENCA (tc)	

CALCULO DE t_c por el METODO KIRPICH

$$t_c = 0,01938 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

en minutos
donde:

L = MÁXIMA DISTANCIA RECORRIDA POR EL ESCURRIMIENTO EN LA CUENCA (m)

S = PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO (m/m)

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca

L (m)	800,00
ΔH (m)	3,67
S (m/m)	0,0046
Tr (años)	10

t_c (min) 26,49

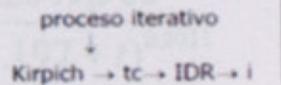
curva IDF de Rosario para Tr: 10 años

$$I = \frac{2049,965}{(18.197 + t)^{0.8011}}$$

I (mm/h) 97,68

- ONDA CINEMATICA (flujo mantiforme, modelo de O.C.)

$$t_c = \frac{441(L + n)^{0.60}}{S^{0.30} i^{0.40}}$$



Calculo del tiempo de concentracion para flujo mantiforme - R= 10 años				
Metodo de la Onda Cinematica - Nivel 0				
L	n	S	i	Tc
km		m/m	mm/h	min
0,80	0,080	0,0046	97,68	68,19439
0,80	0,080	0,0046	57,6	84,23736
0,80	0,080	0,0046	50,26	88,95795
0,80	0,080	0,0046	48,47	90,25776
0,80	0,080	0,0046	48,01	90,60269
0,80	0,080	0,0046	47,88	90,70100
0,80	0,080	0,0046	47,85	90,72375
0,80	0,080	0,0046	47,84	90,73133
0,80	0,080	0,0046	47,84	90,73133
0,80	0,080	0,0046	47,84	90,73133

CAUDAL DE APORTE CUENCA 0 % URBANIZADA R = 10 años		
Coeficiente de Escorrentia	0,25	
Area de Aporte (m2)	549700	m2
Intensidad de la lluvia (mm/hora)	47,84	mm/hora
Caudal de aporte (m3/seg)	1,828	m3/seg
Caudal de aporte (m3/hora)	6579,67	m3/hora
Volumen en Tc horas	9948,87	m3

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca	
L (m)	800,00
V.prom (m/seg)	0,10
tc (min)	133,33 min

curva IDF de Rosario para Tr: 10 años	
$I = \frac{2049,965}{(18.197 + t)^{0.8011}}$	
I (mm/h)	36,724

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca	
L (m)	800,00
ΔH (m)	3,67
S (m/m)	0,0046
Tr (años)	100
tc (min)	26,49

curva IDF de Rosario para Tr: 100 años	
$I = \frac{2400}{(15,004 + t)^{0.7767}}$	
I (mm/h)	132,91

- ONDA CINEMATICA (flujo mantiforme, modelo de O.C.)

$$t_c = \frac{44(L + n)^{0.60}}{S^{0.30} i^{0.40}}$$

proceso iterativo
 ↓
 Kirpich → tc → IDR → i

Calculo del tiempo de concentracion para flujo mantiforme = 100 años				
Metodo de la Onda Cinematica - Nivel 0				
L	n	S	i	Tc
km		m/m	mm/h	min
0,80	0,080	0,0046	132,91	60,29119
0,80	0,080	0,0046	83,66	72,55488
0,80	0,080	0,0046	74,41	76,03634
0,80	0,080	0,0046	72,19	76,96317
0,80	0,080	0,0046	71,62	77,20759
0,80	0,080	0,0046	71,48	77,26805
0,80	0,080	0,0046	71,44	77,28535
0,80	0,080	0,0046	71,43	77,28968
0,80	0,080	0,0046	71,43	77,28968

CAUDAL DE APORTE CUENCA 0 % URBANIZADA R = 100 años		
Coefficiente de Escorrentia	0,36	
Area de Aporte (m2)	549700,00	m2
Intensidad de la lluvia (mm/hora)	71,43	mm/hora
Caudal de aporte (m3/seg)	3,9296	m3/seg
Caudal de aporte (m3/hora)	14146,73	m3/hora
Volumen en Tc horas	18222,25	m3

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca	
L (m)	800,00
V.prom (m/seg)	0,10
tc (min)	133,33 min

curva IDF de Rosario para Tr: 100 años	
$I = \frac{2400}{(15,004 + t)^{0,7767}}$	
I (mm/h)	49,41

11.5. Desarrollo de cálculos para cuenca urbanizada

ÁREA TOTAL DEL LOTE (ha) 54,97
 ÁREA MENOR QUE 200 há, se utiliza el metodo racional

$$Q = \frac{1}{3,6} * C * I_{m\acute{a}x} * A$$

donde:

$$C = \text{coeficiente de escurrimiento} = \frac{\text{Vol. escurrimiento superficial}}{\text{Vol. precipitacion}}$$

A = ÁREA DE LA CUENCA EN KM²
 I = INTENSIDAD MÁXIMA DE PRECIPITACION PARA UN PERÍODO DADO DE RETORNO Y DURACION DE LA LLUVIA (PROYECTO).

PARA A < 30 ha, SE UTILIZA LA SIGUIENTE ECUACION:

$$Q_p = 0,278 * C * I_{m\acute{a}x} * A$$

PERÍODO DE RETORNO PARA EL PROYECTO = 100 Años

DURACION DE LA LLUVIA = TIEMPO DE CONCENTRACION DE LA CUENCA (tc)

CALCULO DE Tc por el METODO KIRPICH

$$t_c = 0,01938 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

en minutos
 donde:

L = MÁXIMA DISTANCIA RECORRIDA POR EL ESCURRIMIENTO EN LA CUENCA (m)
 S = PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO (m/m)

Tc = Tlote + Tencauzamiento

Profundidad de lote + vereda = 45 mts
 Velocidad promedio en lote = 0,1 m/s Tlote = 7,50 min

T encauzamiento en cordon cuneta

Distancia maxima recorrida = 800 mts
 Velocidad de escurrimiento = 0,601 m/s Tenc = 22,20 min

Tc = 29,70 min

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca	
L (m)	800,00
ΔH (m)	3,67
S (m/m)	0,0046
Tr (años)	10
tc (min)	29,70

curva IDF de Rosario para Tr: 10 años	
$I = \frac{2049,965}{(18.197 + t)^{0.8011}}$	
I (mm/h)	92,40

- ONDA CINEMATICA (flujo mantiforme, modelo de O.C.)

$$t_c = \frac{441(L + n)^{0.60}}{S^{0.30} i^{0.40}}$$

proceso iterativo
 Kirpich → tc → IDR → i

Calculo del tiempo de concentración para flujo mantiforme - R= 10 años				
Metodo de la Onda Cinematica - Nivel futuro				
L	n	S	i	Tc
km		m/m	mm/h	min
0,80	0,0188	0,0046	92,40	29,24491
0,80	0,0188	0,0046	93,10	29,15645
0,80	0,0188	0,0046	93,25	29,13768
0,80	0,0188	0,0046	93,27	29,13518
0,80	0,0188	0,0046	93,28	29,13393
0,80	0,0188	0,0046	93,28	29,13393
0,80	0,0188	0,0046	93,28	29,13393
0,80	0,0188	0,0046	93,28	29,13393

CAUDAL DE APORTE CUENCA 100 % URBANIZADA R = 10 años	
Coeficiente de Escorrentia	0,33
Area de Aporte (m2)	549700,00 m2
Intensidad de la lluvia (mm/hora)	93,28 mm/hora
Caudal de aporte (m3/seg)	4,74 m3/seg
Caudal de aporte (m3/hora)	17079,98 m3/hora
Volumen en Tc horas	8293,45 m3

Cálculo del tiempo de concentración de la cuenca	
L (m)	800,00
ΔH (m)	3,67
S (m/m)	0,0046
Tr (años)	100
tc (min)	29,70

curva IDF de Rosario para Tr: 100 años	
$I = \frac{2400}{(15,004 + t)^{0.7767}}$	
I (mm/h)	125,43

- ONDA CINEMATICA (flujo mantiforme, modelo de O.C.)

$$t_c = \frac{44L(L+n)^{0.60}}{S^{0.30}i^{0.40}}$$

proceso iterativo
 Kirpich → tc → IDR → i

Calculo del tiempo de concentración para flujo mantiforme = 100 años				
Metodo de la Onda Cinematica - Nivel futuro				
L	n	S	i	Tc
km		m/m	mm/h	min
0,80	0,0188	0,0046	125,43	25,87950
0,80	0,0188	0,0046	134,44	25,17115
0,80	0,0188	0,0046	136,27	25,03539
0,80	0,0188	0,0046	136,64	25,00825
0,80	0,0188	0,0046	136,71	25,00313
0,80	0,0188	0,0046	136,72	25,00240
0,80	0,0188	0,0046	136,72	25,00240
0,80	0,0188	0,0046	136,72	25,00240

CAUDAL DE APORTE CUENCA 100 % URBANIZADA R = 100 años	
Coefficiente de Escorrentia	0,45
Area de Aporte (m2)	549700,00 m2
Intensidad de la lluvia (mm/hora)	136,72 mm/hora
Caudal de aporte (m3/seg)	9,34 m3/seg
Caudal de aporte (m3/hora)	33629,96 m3/hora
Volumen en Tc horas	14013,83 m3

11.6. Curva volumen vs Tiempo para TR 10 años

Caudal efluente permitido por SDA (l/s.ha) =		33,25	mm/h	0,4	Coeficiente reducción efluente redes						
K sat (mm/h)		6	12,0								
Q Infiltración (m³/s)		0,92									
TR (años)	Tiempo de Concentración t (min)	Intensidad i (mm/h)	ÁREAS (m²)	Coeficiente escorrentia C (ponderado)	Caudal Q (m³/s)	Volumen afluente (m³)	Caudal efluente redes (m³/s)	Infiltración (m³/s)	Caudal total (m³/s)	Volumen efluente (m³)	Volumen de almacenado (m³)
10	0	200,61	549.700,00	0,33	10,2037	0,00	0,7311	0,9162	1,6472	0,00	0,00
10	5	165,16	549.700,00	0,33	8,4003	2520,09	0,7311	0,9162	1,6472	494,17	2025,92
10	10	141,25	549.700,00	0,33	7,1843	4310,59	0,7311	0,9162	1,6472	988,34	3322,24
10	15	123,94	549.700,00	0,33	6,3036	5673,26	0,7311	0,9162	1,6472	1482,52	4190,75
10	20	110,76	549.700,00	0,33	5,6335	6760,21	0,7311	0,9162	1,6472	1976,69	4783,52
10	25	100,37	549.700,00	0,33	5,1048	7657,24	0,7311	0,9162	1,6472	2470,86	5186,38
10	30	91,93	549.700,00	0,33	4,6760	8416,82	0,7311	0,9162	1,6472	2965,03	5451,79
10	35	84,95	549.700,00	0,33	4,3205	9073,06	0,7311	0,9162	1,6472	3459,21	5613,86
10	40	79,05	549.700,00	0,33	4,0205	9649,22	0,7311	0,9162	1,6472	3953,38	5695,84
10	45	74,00	549.700,00	0,33	3,7636	10161,75	0,7311	0,9162	1,6472	4447,55	5714,20
10	45	74,00	549.700,00	0,33	3,7636	10161,75	0,7311	0,9162	1,6472	4447,55	5714,20
10	50	69,62	549.700,00	0,33	3,5409	10622,70	0,7311	0,9162	1,6472	4941,72	5680,97
10	55	65,78	549.700,00	0,33	3,3458	11041,07	0,7311	0,9162	1,6472	5435,90	5605,17
10	60	62,39	549.700,00	0,33	3,1733	11423,80	0,7311	0,9162	1,6472	5930,07	5493,74
10	65	59,37	549.700,00	0,33	3,0196	11776,31	0,7311	0,9162	1,6472	6424,24	5352,07
10	70	56,66	549.700,00	0,33	2,8816	12102,89	0,7311	0,9162	1,6472	6918,41	5184,48
10	75	54,21	549.700,00	0,33	2,7571	12407,02	0,7311	0,9162	1,6472	7412,59	4994,43
10	80	51,98	549.700,00	0,33	2,6441	12691,54	0,7311	0,9162	1,6472	7906,76	4784,78
10	85	49,96	549.700,00	0,33	2,5409	12958,79	0,7311	0,9162	1,6472	8400,93	4557,86
10	90	48,10	549.700,00	0,33	2,4464	13210,73	0,7311	0,9162	1,6472	8895,10	4315,63
10	95	46,39	549.700,00	0,33	2,3595	13449,02	0,7311	0,9162	1,6472	9389,28	4059,74
10	100	44,81	549.700,00	0,33	2,2792	13675,05	0,7311	0,9162	1,6472	9883,45	3791,61
10	105	43,35	549.700,00	0,33	2,2048	13890,04	0,7311	0,9162	1,6472	10377,62	3512,42
10	110	41,99	549.700,00	0,33	2,1356	14095,02	0,7311	0,9162	1,6472	10871,79	3223,23
10	115	40,72	549.700,00	0,33	2,0711	14290,90	0,7311	0,9162	1,6472	11365,96	2924,93
10	120	39,54	549.700,00	0,33	2,0109	14478,44	0,7311	0,9162	1,6472	11860,14	2618,31
10	125	38,43	549.700,00	0,33	1,9544	14658,36	0,7311	0,9162	1,6472	12354,31	2304,05
10	130	37,38	549.700,00	0,33	1,9014	14831,26	0,7311	0,9162	1,6472	12848,48	1982,78
10	135	36,40	549.700,00	0,33	1,8516	14997,67	0,7311	0,9162	1,6472	13342,65	1655,02

Gráfico 17- Volumen vs Tiempo - TR 10 años

10	135	36,40	549.700,00	0,33	1.8516	14997,67	0,7311	0,9162	1,6472	13342,65	1655,02
10	140	35,48	549.700,00	0,33	1.8045	15158,09	0,7311	0,9162	1,6472	13836,83	1321,26
10	145	34,61	549.700,00	0,33	1.7601	15312,93	0,7311	0,9162	1,6472	14331,00	981,93
10	150	33,78	549.700,00	0,33	1.7181	15462,59	0,7311	0,9162	1,6472	14825,17	637,42
10	155	33,00	549.700,00	0,33	1.6782	15607,42	0,7311	0,9162	1,6472	15319,34	288,08
10	160	32,25	549.700,00	0,33	1.6404	15747,72	0,7311	0,9162	1,6472	15813,52	-65,79
10	165	31,54	549.700,00	0,33	1.6044	15883,79	0,7311	0,9162	1,6472	16307,69	-423,90
10	170	30,87	549.700,00	0,33	1.5702	16015,88	0,7311	0,9162	1,6472	16801,86	-785,98
10	175	30,23	549.700,00	0,33	1.5375	16144,23	0,7311	0,9162	1,6472	17296,03	-1151,81
10	180	29,62	549.700,00	0,33	1.5064	16269,05	0,7311	0,9162	1,6472	17790,21	-1521,16
10	185	29,03	549.700,00	0,33	1.4766	16390,54	0,7311	0,9162	1,6472	18284,38	-1893,84
10	190	28,47	549.700,00	0,33	1.4481	16508,89	0,7311	0,9162	1,6472	18778,55	-2269,66
10	195	27,94	549.700,00	0,33	1.4209	16624,25	0,7311	0,9162	1,6472	19272,72	-2648,47
10	200	27,42	549.700,00	0,33	1.3947	16736,80	0,7311	0,9162	1,6472	19766,90	-3030,10
10	205	26,93	549.700,00	0,33	1.3696	16846,66	0,7311	0,9162	1,6472	20261,07	-3414,41
10	210	26,45	549.700,00	0,33	1.3456	16953,97	0,7311	0,9162	1,6472	20755,24	-3801,27
10	215	26,00	549.700,00	0,33	1.3224	17058,85	0,7311	0,9162	1,6472	21249,41	-4190,57
10	220	25,56	549.700,00	0,33	1.3001	17161,42	0,7311	0,9162	1,6472	21743,58	-4582,17
10	225	25,14	549.700,00	0,33	1.2787	17261,78	0,7311	0,9162	1,6472	22237,76	-4975,98

VOLUMEN ACUMULADO
5714,20 m³

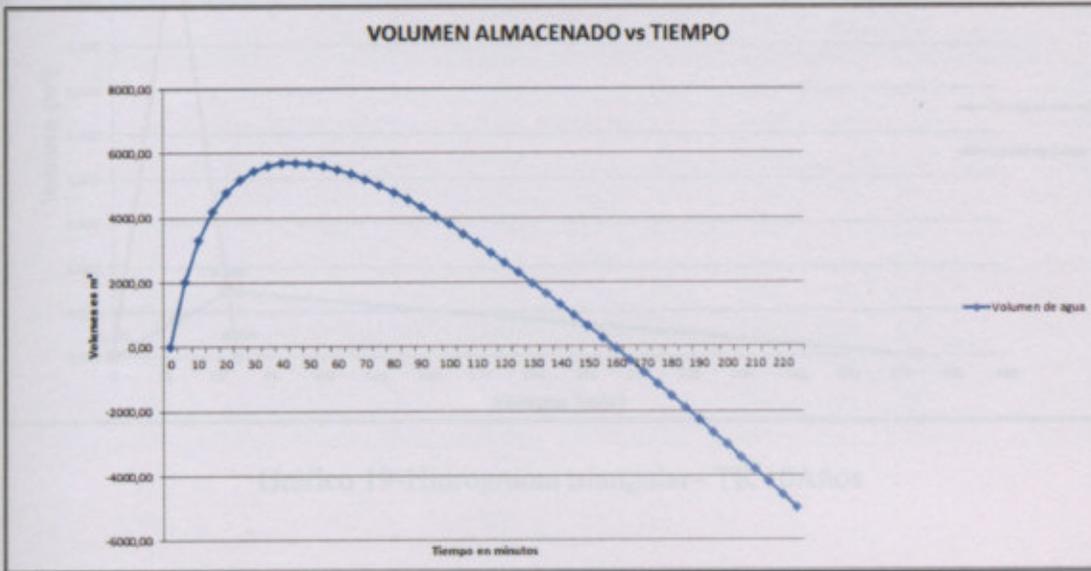


Gráfico 17-Volumen vs Tiempo – TR 10Años

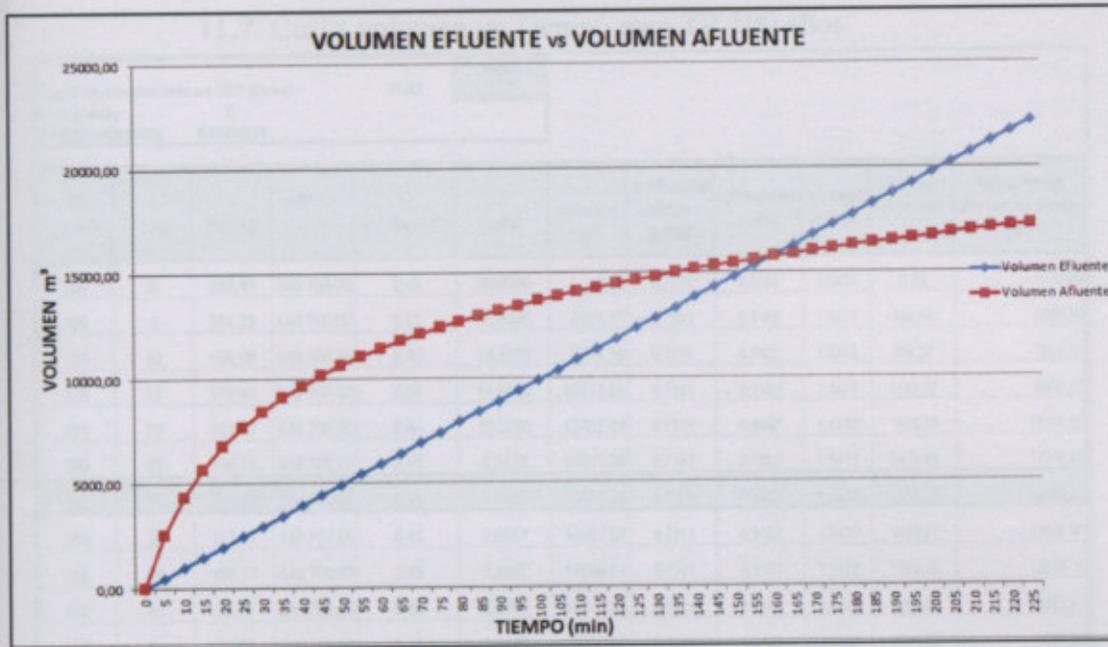


Gráfico 18-Volumen Efluyente vs Volumen Afluyente– TR 10Años

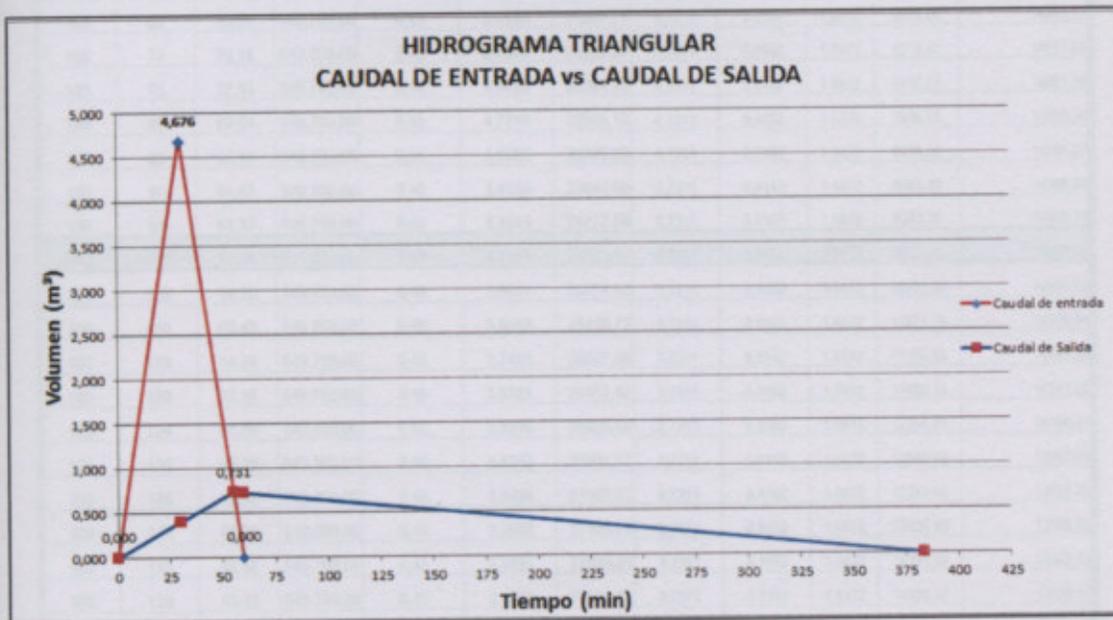


Gráfico 19-Hidrograma triangular– TR 10Años

11.7. Curva volumen vs Tiempo para TR 100 años

Caudal efluente permitido por DEP (l/s.ha) =		71,49	mm/h	25,7							
K sat (mm/h)		6									
Q infiltración (m³/s)		0,91616667									
TR (años)	t (min)	I (mm/h)	ÁREAS (m²)	C (ponderado)	Q (m³/s)	V afluente (m³)	q efluente redes (m³/s)	infiltración (m³/s)	qs total (m³/s)	Volumen efluente (m³)	Volumen de almacenamiento (m³)
100	0	292,85	549.700,00	0,45	20,0098	0,00	0,7311	0,9162	1,6472	0,00	0,00
100	5	234,23	549.700,00	0,45	16,0039	4801,17	0,7311	0,9162	1,6472	494,17	4306,99
100	10	196,96	549.700,00	0,45	13,4576	8074,59	0,7311	0,9162	1,6472	988,34	7086,24
100	15	170,98	549.700,00	0,45	11,6809	10512,85	0,7311	0,9162	1,6472	1482,52	9030,33
100	20	151,67	549.700,00	0,45	10,3630	12435,64	0,7311	0,9162	1,6472	1976,69	10458,95
100	25	136,73	549.700,00	0,45	9,3422	14013,30	0,7311	0,9162	1,6472	2470,86	11542,44
100	30	124,78	549.700,00	0,45	8,5256	15348,01	0,7311	0,9162	1,6472	2965,03	12380,97
100	35	114,97	549.700,00	0,45	7,8557	16497,01	0,7311	0,9162	1,6472	3459,21	13037,81
100	40	106,77	549.700,00	0,45	7,2952	17508,54	0,7311	0,9162	1,6472	3953,38	13555,16
100	45	99,79	549.700,00	0,45	6,8185	18410,02	0,7311	0,9162	1,6472	4447,55	13962,47
100	50	93,78	549.700,00	0,45	6,4078	19222,67	0,7311	0,9162	1,6472	4941,72	14280,95
100	55	88,53	549.700,00	0,45	6,0492	19962,27	0,7311	0,9162	1,6472	5435,90	14526,38
100	60	83,91	549.700,00	0,45	5,7336	20640,84	0,7311	0,9162	1,6472	5930,07	14710,77
100	65	79,81	549.700,00	0,45	5,4533	21267,71	0,7311	0,9162	1,6472	6424,24	14843,47
100	70	76,14	549.700,00	0,45	5,2024	21850,27	0,7311	0,9162	1,6472	6918,41	14931,85
100	75	72,83	549.700,00	0,45	4,9765	22394,45	0,7311	0,9162	1,6472	7412,59	14981,86
100	80	69,84	549.700,00	0,45	4,7719	22905,10	0,7311	0,9162	1,6472	7906,76	14998,34
100	85	67,11	549.700,00	0,45	4,5855	23380,20	0,7311	0,9162	1,6472	8400,93	14985,27
100	90	64,62	549.700,00	0,45	4,4150	23841,09	0,7311	0,9162	1,6472	8895,10	14945,99
100	95	62,32	549.700,00	0,45	4,2583	24272,58	0,7311	0,9162	1,6472	9389,28	14883,30
100	100	60,21	549.700,00	0,45	4,1138	24683,03	0,7311	0,9162	1,6472	9883,45	14799,58
100	105	58,25	549.700,00	0,45	3,9801	25074,50	0,7311	0,9162	1,6472	10377,62	14696,88
100	110	56,43	549.700,00	0,45	3,8559	25448,73	0,7311	0,9162	1,6472	10871,79	14576,94
100	115	54,74	549.700,00	0,45	3,7402	25807,28	0,7311	0,9162	1,6472	11365,96	14441,30
100	120	53,16	549.700,00	0,45	3,6321	26151,42	0,7311	0,9162	1,6472	11860,14	14291,28
100	125	51,68	549.700,00	0,45	3,5310	26482,38	0,7311	0,9162	1,6472	12354,31	14126,07
100	130	50,29	549.700,00	0,45	3,4360	26801,17	0,7311	0,9162	1,6472	12848,48	13952,69
100	135	48,98	549.700,00	0,45	3,3468	27108,72	0,7311	0,9162	1,6472	13342,65	13766,06
100	140	47,75	549.700,00	0,45	3,2626	27405,83	0,7311	0,9162	1,6472	13836,83	13569,00
100	145	46,59	549.700,00	0,45	3,1831	27693,24	0,7311	0,9162	1,6472	14331,00	13362,24
100	150	45,49	549.700,00	0,45	3,1080	27971,82	0,7311	0,9162	1,6472	14825,17	13146,44
100	155	44,44	549.700,00	0,45	3,0367	28241,54	0,7311	0,9162	1,6472	15319,34	12922,19

100	160	43,45	549.700,00	0,45	2.9691	28503,54	0,7311	0,9162	1,6472	15813,52	12690,03
100	165	42,51	549.700,00	0,45	2.9049	28758,12	0,7311	0,9162	1,6472	16307,69	12450,43
100	170	41,62	549.700,00	0,45	2.8437	29005,72	0,7311	0,9162	1,6472	16801,86	12203,86
100	175	40,77	549.700,00	0,45	2.7854	29248,73	0,7311	0,9162	1,6472	17296,03	11950,69
100	180	39,95	549.700,00	0,45	2.7298	29481,53	0,7311	0,9162	1,6472	17790,21	11691,32
100	185	39,17	549.700,00	0,45	2.6766	29710,45	0,7311	0,9162	1,6472	18284,38	11426,07
100	190	38,43	549.700,00	0,45	2.6258	29933,81	0,7311	0,9162	1,6472	18778,55	11155,26
100	195	37,72	549.700,00	0,45	2.5771	30151,90	0,7311	0,9162	1,6472	19272,72	10879,18
100	200	37,03	549.700,00	0,45	2.5304	30364,98	0,7311	0,9162	1,6472	19766,90	10598,09
100	205	36,38	549.700,00	0,45	2.4856	30573,30	0,7311	0,9162	1,6472	20261,07	10312,23
100	210	35,75	549.700,00	0,45	2.4426	30777,08	0,7311	0,9162	1,6472	20755,24	10021,84
100	215	35,14	549.700,00	0,45	2.4013	30976,53	0,7311	0,9162	1,6472	21249,41	9727,12
100	220	34,56	549.700,00	0,45	2.3615	31171,86	0,7311	0,9162	1,6472	21743,58	9428,28
100	225	34,00	549.700,00	0,45	2.3232	31363,25	0,7311	0,9162	1,6472	22237,76	9125,49
100	230	33,46	549.700,00	0,45	2.2863	31550,87	0,7311	0,9162	1,6472	22731,93	8818,94
100	235	32,94	549.700,00	0,45	2.2507	31734,87	0,7311	0,9162	1,6472	23226,10	8508,77
100	240	32,44	549.700,00	0,45	2.2163	31915,41	0,7311	0,9162	1,6472	23720,27	8195,14
100	245	31,95	549.700,00	0,45	2.1832	32092,63	0,7311	0,9162	1,6472	24214,45	7878,19
100	250	31,48	549.700,00	0,45	2.1511	32266,67	0,7311	0,9162	1,6472	24708,62	7558,05
100	255	31,03	549.700,00	0,45	2.1201	32437,64	0,7311	0,9162	1,6472	25202,79	7234,84
100	260	30,59	549.700,00	0,45	2.0901	32605,66	0,7311	0,9162	1,6472	25696,96	6908,70
100	265	30,16	549.700,00	0,45	2.0611	32770,85	0,7311	0,9162	1,6472	26191,14	6579,71
100	270	29,75	549.700,00	0,45	2.0329	32933,30	0,7311	0,9162	1,6472	26685,31	6247,99
100	275	29,35	549.700,00	0,45	2.0056	33093,12	0,7311	0,9162	1,6472	27179,48	5913,64
100	280	28,97	549.700,00	0,45	1.9792	33250,41	0,7311	0,9162	1,6472	27673,65	5576,75
100	285	28,59	549.700,00	0,45	1.9535	33405,24	0,7311	0,9162	1,6472	28167,83	5237,41
100	290	28,23	549.700,00	0,45	1.9286	33557,70	0,7311	0,9162	1,6472	28662,00	4895,70
100	295	27,87	549.700,00	0,45	1.9044	33707,87	0,7311	0,9162	1,6472	29156,17	4551,70
100	300	27,53	549.700,00	0,45	1.8809	33855,83	0,7311	0,9162	1,6472	29650,34	4205,48
100	305	27,19	549.700,00	0,45	1.8580	34001,64	0,7311	0,9162	1,6472	30144,52	3857,13
100	310	26,87	549.700,00	0,45	1.8358	34145,38	0,7311	0,9162	1,6472	30638,69	3506,70
100	315	26,55	549.700,00	0,45	1.8141	34287,11	0,7311	0,9162	1,6472	31132,86	3154,25
100	320	26,24	549.700,00	0,45	1.7931	34426,90	0,7311	0,9162	1,6472	31627,03	2799,87
100	325	25,94	549.700,00	0,45	1.7726	34564,79	0,7311	0,9162	1,6472	32121,20	2443,59
100	330	25,65	549.700,00	0,45	1.7526	34700,86	0,7311	0,9162	1,6472	32615,38	2086,48
100	335	25,36	549.700,00	0,45	1.7331	34835,14	0,7311	0,9162	1,6472	33109,55	1725,59
100	340	25,09	549.700,00	0,45	1.7141	34967,70	0,7311	0,9162	1,6472	33603,72	1363,97

100	345	24.82	549.700,00	0,45	1,6956	35098,57	0,7311	0,9162	1,6472	34097,89	1000,68
100	350	24,55	549.700,00	0,45	1,6775	35227,82	0,7311	0,9162	1,6472	34592,07	635,75
100	355	24,29	549.700,00	0,45	1,6599	35355,48	0,7311	0,9162	1,6472	35086,24	269,24
100	360	24,04	549.700,00	0,45	1,6427	35481,59	0,7311	0,9162	1,6472	35580,41	-98,82
100	365	23,80	549.700,00	0,45	1,6259	35606,20	0,7311	0,9162	1,6472	36074,58	-468,38
100	370	23,55	549.700,00	0,45	1,6094	35729,35	0,7311	0,9162	1,6472	36568,76	-839,41
100	375	23,32	549.700,00	0,45	1,5934	35851,07	0,7311	0,9162	1,6472	37062,93	-1211,85
100	380	23,09	549.700,00	0,45	1,5777	35971,41	0,7311	0,9162	1,6472	37557,10	-1585,69
100	385	22,87	549.700,00	0,45	1,5624	36090,39	0,7311	0,9162	1,6472	38051,27	-1960,88
100	390	22,65	549.700,00	0,45	1,5474	36208,08	0,7311	0,9162	1,6472	38545,45	-2337,39
100	395	22,43	549.700,00	0,45	1,5327	36324,43	0,7311	0,9162	1,6472	39039,62	-2715,19
100	400	22,22	549.700,00	0,45	1,5183	36439,55	0,7311	0,9162	1,6472	39533,79	-3094,24
100	405	22,02	549.700,00	0,45	1,5043	36553,45	0,7311	0,9162	1,6472	40027,96	-3474,52
100	410	21,81	549.700,00	0,45	1,4905	36666,15	0,7311	0,9162	1,6472	40522,14	-3855,99
100	415	21,62	549.700,00	0,45	1,4770	36777,67	0,7311	0,9162	1,6472	41016,31	-4238,63
100	420	21,42	549.700,00	0,45	1,4638	36888,06	0,7311	0,9162	1,6472	41510,48	-4622,42
100	425	21,23	549.700,00	0,45	1,4509	36997,33	0,7311	0,9162	1,6472	42004,65	-5007,32
100	430	21,05	549.700,00	0,45	1,4382	37105,51	0,7311	0,9162	1,6472	42498,83	-5393,31
100	435	20,87	549.700,00	0,45	1,4258	37212,63	0,7311	0,9162	1,6472	42993,00	-5780,37

100	435	20,87	549.700,00	0,45	1,4258	37212,63	0,7311	0,9162	1,6472	42993,00	-5780,37
100	440	20,69	549.700,00	0,45	1,4136	37318,70	0,7311	0,9162	1,6472	43487,17	-6168,47
100	445	20,51	549.700,00	0,45	1,4016	37423,75	0,7311	0,9162	1,6472	43981,34	-6557,59
100	450	20,34	549.700,00	0,45	1,3899	37527,80	0,7311	0,9162	1,6472	44475,51	-6947,71
100	455	20,17	549.700,00	0,45	1,3784	37630,88	0,7311	0,9162	1,6472	44969,69	-7338,81
100	460	20,01	549.700,00	0,45	1,3671	37733,00	0,7311	0,9162	1,6472	45463,86	-7730,86
100	465	19,85	549.700,00	0,45	1,3561	37834,18	0,7311	0,9162	1,6472	45958,03	-8123,85

VOLUMEN ADOPTADO
14998,34 m³

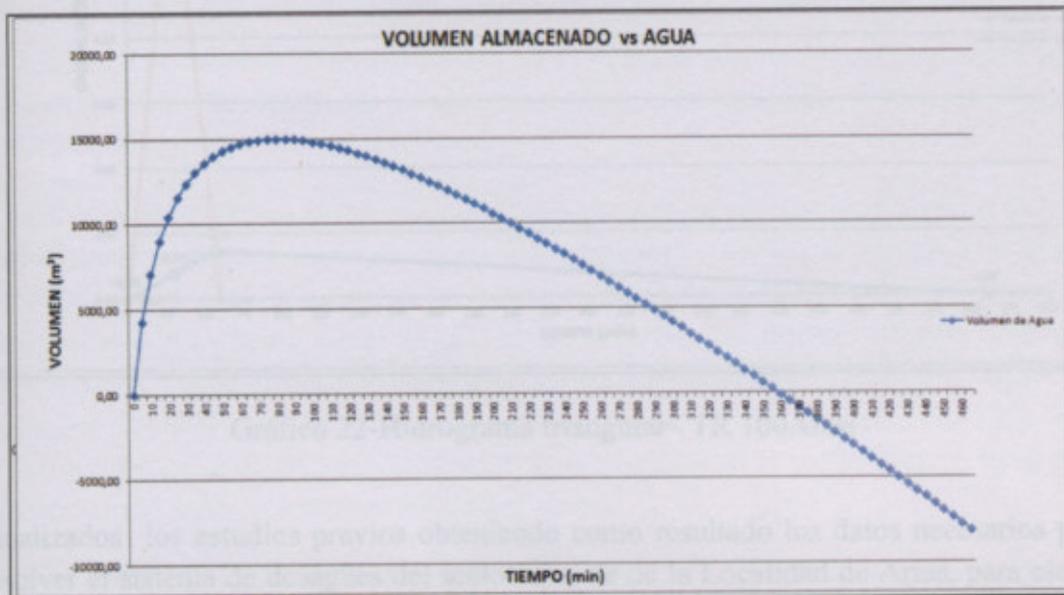


Gráfico 20-Volumen vs Tiempo – TR 100Años

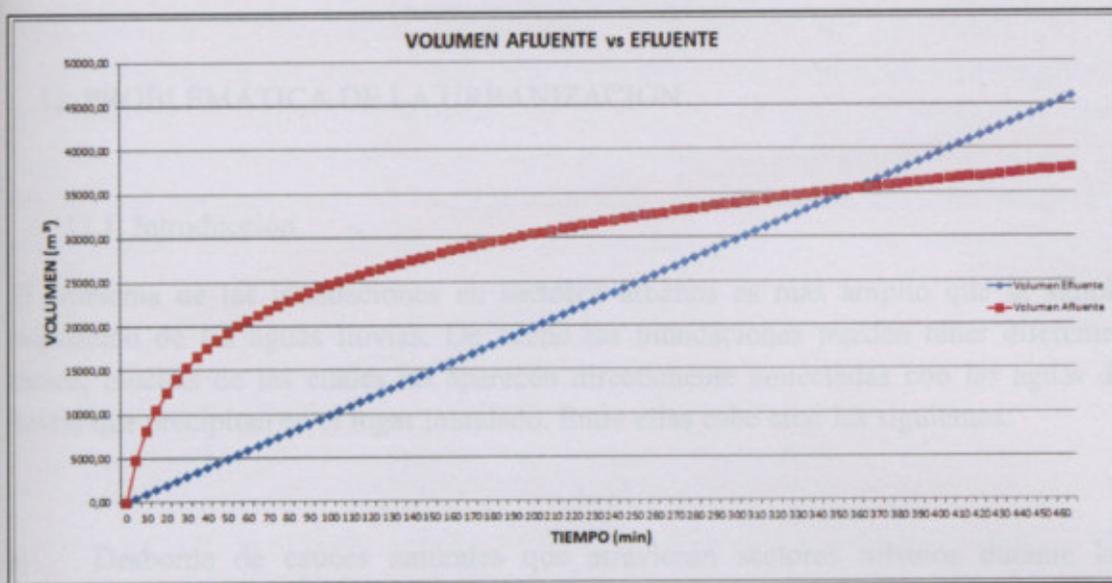


Gráfico 21-Volumen Efluente vs Volumen Afluente– TR 100Años

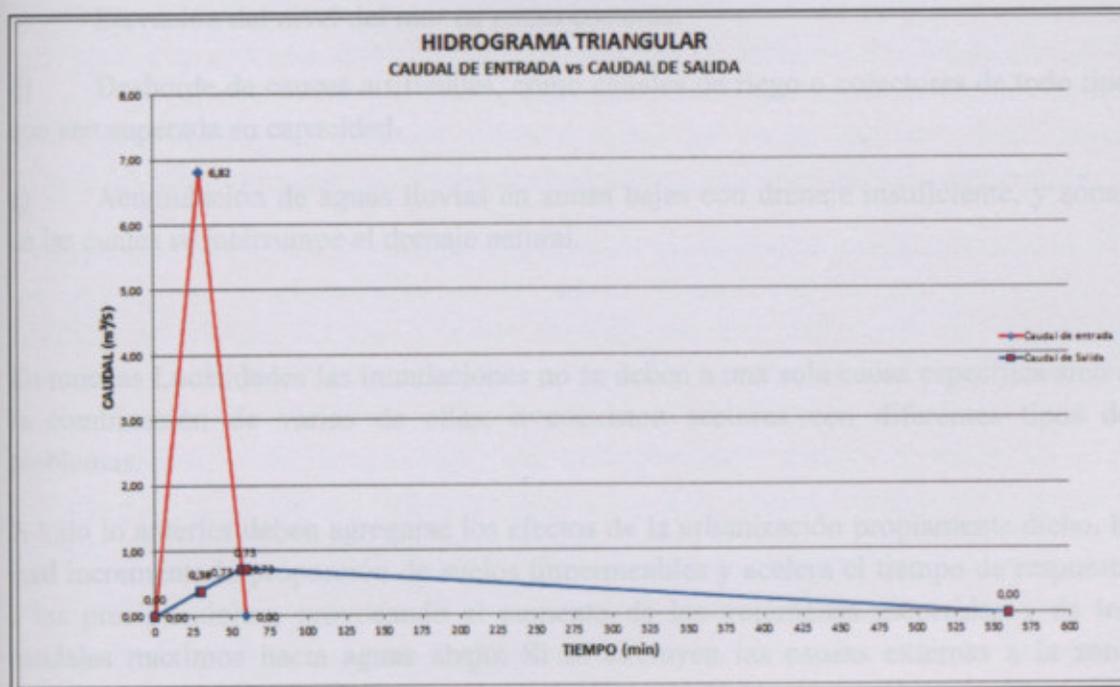


Gráfico 22-Hidrograma triangular– TR 100Años

Finalizados los estudios previos obteniendo como resultado los datos necesarios para resolver el sistema de desagües del sector noreste de la Localidad de Arias, para eso en primer lugar estudiaremos las alternativas con sus ventajas y desventajas, luego elegiremos la más conveniente para obtener una mejor solución.

12. PROBLEMÁTICA DE LA URBANIZACIÓN

12.1. Introducción

El problema de las inundaciones en sectores urbanos es más amplio que la simple evacuación de las aguas lluvias. De hecho las inundaciones pueden tener diferentes causas, muchas de las cuales no aparecen directamente conectadas con las aguas de lluvias que precipitan en el lugar inundado. Entre ellas cabe citar las siguientes:

- a) Desborde de cauces naturales que atraviesan sectores urbanos durante las crecidas.
- b) Elevación del nivel del agua subterránea sobre la superficie del suelo.
- c) Elevación del nivel del mar en zonas costeras.
- d) Desborde de cauces artificiales, como canales de riego o colectores de todo tipo que ven superada su capacidad.
- e) Acumulación de aguas lluvias en zonas bajas con drenaje insuficiente, y zonas en las cuales se interrumpe el drenaje natural.

En muchas Localidades las inundaciones no se deben a una sola causa específica sino a la combinación de varias de ellas, o coexisten sectores con diferentes tipos de problemas.

A todo lo anterior deben agregarse los efectos de la urbanización propiamente dicho, la cual incrementa la proporción de suelos impermeables y acelera el tiempo de respuesta a las precipitaciones, provocando el aumento de los volúmenes escurridos y de los caudales máximos hacia aguas abajo. Si se excluyen las causas externas a la zona urbanizada, es decir si no se consideran las inundaciones provocadas por aguas que provienen desde el exterior del sector inundado, se puede afirmar que la principal causa de las inundaciones en sectores urbanos es la destrucción de la red de drenaje natural sin que sea reemplazada por ningún sistema artificial.

Desde el punto de vista urbano una alternativa de solución global frente a situaciones de este tipo es la ocupación restringida de las zonas inundables.

Existen otros cauces naturales que forman la red de drenaje de los sectores urbanos propiamente tales y que provocan inundaciones. Cuando esto ocurre normalmente se debe a que la urbanización ha cegado muchos de estos cauces eliminando la red de drenaje natural sin reemplazarla por otra alternativa. A ello debe agregarse el

incremento de la escorrentía urbana sobre esa misma red provocada por la impermeabilización del terreno. En casos de terrenos con pendientes importantes los problemas de inundación se agravan por la erosión del suelo, el arrastre de gran cantidad de material erosionado y su posterior sedimentación en los sectores planos. Es común que se produzcan en algunas ciudades, en las cuales las pendientes son pronunciadas, con flujos de altas velocidades, corrientes de barro debido a suelos erosionables las cuales derivan en inundaciones ya que las redes de drenaje natural se encuentran obstruidas por el tejido urbano. Los problemas provocados en estos casos pueden ser muy complejos y de graves consecuencias. Las soluciones debieran encaminarse a la mantención en condiciones despejadas de las redes de drenaje naturales. Sin embargo en situaciones consolidadas esto puede ser difícil. Algunas de las obras alternativas podrían emplearse para la mantención en condiciones de operación de este tipo de redes de drenaje. Pueden ser útiles los estanques y las lagunas de retención si las pendientes del terreno no son importantes, así como los canales de drenaje urbano.

Las inundaciones provocadas por la elevación del nivel del agua subterránea están ligadas a zonas bajas de las ciudades, con acuíferos libres a poca profundidad, en general en terrenos planos, en los cuales las inundaciones están asociadas a períodos prolongados de precipitaciones. Esos terrenos tienen un drenaje pobre cuyos efectos se ven además incrementados por la urbanización de las zonas aguas arriba, que genera una mayor escorrentía tanto en volumen como en caudal máximo. Estas zonas requerirían un sistema especial de drenaje para deprimir el nivel del agua subterránea.

Existen innumerables situaciones en las cuales las inundaciones de sectores urbanos son provocadas por la eliminación de la red de drenaje natural con motivo de la urbanización misma, sin que ella sea reemplazada por otro medio de evacuación alternativo de las aguas lluvias. Incluso es posible encontrar sectores que quedan sin ninguna posibilidad de drenaje superficial por la construcción de calles ciegas en contrapendiente, o con tramos bajos que desaguan hacia terrenos cerrados. En estos casos es importante que se le dé continuidad a la red de drenaje superando las secciones cerradas, de manera que siempre exista la posibilidad de desagüe hacia aguas abajo.

También es posible reducir los efectos o la magnitud de las inundaciones si se reducen los caudales aportantes y sus volúmenes mediante la incorporación en la cuenca aportante de soluciones alternativas en base al almacenamiento temporal o la infiltración de las aguas lluvias.

Con la infiltración, el agua se infiltrado queda en la superficie, aumentando el almacenamiento superficial.

- Con la reducción de la infiltración, el acuífero tiende a disminuir el nivel de la capa freática por falta de alimentación (principalmente cuando el área urbana es muy extensa), reduciendo así el almacenamiento subterráneo.
- Las redes de almacenamiento y control porosas permeables que pueden alimentar el acuífero, teniendo un efecto positivo al almacenamiento.
- Debido a la sustitución de la cobertura natural con una reducción de la evapotranspiración, ya que la superficie urbana no retiene agua como lo hace

12.2. Soluciones alternativas

Recientemente se han desarrollado algunos intentos por aplicar soluciones alternativas de drenaje urbano, ligadas al saneamiento de terrenos institucionales o a la pavimentación de urbanizaciones en sectores en los cuales no existen redes de drenaje.

En estos casos se ha recurrido a pozos y zanjas de infiltración.

Los criterios de diseño, así como el dimensionamiento de este tipo de obras, han quedado en la iniciativa del proyectista, tanto en la selección de las lluvias de diseño, como en la estimación de propiedades del suelo, o los volúmenes necesarios de almacenamiento.

No se conoce un análisis sistemático sobre el comportamiento de estas soluciones. Otro tipo de obras alternativas basadas en el almacenamiento temporal de las aguas lluvias han sido menos empleadas. En algunos casos se ha recurrido a ocupar para ello fosos y depresiones del terreno existentes, sin que se incorporen aspectos urbanísticos o usos múltiples en el diseño.

13. IMPACTO DEL DESARROLLO URBANO EN EL CICLO HIDROLÓGICO

El desarrollo urbano altera la cobertura vegetal provocando varios efectos que afectan los componentes del ciclo hidrológico natural. Con la impermeabilización del suelo a través de tejados, calles, veredas y patios, el agua que previamente era infiltrada, pasa a escurrir por los conductos de desagüe aumentando el escurrimiento superficial. El volumen que escurría lentamente por la superficie del suelo y quedaba retenido por la plantas, con la urbanización, pasa a escurrir en los canales, exigiendo mayor capacidad de escurrimiento de las secciones.

Con la urbanización son introducidas las siguientes alteraciones en el referido ciclo hidrológico.

13.1. Reducción de la infiltración en el suelo

- El volumen que deja de ser infiltrado queda en la superficie, aumentando el escurrimiento superficial.
- Con la reducción de la infiltración, el acuífero tiende a disminuir el nivel de la capa freática por falta de alimentación (principalmente cuando el área urbana es muy extensa), reduciendo así el escurrimiento subterráneo.
- Las redes de abastecimiento y cloacal poseen pérdidas que pueden alimentar el acuífero, teniendo un efecto inverso al mencionado.
- Debido a la sustitución de la cobertura natural ocurre una reducción de la evapotranspiración, ya que la superficie urbana no retiene agua como lo hace

cobertura vegetal y no permite la evapotranspiración de los follajes y del suelo. A pesar de esto, las superficies urbanas generadas por las ciudades sufren calentamiento y cuando ocurre precipitaciones de baja intensidad puede generar una mayor evaporación.

13.1.1. Impacto Ambiental sobre el ecosistema acuático

Con el desarrollo urbano, varios elementos antrópicos son introducidos en la cuenca hidrográfica los cuales actúan sobre el ambiente. Algunos de los principales problemas son discutidos a la continuación.

- **Aumento de la temperatura.**
Las superficies impermeables absorben parte de la energía solar aumentando la temperatura ambiente, produciendo islas de calor en la parte central de los centros urbanos, donde predomina el concreto y el asfalto. El asfalto, debido a su color, absorbe más calor que las superficies naturales y el concreto. A medida que su superficie envejece se oscurece y aumentando así la cantidad de radiación solar absorbida. Este aumento por parte de la superficie incrementa la emisión de radiación térmica que vuelve al ambiente, generando más calor. El aumento de temperatura también crea condiciones de movimiento de aire ascendente que puede originar un aumento de las precipitaciones.
- **Aumento de sedimento y material sólido.**
Durante el desarrollo urbano, el aumento de los sedimentos producidos por la cuenca hidrográfica es significativo, debido a las construcciones, limpieza de terrenos para nuevos loteos, construcción de calles, avenidas y autopistas entre otras causas.
- **Obstrucciones al escurrimiento**
Obstrucciones al escurrimiento como pueden ser rellenos y pilas de puentes, drenajes inadecuados y obstrucciones de todo tipo sumado a conductos colmatados.
- **Áreas de riesgo en laderas**
La ocupación de las laderas en las ciudades es una de las principales causas de muerte durante el período de lluvias debido a los deslizamientos de tierra causados por el escurrimiento de los excedentes pluviales en suelos de baja sustentabilidad, los cuales presenta su estructura natural alterada debido a la urbanización descontrolada.
- **Calidad del agua pluvial**
La calidad del agua pluvial no es mejor que la proveniente de un efluente con tratamiento secundario. La cantidad de material en suspensión los excedentes pluviales es superior a aquel encontrado en una cloaca in natura.

- Los principales contaminantes encontrados en el escurrimiento superficial urbano son
Sedimentos, nutrientes, sustancias que consumen oxígeno, metales pesados, hidrocarburos, bacterias y virus patogénicos.
- Contaminación de acuíferos
Las principales condiciones de contaminación de los acuíferos urbanos se deben a los siguientes factores
 - Rellenos sanitarios que contaminan las aguas subterráneas por el proceso natural de precipitación e infiltración.
- La red de conductos pluviales puede contaminar el suelo a través de pérdidas en volumen durante su transporte y también por obstrucciones de los tramos de la red que expulsan el agua contaminada hacia fuera del sistema de conductos.

14. GESTIÓN DEL DRENAJE URBANO

Actualmente el control del escurrimiento urbano ha sido planteado de manera equivocada ocasionando importantes perjuicios a la población. El origen de estos impactos negativos ha sido causado principalmente por dos tipos de errores

- Principio de proyecto de drenaje.
El drenaje urbano ha sido desarrollado con base a un principio erróneo que plantea: “el mejor sistema de drenaje es aquel que retira el agua excedente de la manera más rápida posible de su lugar de origen”.
- Evaluación y control por tramos
En el microdrenaje los proyectos aumentan el caudal y transfieren todo su volumen hacia aguas abajo. En el macrodrenaje la tendencia de control del drenaje urbano es a través de la canalización de los tramos críticos. Este tipo de solución sigue la visión particular de un tramo de la cuenca, sin que las consecuencias sean previstas para los restantes tramos de la misma o dentro de diferentes horizontes de ocupación urbana. La canalización de los puntos críticos apenas transfiere la inundación de un lugar a otro en la cuenca.

La combinación de estos dos tipos de errores en la gestión del microdrenaje tiene impactos en el macrodrenaje de las ciudades los cuales ocurren de acuerdo a la siguiente secuencia.

- Etapa 1: la cuenca comienza a ser urbanizada de manera distribuida, con mayor densificación aguas abajo, apareciendo, en el lecho natural, los lugares de inundación debido a los estrangulamientos naturales a lo largo de su curso.
- Etapa 2: las primeras canalizaciones son ejecutadas aguas abajo, con base a la urbanización actual, con esto, el hidrograma aguas abajo aumenta, pero es aún contenido por las áreas que inundan aguas arriba y porque la cuenca no está totalmente edificada.
- Etapa 3: con una densificación mayor, la presión pública hace que los administradores continúen el proceso de canalización hacia aguas arriba. Cuando el proceso se completa, incluso antes de su conclusión, las inundaciones vuelven aguas abajo, debido al aumento del caudal máximo, cuando ésta no tiene más condiciones de ser ampliada. Las áreas aguas arriba funcionaban como reservorios de amortiguamiento. En esta etapa, la canalización simplemente transfiere la inundación

14.2. Principios de la gestión sustentable

Los principios básicos de control del escurrimiento pluvial debido a las crecidas naturales en la terraza de inundación y a la urbanización son los siguientes:

- La cuenca como sistema
Un Plan de Control de aguas pluviales de una ciudad o región metropolitana debe contemplar las cuencas hidrográficas sobre las cuales la urbanización se desarrolla. Las medidas no pueden reducir un impacto de un área en detrimento de otra, o sea, los impactos no deben ser transferidos.
- Las medidas de control en el conjunto de la cuenca
El control de crecidas involucra medidas estructurales y no estructurales que difícilmente están desasociadas. Las medidas estructurales involucran costos que la mayoría de las ciudades no pueden afrontar. Además, sólo se resuelven problemas específicos, si no se crea un programa para toda la cuenca o región urbana de interés. Esto no significa que este tipo de medida sea totalmente descartable. La política de control de crecida podrá llegar a soluciones estructurales para algunos lugares, pero con una visión de conjunto para toda la cuenca, donde ésta sea racionalmente integrada con otras medidas preventivas (no estructurales) y compatibilizada con el desarrollo urbano.

- Los medios.
Los medios de implantación para el control de las crecidas son, El Plan Director Urbano, la Legislación Municipal / Provincial y el Manual de Drenaje. El primero establece las líneas principales, el segundo controla y el tercero orienta.
- El horizonte de expansión
Después que la cuenca o parte de ésta esté ocupado, difícilmente el poder público conseguirá responsabilizar aquellos que están ampliando el escurrimiento, por lo tanto, si la acción pública no es realizada preventivamente, a través del gerenciamiento, las consecuencias futuras económicas y sociales serán mayores para todo el municipio. El Plan Director Urbano debe contemplar el planeamiento de las áreas a ser desarrolladas y la densificación de las áreas actualmente loteadas.
- Los criterios sustentables
 - (a) El escurrimiento natural no debe ser ampliada por los que ocupan la cuenca, sea a través de un simple loteo o en obras existentes en el ambiente urbano. Esto se aplica a un simple relleno urbano, la construcción de puentes, autopistas, y fundamentalmente, la impermeabilización de las nuevas urbanizaciones. El principio es que cada usuario urbano, no debe ampliar la crecida natural.
 - (b) las ocupaciones del espacio urbano y el drenaje de las aguas pluviales deben priorizar los mecanismos naturales de escurrimiento como puede ser la infiltración.
- La educación
Es esencial la educación de ingenieros, arquitectos, agrónomos, geólogos entre otras profesiones, de la población y de los administradores públicos para que las decisiones públicas sean tomadas con conciencia por todos.
- La administración
La administración del mantenimiento y control es un proceso local y depende de los municipios, a través de la aprobación de proyectos de loteos, obras públicas y drenajes.
- Los aspectos ambientales son también evaluados en la implantación de la red de drenaje.

Figura 47-Detalle Infiltración y Percolación

15. MEDIDAS DE CONTROL DISTRIBUIDO ESTRUCTURALES

A continuación son mencionados los tipos de dispositivos que pueden ser utilizados y sus características

15.1. Infiltración y percolación

Los sistemas urbanos, de acuerdo con lo antes mencionado, crean superficies impermeables que no existían en la cuenca hidrográfica, generando impactos de aumento del escurrimiento, que es transportado a través de conductos y canales. Estos dispositivos hidráulicos presentan costos directamente relacionados con los caudales máximos, aumentando con la impermeabilización. Para reducir estos costos y minimizar los impactos aguas abajo, una de las acciones es permitir una mayor infiltración de la precipitación, creando una condición, que sea lo más próxima posible, a las condiciones naturales.

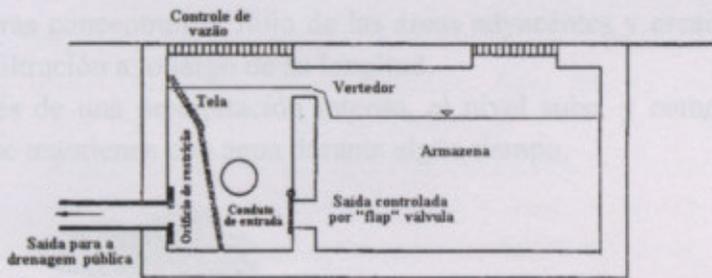
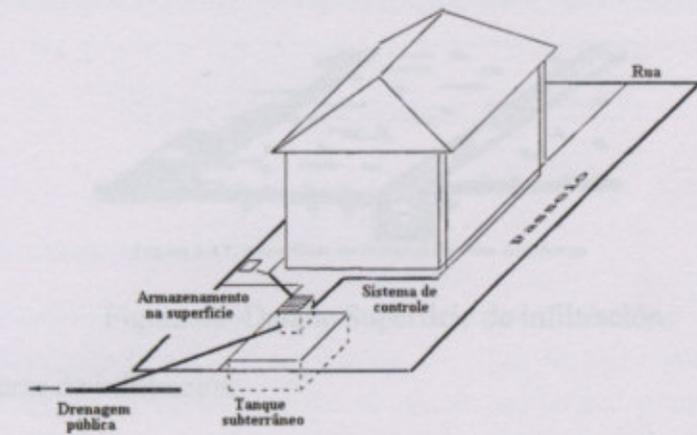


Figura 47–Detalle Infiltración y Percolación

La infiltración es el proceso de transferencia del flujo de la superficie hacia el interior del suelo. La capacidad de infiltración depende de las características del suelo y del estado de humedad de la capa superior del suelo, denominada también como zona no saturada. La velocidad del escurrimiento a través de esta capa no saturada hasta la capa freática (zona saturada) es denominada percolación. La percolación también depende del estado de humedad de la capa superior del suelo y del tipo de suelo.

15.2.Principales dispositivos para crear mayor infiltración son discutidos a continuación

15.2.1. Superficies de infiltración

Existen varios tipos, de acuerdo con su disposición local. En general, el área de infiltración es un lugar con césped que recibe la precipitación de un área impermeable, como es el caso de residencias o edificios. Durante precipitaciones intensas, éstas pueden quedar sumergidas, si su capacidad es muy inferior a la intensidad de la precipitación. En el caso que el drenaje transporte mucho material fino, la capacidad de infiltración puede ser reducida, necesitando limpieza de la superficie para mantener su capacidad de funcionamiento.

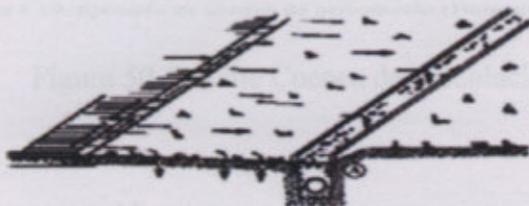


Figura 3.17. Superficie de infiltración con trincheras

Figura 48–Detalle Superficie de infiltración

15.2.2. Trincheras de infiltración

Son dispositivos de drenaje lateral, muchas veces utilizados paralelos a las calles, autopistas, estacionamientos y conjuntos habitacionales, entre otros. Estas trincheras concentran el flujo de las áreas adyacentes y crean condiciones para una infiltración a lo largo de su longitud.

Después de una precipitación intensa, el nivel sube, y como la infiltración es lenta, se mantienen con agua durante algún tiempo.

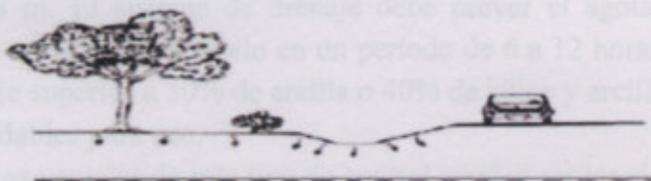


Figura 3.18. Trincheras de infiltración (Urbonas y Stahre, 1993)

Figura 49–Detalle Trinchera de infiltración

15.2.3. Cuencas de percolación

Dispositivos de percolación dentro de lotes permiten, también, aumentar la recarga y reducir el escurrimiento superficial. El almacenamiento es realizado en la camada superior del suelo y depende de la porosidad y de la percolación. Por lo tanto, la capa freática debe ser baja, creando espacio para el almacenamiento. Estas cuencas son construidas removiéndose el suelo y llenándolo con pedregullo, que crea el espacio para el almacenamiento.

Para el suelo arcilloso con menor percolación, es necesario drenar el dispositivo de salida. La principal dificultad encontrada con el uso de este tipo de dispositivo es la obstrucción de los espacios entre los elementos por el material fino transportado, por lo tanto, se recomienda el uso de un filtro de material geotextil.

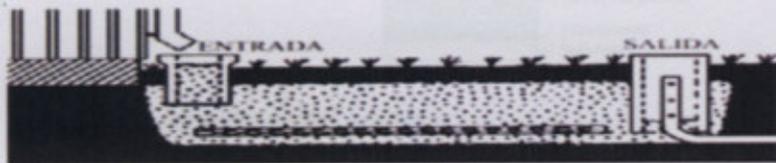


Figura 3.19. Ejemplo de cuenca de percolación (Holmstrand, 1984)

Figura 50–Detalle Cuenca de Percolación

15.2.4. Pavimentos permeables

El pavimento permeable puede ser utilizado en paseos públicos, estacionamientos, predios deportivos y calles de poco tráfico. En calles con mucho tráfico, este pavimento se puede deformar y obstruir, volviéndose impermeable.

Este tipo de pavimento puede ser de bloque perforado, concreto o de asfalto. El concreto y el asfalto son construidos de la misma manera que los pavimentos tradicionales, con la diferencia que el material fino es retirado de la mezcla.

Cuando estos pavimentos son construidos para retener parte del drenaje, es necesario que su base sea, por lo menos de 1,2m arriba de la capa freática durante el período lluvioso. La base es drenada con caños perforados espaciados de 3 a 8 m. El sistema de drenaje debe prever el agotamiento del volumen existente en la capa del suelo en un período de 6 a 12 horas. Para suelos con un porcentaje superior a 30% de arcilla o 40% de sílice y arcilla combinados no son recomendables para uso.

- Las ventajas de este tipo de control pueden ser las siguientes
 - Reducción del escurrimiento superficial previsto con relación a superficie impermeable
 - Reducción de los conductos de drenaje pluvial

- Reducción de costos del sistema de drenaje pluvial y de la lámina de agua en estacionamientos y paseos públicos.
- Las desventajas
 - El mantenimiento del sistema para evitar que sea colmatado con el tiempo
 - Mayor costo directo de construcción (sin considerar el beneficio de reducción de los conductos);
 - Contaminación de los acuíferos.

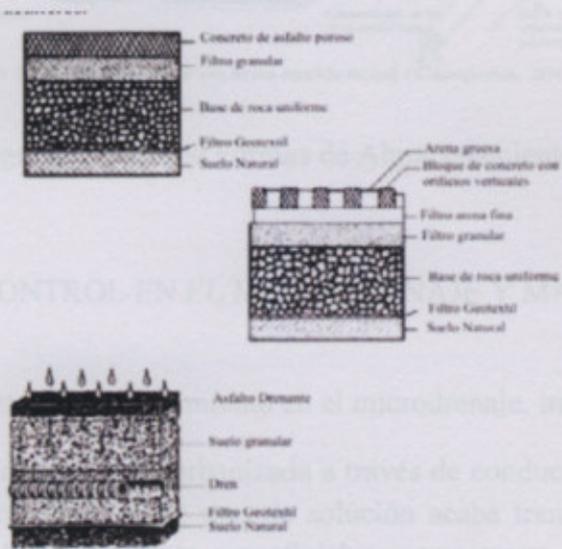


Figura 3.21. Pavimentos permeables.

Figura 51–Detalle Pavimentos Permeables

15.2.5. Almacenamiento

El almacenamiento puede ser efectuado en tejados, en pequeños reservorios residenciales, en estacionamientos, en área deportivas, entre otros, a continuación se presentan las principales características de algunos sistemas de almacenamiento:

- **Tejados:**
El almacenamiento en tejados presenta algunas dificultades, que son el mantenimiento y el refuerzo de las estructuras.
- **Lotes urbanos:**
El almacenamiento en el lote puede ser utilizado para amortiguar el escurrimiento, en conjunto con otros usos, como abastecimiento de agua, irrigación de césped y lavado de superficies o de autos.
En regiones con pequeña capacidad de distribución de agua, la precipitación en los tejados es escurrida directamente hacia un pozo subterráneo y, después,

clorada para el uso doméstico. El agua colectada en tejados de centros deportivos puede ser colectada directamente para uso de limpieza.

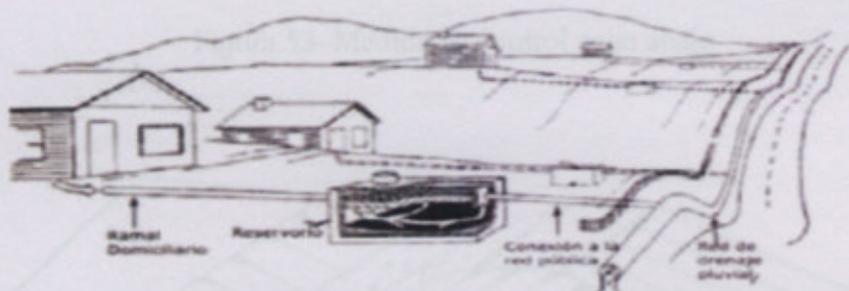


Figura 3.28. Reservorio en área residencial (Campana, 2004)

Figura 52–Detalle Formas de Almacenamiento

16. MEDIDAS DE CONTROL EN EL MICRODRENAJE Y MACRODRENAJE

16.1. La medida de control de escurrimiento en el microdrenaje, tradicionalmente

utilizada, consiste en drenar el área urbanizada a través de conductos pluviales hacia un colector principal o río urbano. Este tipo de solución acaba transfiriendo hacia aguas abajo el aumento en el escurrimiento superficial con una mayor velocidad, ya que el tiempo de desplazamiento del escurrimiento es menor que en las condiciones preexistentes. De esta manera, se provocan inundaciones en los ramales principales o en el mismo macrodrenaje.

Como se presentara oportunamente, la impermeabilización y la canalización producen un aumento en el caudal máximo y en el escurrimiento superficial. Para que este aumento de caudal no sea transferido hacia aguas abajo se utiliza el amortiguamiento del volumen generado, a través de dispositivos de retención como pueden ser:

- Tanques
- Lagos
- Pequeños reservorios a cielo abierto o enterrados, entre otros dispositivos.

Estas medidas son denominadas de control aguas abajo.

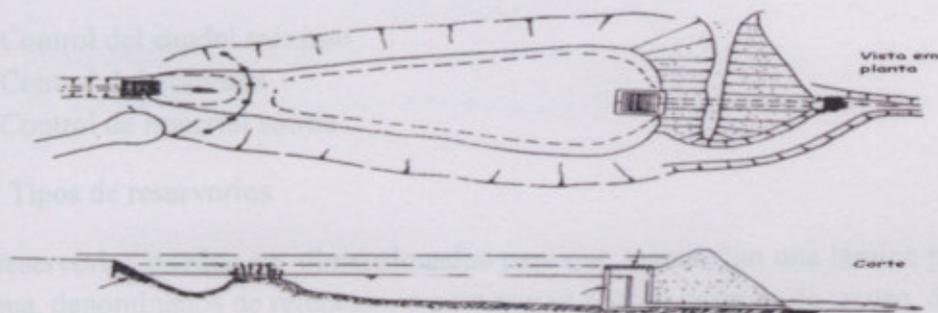


Figura 53–Medida de control agua abajo

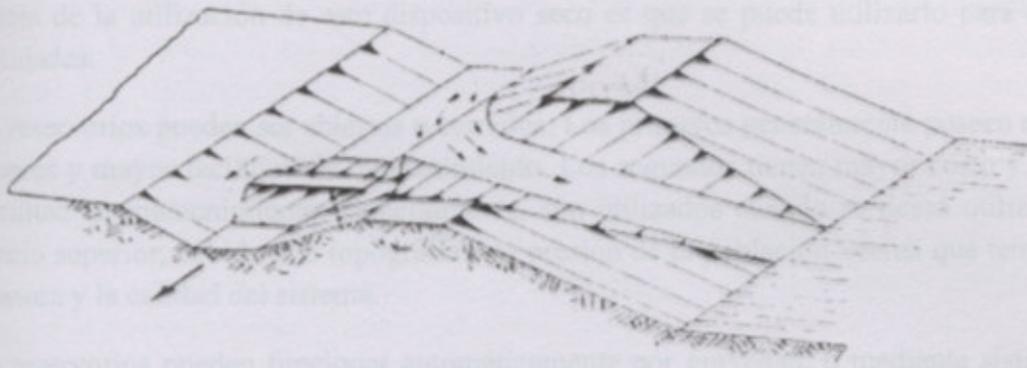


Figura 54–Medida de control agua abajo

16.2. Este tipo de control tiene las siguientes ventajas y desventajas

- Costos reducidos.
- Menor costo de operación y mantenimiento.
- Facilidad de administración de la construcción.
- Dificultad de encontrar lugares adecuados.
- Costo de adquisición del área a utilizar.
- Reservorios de dimensiones importantes tienen oposición por parte de la población.

16.3. Características y funciones de los reservorios

Los reservorios de retención son utilizados de acuerdo al objetivo del control deseado. Este dispositivo puede ser utilizado para

17. Control del caudal máximo
18. Control del volumen
19. Control de material sólido

16.4. Tipos de reservorios

Los reservorios pueden ser dimensionados para que mantengan una lámina permanente de agua, denominados de retención, o para que se sequen después de su uso, durante una

lluvia intensa y después utilizados para otras finalidades. Este tipo de reservorio es llamado detención.

La Retención que mantiene la lámina de agua sirve para evitar el crecimiento de vegetación indeseable en el fondo y para la reducción de la polución hacia aguas abajo, volviendo el reservorio más eficiente para el control de la calidad del agua. Su uso integrado, juntamente con parques, puede permitir un buen ambiente recreativo. La ventaja de la utilización de este dispositivo seco es que se puede utilizarlo para otras finalidades.

Los reservorios pueden ser abiertos o cerrados. Los primeros generalmente poseen costo menores y mayor facilidad de mantenimiento. Los segundos tienen mayor costo y gran dificultad de mantenimiento. Generalmente, son utilizados cuando se desea utilizar el espacio superior, debido a la topografía o la presión de la población vecina que temen a la basura y la calidad del sistema.

Los reservorios pueden funcionar automáticamente por gravedad, o mediante sistemas de bombas cuando sea necesario obteniendo más volumen para un espacio definido. La diferencia es que en el primero caso el caudal inunda el área lateral y vuelve al sistema de drenaje por gravedad, sin operación. Mientras que en el segundo caso, debido a la necesidad de aumento del volumen es necesario excavar debajo de la cota del sistema de drenaje y para extraer todo el volumen es necesario recurrir al bombeo.

16.5. Ubicación

Como fue mencionado anteriormente, los reservorios pueden ser abiertos o enterrados, de acuerdo con las condiciones de su ubicación. En lugares donde el espacio es reducido o que sea necesario mantener una superficie superior integrada con otros usos, se pueden utilizar reservorios subterráneos, sin embargo, el costo de este tipo de solución es superior al de los reservorios abiertos.

16.5.1. La ubicación depende de los siguientes factores:

- En zonas muy urbanizadas, la ubicación depende de la disponibilidad de espacio y de la capacidad de intervenir en el amortiguamiento. Si existe espacio sólo aguas arriba, que drena poco volumen, el efecto será reducido
- En zonas a desarrollar, se debe ubicar el reservorio en las partes de poco valor, aprovechando las depresiones naturales o parques existentes. Un buen indicador de ubicación son las áreas naturales que forman pequeños lagos o estanques antes de su desarrollo.

17. SISTEMA URBANO DE DRENAJE SOSTENIBLE

La necesidad de afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional, que combine aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales, está llevando a un rápido aumento a nivel mundial del uso de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) en entre otras acepciones.

La filosofía de los SUDS es reproducir en la medida de lo posible el ciclo hidrológico natural previo a las actuaciones antrópicas. De este modo se cumple el objetivo de disminuir la cantidad y la calidad de la escorrentía y se maximiza la integración paisajística y el valor social y ambiental de la actuación.

Los SUDS engloban un amplio espectro de soluciones que permiten afrontar el planeamiento, diseño y gestión de aguas pluviales dando tanta importancia a los aspectos medioambientales y sociales como a los hidrológicos e hidráulicos.

En este sentido, cabe mencionar la posibilidad de reutilización de las aguas grises de edificios (aguas provenientes de lavabo, bidet, ducha y bañera), que con un mínimo tratamiento (bien por medio de técnicas SUDS o con pequeños equipos de depuración), podrían aportar un caudal constante de abastecimiento para ciertos usos que no requieren la calidad de agua potable, como por ejemplo las cisternas de los inodoros o el riego de superficies ajardinadas.

Los SUDS pueden utilizarse como alternativa a los sistemas de drenaje convencional o en combinación con ellos.

La planificación y el diseño de un sistema SUDS deben enfocarse como una tarea multidisciplinar, en la que deben intervenir disciplinas como la hidrología, hidráulica, geotecnia, cálculo de estructuras, impacto ambiental, paisajismo, urbanismo, etc.

Es por ello que, en los tiempos que corren, es tan importante urbanizar como que esa urbanización sea sostenible, equilibrando los aspectos cuantitativos, cualitativos y de servicio.

17.1. Objetivos

Introducir el estudio de los SUDS, es proponer sistemas alternativos y complementarios de drenaje urbano de aguas lluvias, cubriendo una gama significativa de situaciones que puedan aplicarse en distintos sectores del territorio de una ciudad. En términos prácticos esto se traduce en una guía que permita a los interesados y usuarios visualizar las alternativas técnicamente disponibles para abordar y solucionar los problemas que

plantean las aguas lluvias en zonas urbanas, disponiendo de diferentes opciones de obras y acciones.

Estas soluciones alternativas y complementarias se refieren exclusivamente a obras y acciones destinadas a enfrentar problemas generados por aguas lluvias que precipitan sobre el mismo lugar urbano de interés. En ningún caso debe pretenderse emplear el tipo de obras que aquí se proponen para enfrentar problemas de inundaciones provocados por el desborde de cauces naturales o artificiales, por aguas subterráneas o el mar. Para abordar este tipo de problemas deberá recurrirse a un análisis regional de la situación y probablemente a obras y acciones de mayor magnitud.

Las obras que se proponen esperan contribuir a la solución de los problemas generados por las aguas lluvias como soluciones alternativas y complementarias a las redes de colectores y de drenaje natural, de manera de colaborar en la solución de los problemas generados por las aguas lluvias mediante la disposición local de los excesos en el mismo sector en que ellos se producen.

Los objetivos de los SUDS se podrían resumir en los siguientes aspectos:

- Proteger los sistemas naturales:
Proteger y mejorar el ciclo del agua en entornos urbanos.
- Integrar el tratamiento de las aguas de lluvia en el paisaje:
Maximizar el servicio al ciudadano mejorando el paisaje con la integración de cursos y/o láminas de agua en el entorno.
- Proteger la calidad del agua:
Proteger la calidad de las aguas receptoras de escorrentías urbanas.
- Reducir volúmenes de escorrentía y caudales punta:
Reducir caudales punta procedentes de zonas urbanizadas mediante elementos de retención y minimizando áreas impermeables.
- Incrementar el valor añadido minimizando costes:
Minimizar el coste de las infraestructuras de drenaje al mismo tiempo que aumenta el valor del entorno.

Los SUDS, en el caso de contar con un buen planeamiento, diseño, construcción y mantenimiento, constituyen una serie de técnicas adecuadas para mitigar gran parte de los impactos negativos que la escorrentía urbana provoca en el medio ambiente, al aportar múltiples beneficios entre los que cabe destacar:

- Reducir los caudales punta disminuyendo el riesgo de inundación aguas abajo.
- Reducir volumen y frecuencia de escorrentías desde áreas urbanizadas hacia cauces naturales o redes de alcantarillado, para reproducir el drenaje natural y reducir el riesgo de inundación.
- Aumentar la calidad del agua procedente de las escorrentías, eliminando los contaminantes procedentes de fuentes difusas.
- Mejorar el paisaje urbano y ofrecer un mejor servicio al ciudadano.

- Reducir el número de descargas de sistemas unitarios (DSU).
- Minimizar la afección al régimen de funcionamiento de los cauces naturales.
- Restituir el flujo subterráneo hacia los cursos naturales mediante infiltración.

Así mismo, el uso de SUDS redonda en una reducción del coste de tratamiento respecto de los sistemas convencionales, habiéndose constatado ahorros entre el 18 y el 50%. Además existen datos que evidencian un ahorro en costes de construcción junto con la revalorización de las urbanizaciones.

17.2. Medidas Estructurales

Se consideran medidas estructurales aquellas que gestionan la escorrentía contaminada mediante actuaciones que contengan en mayor o menor grado algún elemento constructivo o supongan la adopción de criterios urbanísticos.

17.2.1. Tipificación de soluciones alternativas de drenaje

- **Sistemas de infiltración o control en origen**
Son sistemas de recepción directa del agua de lluvia o de la escorrentía superficial en los que se permite la infiltración superficial. Se trata de sistemas que, además de poder estar conectados a otros, pueden por si mismos cerrar el ciclo del agua conectando la superficie con el sustrato permeable.
- **Sistemas de transporte permeable**
Se trata de dispositivos cuya misión principal es la de transportar el agua pluvial hacia otros sistemas de tratamiento mayor o a los lugares de vertido correspondientes, aportando en su camino una serie de ventajas.
- **Sistemas de tratamiento pasivo o almacenamiento:**
Se consideran sistemas de tratamiento pasivo a aquellos situados al final de la red para prolongar la estancia de las aguas pluviales por un periodo de tiempo, antes de su vertido al medio receptor, que permita proporcionar el tratamiento adecuado a las mismas.
A estas se le podrían agregar otras soluciones alternativas que no actúan sobre el drenaje propiamente dicho pero que pueden considerarse con SUDS.
- **Medidas no estructurales o de prevención**
También conocidas como medidas preventivas. Se trata de cualquier consideración a nivel de planeamiento que evite que se produzcan los problemas asociados a la escorrentía superficial y la contaminación difusa.

Dentro de las medidas preventivas se encuentran dos líneas de actuación diferenciadas en respuesta al aspecto que se quiera atender.

Así, para dar solución a los problemas derivados de la cantidad, se plantea la reducción de las superficies impermeables, la división de las cuencas urbanas para evitar concentrar grandes volúmenes y la recogida y reutilización del agua de lluvia.

Por otro lado, atendiendo a los problemas derivados de la calidad de las aguas, se toman medidas como, la educación y concienciación de los ciudadanos, la limpieza urbana y el mantenimiento de las calles, y control de posibles focos riesgo de contaminación como son las gasolineras, talleres y zonas industriales.

Las principales tipos de medidas preventivas son

- Educación y programas de participación ciudadana para:
 - Concienciar a la población del problema y sus soluciones.
 - Identificar agentes implicados y esfuerzos realizados hasta la fecha
 - Cambio de hábitos
 - Hacer partícipe del proceso a la población, integrando sus comentarios en la implementación de los programas

- Legislación:
 - Planificar y diseñar minimizando las superficies impermeables para reducir la escorrentía.
 - Limpieza frecuente de superficies impermeables para reducir la acumulación de contaminantes.
 - Controlar la aplicación de herbicidas y fungicidas en parques y jardines.
 - Controlar las zonas en obras para evitar el arrastre de sedimentos.
 - Asegurar la existencia de procedimientos de actuación y equipamiento adecuado para tratar episodios de vertidos accidentales rápidamente y con técnicas secas en lugar de limpieza con agua.
 - Limitar el riesgo de que la escorrentía entre en contacto con contaminantes.
 - Control de las conexiones ilegales al sistema de drenaje.
 - Recogida y reutilización de pluviales.

- Programación económica

17.3. Descripción de las soluciones alternativas de drenaje

Las soluciones alternativas a la evacuación directa ponen en juego almacenamientos temporales para restituir los volúmenes con caudales menores una vez que pasan los períodos críticos, o mediante la disminución de los volúmenes de escurrimiento por medio de la infiltración en el suelo. Con el objeto de visualizar el tipo de soluciones concreta que se proponen para ello, así como tener un panorama de las alternativas

disponibles frente a situaciones reales, se hace a continuación una exposición general de las obras y acciones disponibles, resumiendo sus principales características.

Para presentarlas de manera ordenada y sistemática, se clasifican de acuerdo a la forma en que actúan sobre el escurrimiento, ya sea mediante

17.4. Infiltración o control en origen de las aguas de lluvia

Almacenamiento o una combinación de ellos.

En ambos tipos de soluciones se puede optar por alternativas que actúan de manera más o menos difusa o por otras que lo hacen claramente localizadas.

Además de estos sistemas aparecen otros sistemas alternativos que pueden ser considerados SUDS como con las:

- Desconexión de áreas impermeables
- Sistemas de transporte permeable

17.5. Sistemas de infiltración o control en origen de las aguas de lluvia

Como mencionamos son sistemas de recepción directa del agua de lluvia o de la escorrentía superficial en los que se permite la infiltración superficial. Se trata de sistemas que, además de poder estar conectados a otros, pueden por si mismos cerrar el ciclo del agua conectando la superficie con el sustrato permeable.

Conduce a una disminución de los caudales máximos y de los volúmenes a evacuar. También se considera que disminuyen la carga de contaminantes que llega a los cauces superficiales al quedar retenidos en el suelo o atrapados al infiltrarse parte importante de ellos.

Los dispositivos de este tipo también pueden clasificarse como concentrados o difusos, también se la conoce a estas técnicas como bioretención

Esta infiltración difusa o concentrada puede darse en veredas, calles, jardines, parques, estacionamientos y terrenos de uso público. Se consideran los lechos de infiltración de todo tipo, incluyendo el caso más simple que consiste en hacer escurrir el agua sobre una superficie permeable cubierta de vegetación. También pueden incluirse los llamados estanques de infiltración que corresponden a zonas más extensas que las anteriores en las cuales se espera una infiltración difusa importante. Las condiciones de diseño se concentran en la preparación de las capas superficiales y de base que permitan la infiltración de aguas de lluvias a través de las capas superficiales o de pavimentos porosos.

En algunos casos en que la infiltración y percolación es muy lenta se pueden agregar drenes subterráneos, pozos o zanjas.

17.6. Adentro de estos sistemas se encuentran:

- Superficies permeables.
- Pozos y zanjas de infiltración.
- Depósitos de infiltración.

17.6.1. Superficies Permeables

Se denomina superficie permeable, a cualquier sección construida por el hombre de manera que permita el paso vertical del agua a través suyo, abriendo la posibilidad a que ésta se infiltre en el terreno o bien sea captada y retenida en capas subsuperficiales para su posterior reutilización o evacuación.

Dentro de las superficies permeables se encuentran, por ejemplo, los aparcamientos permeables con distintos tipos de superficies capaces de permitir el paso del agua como césped o gravas (con o sin refuerzo), bloques impermeables con juntas permeables, bloques y baldosas porosas, pavimentos continuos porosos (asfalto, hormigón, resinas, etc.).

También se presentan en aceras y caminos, tanto de vehículos como de personas.

17.6.2. Pozos y zanjas de Infiltración

Son pozos y zanjas poco profundos (1 a 3 m) rellenos de material drenante (granular o sintético), a los que vierte escorrentía de superficies impermeables contiguas. Se conciben como estructuras de infiltración capaces de absorber totalmente la escorrentía generada por la tormenta de diseño para la que han sido diseñadas.

Estos se definen como depósitos subterráneos que sirven para recoger y almacenar el agua de escorrentía hasta que se produce la infiltración de la misma al terreno natural. En este caso, estos sistemas se suelen situar en zonas verdes y cunetas, proporcionando un nuevo elemento de diseño para el urbanista que concibe la ciudad, pudiendo incorporar vegetación en la superficie de estos sistemas.

Pozos de infiltración y pozos de inyección. Se produce una infiltración concentrada con fines específicos de recarga de napas subterráneas. En algunos casos de pozos de inyección pueden considerarse elementos mecánicos de impulsión. En la mayoría de estos casos debe contarse con agua de muy buena calidad o se requieren elementos de adecuación intermedios.

Zanjas de infiltración bajo veredas, calles o lugares de uso públicos. Hacia estas zanjas se dirige parte importante del escurrimiento local y en ellas se intenta su infiltración concentrada. Estas zanjas de infiltración pueden considerar tubos o no y pueden incluir cámaras o no. Constituyen un sistema de drenaje semisubterráneo o subterráneo local cuyo rebase puede pasar a formar parte del escurrimiento superficial o estar conectado a un sistema de aguas lluvias tradicional

17.6.3. Depósito o estanques de Infiltración

El último de los sistemas que puede ser utilizado para el control en origen es el depósito de infiltración, que consiste en zonas de embalse superficial donde se almacena el agua hasta que se produce su infiltración. Son depresiones del terreno vegetadas diseñadas para almacenar e infiltrar gradualmente la escorrentía generada en superficies contiguas. Se promueve así la transformación de un flujo superficial en subterráneo, consiguiendo adicionalmente la eliminación de contaminantes mediante filtración, adsorción y transformaciones biológicas.

17.6.4. Sistemas de transporte permeable

Se trata de dispositivos cuya misión principal es la de transportar el agua pluvial hacia otros sistemas de tratamiento mayor o a los lugares de vertido correspondientes, aportando en su camino una serie de ventajas.

Entre los principales sistemas de transporte incluidos en los SUDS destacan:

- Los drenes filtrantes, también conocidos como drenes franceses.
- Las cunetas verdes.
- Las franjas filtrantes.
- Canales de flujo controlado.

Se trata de sistemas de tipo lineal y que como tales se suelen ubicar en zonas laterales de caminos, siendo ellos mismos los puntos de recogida del agua de escorrentía urbana para su transporte al siguiente sistema de la cadena de gestión.

17.6.5. Drenes filtrantes

Los drenes filtrantes, Zanjas poco profundas rellenos de material filtrante (granular o sintético), con o sin conducto inferior de transporte, concebidas para captar y filtrar la escorrentía de superficies impermeables contiguas con el fin de transportarlas hacia aguas abajo. Además pueden permitir la infiltración y la laminación de los volúmenes de escorrentía.

Este sistema es muy similar a la zanja de infiltración, pero su misión en este caso no es la de infiltrar el agua, sino la de transportarla a otro sistema. Al igual que las zanjas, los drenes pueden contar con diferentes tipos de superficie, según el acabado que se pretenda dar a la zona urbana, permitiendo obtener un aspecto estético agradable gracias a la continuidad que presenta.

17.6.6. Cunetas verdes

Las cunetas verdes, son canales naturalizados que permiten la recogida y transporte de las aguas de lluvia. Estructuras lineales vegetadas de base ancha ($> 0,5$ m) y talud tendido ($< 1V:3H$) diseñadas para almacenar y transportar superficialmente la

escorrentía. Deben generar bajas velocidades ($< 1-2$ m/s) que permitan la sedimentación de las partículas para una eliminación eficaz de contaminantes. Adicionalmente pueden permitir la infiltración a capas inferiores. Sus acabados superficiales son también variados, desde cantos rodados hasta vegetación de ribera, pasando por el césped. Debido a la ocupación superficial que requiere su implantación, no suelen ser empleados en entornos urbanos muy consolidados y con escasez de espacio disponible. Sin embargo, son muy apropiados para zonas residenciales y de travesía debido a su alto valor estético, dando a la zona un aspecto más natural y generando un entorno más amable para el disfrute residencial.

17.6.7. Franjas filtrantes

Las franjas filtrantes, Son franjas de suelo vegetadas, anchas y con poca pendiente, localizadas entre una superficie dura y el medio receptor de la escorrentía (curso de agua o sistema de captación, tratamiento, y/o evacuación o infiltración). Propician la sedimentación de las partículas y contaminantes arrastrados por el agua, así como la infiltración y disminución de la escorrentía.

Debido a su amplitud y ocupación no son muy indicadas para zonas con baja disponibilidad de espacio, lo cual las hace aptas para entornos de nuevo desarrollo. Su disposición suele ser habitual en los márgenes de las calzadas como trayecto de entrada a una cuneta verde, que es la que se encarga del transporte lineal del agua hacia otro dispositivo de tratamiento.

17.6.8. Canales de flujo controlado

Canales de flujo controlado. Permiten el uso de canalizaciones artificiales o naturales existentes para el almacenamiento temporal de agua lluvia, mediante el empleo de elementos de control como compuertas automáticas, pequeñas barreras, o elementos similares.

17.6.9. Sistemas de tratamiento pasivo o Almacenamiento de aguas lluvias.

Se consideran sistemas de tratamiento pasivo a aquellos situados al final de la red para prolongar la estancia de las aguas pluviales por un periodo de tiempo, antes de su vertido al medio receptor, que permita proporcionar el tratamiento adecuado a las mismas.

Tienen por objeto diferir en el tiempo la alimentación de aguas lluvias hacia las redes de drenaje o los cauces receptores. Su principal efecto consiste en disminuir el valor de los caudales máximos a evacuar sin que necesariamente afecten el volumen total escurrido. En esta categoría se incluyen almacenamientos difusos y localizados de las más variadas geometrías.

Existen 2 tipologías:

- Almacenamiento difuso
- Almacenamiento localizado

17.6.9.1. Almacenamiento difuso

El volumen retenido por unidad de superficie es bajo. Las alturas de agua almacenada son pequeñas y el diseño se concentra sobre los elementos de control de salida del flujo y la geometría de las cuencas receptoras. Este tipo de almacenamientos sólo retarda el flujo superficial aumentando las alturas de escurrimiento sobre las superficies o alargando los caminos que debe recorrer el flujo hasta ser evacuado.

Entre estos se consideran:

Sobre techos, tejados y terrazas. Son sistemas multicapa con cubierta vegetal que recubren tejados y terrazas de todo tipo. Están concebidas para interceptar y retener las aguas pluviales, reduciendo el volumen de esorrentía y atenuando el caudal pico.

Además retienen contaminantes, actúan como capa de aislante térmico en el edificio y ayudan a compensar el efecto “isla de calor” que se produce en las ciudades.

Se realiza en general de extensiones importantes como es el caso de grandes almacenes, industrias y edificios institucionales. Los elementos en general tiene poca intervención del público. Los aspectos de diseño relevantes tienen que ver con la pendiente de las superficies, los elementos de evacuación y su ubicación en relación al sector. Pueden presentar problemas de filtraciones y aumento de las exigencias estructurales. Resultan ventajosos en techos que ya han sido diseñados para soportar nieve.

En estacionamientos, veredas, paseos, parques y similares. Normalmente se trata de lugares de uso público, por lo tanto requieren un diseño más cuidadoso y la consideración del efecto sobre los usuarios. En estos casos la detención de las aguas lluvias también se logra aumentando la rugosidad de las superficies, disminuyendo su pendiente o reduciendo la cantidad de elementos de conducción como cunetas y canaletas. El agua retenida puede formar charcos que eventualmente se evaporan o infiltran. Por otra parte las superficies planas pueden provocar un drenaje deficiente y generar problemas de humedad y suciedad o reducir la vida útil de los pavimentos y aumentar los costos de mantención. En muchos casos resulta más fácil aumentar la rugosidad de las áreas verdes mediante plantas, ondulaciones del terreno o pastos adecuados. Las áreas de estacionamientos pueden combinarse con superficies verdes para reducir la velocidad del flujo.

17.6.9.2. Almacenamiento localizado

En los almacenamientos localizados, el volumen unitario de almacenamiento es alto. Se trata de obras diseñadas con el propósito especial de almacenar volúmenes importantes de agua. Se pueden encontrar sobre la superficie del terreno o bajo ella. En general se trata de lugares especialmente seleccionados para acumular el agua, la cual es conducida hacia ellos desde sectores relativamente amplios. Los aspectos estéticos y de calidad del agua almacenada pueden ser importantes para una operación correcta.

Así, dentro de este último grupo de sistemas de tratamiento se engloban:

- Los depósitos de detención.
- Los estanques de retención.
- Los humedales artificiales.

Al ser sistemas de final de línea de la cadena de tratamiento necesitan una amplia ocupación de espacio para poder realizar los tratamientos correspondientes. Por ello se localizan en parques y bosques, posibilitando de esta manera la generación de paisajes urbanos verdaderamente naturalizados por la presencia del agua y la vegetación.

17.6.10. Los depósitos de detención

Son áreas de depresión vegetadas que sirven para el almacenamiento del agua procedente de la escorrentía urbana. Su misión principal es la de proporcionar una laminación de las puntas de caudal para posteriormente tratar el volumen captado de la manera más conveniente.

17.6.11. Depósitos enterrados de detención

Cuando no se dispone de terrenos en superficie, o en los casos en que las condiciones del entorno no recomiendan una infraestructura a cielo abierto, estos depósitos se construyen en el subsuelo. Se fabrican con materiales diversos, siendo los de hormigón armado y los de materiales plásticos los más habituales.

17.6.12. Los estanques o lagunas de retención

Son zonas de almacenamiento del agua de lluvia con una lámina de agua permanente y presencia de vegetación, tanto acuática como enraizada. Son lagunas artificiales con lámina permanente de agua (de profundidad entre 1,2 y 2 m) con vegetación acuática, tanto emergente como sumergida. Están diseñadas para garantizar largos periodos de retención de la escorrentía (2-3 semanas), promoviendo la sedimentación y la absorción de nutrientes por parte de la vegetación.

17.6.13. Los humedales artificiales

Se definen como un área de tierra cubierta de vegetación que puede estar ocasional o permanentemente llena de agua con distintas profundidades. Similares a los anteriores

pero de menor profundidad y con mayor densidad de vegetación emergente, aportan un gran potencial ecológico, estético, educacional y recreativo.

Los humedales, tanto los naturales como artificiales, son hábitat de una gran diversidad de plantas y animales. Comprenden estanques y lagos poco profundos en combinación con zonas pantanosas cubiertas, casi en su totalidad, por vegetación acuática. Este último sistema es la alternativa natural a las depuradoras artificiales encargadas actualmente del tratamiento de las aguas de lluvia.

17.6.14. Combinaciones de almacenamiento e infiltración.

Corresponden a combinaciones de las obras mencionadas en los párrafos anteriores las cuales se diseñan de manera de lograr una disminución de los caudales máximos por retención y una disminución de los volúmenes mediante infiltración. Un ejemplo claro de este tipo de obras es una combinación de estanques de almacenamiento con pozo de infiltración. En este caso el estanque tiene por objeto adecuar el agua recibida a la capacidad de infiltración de los pozos y sirve como elemento de retención temporal. Normalmente los pozos de infiltración presentan esta combinación para reducir sus dimensiones.

Ventajas e Inconvenientes

Entre las ventajas que se aprecian en la utilización de medidas alternativas y complementarias destinadas a abordar el problema de las aguas lluvias en el mismo sector en que ellas se producen se pueden mencionar las siguientes:

Al mantenerse los caudales máximos y los volúmenes de crecidas de aguas lluvias una vez urbanizados los nuevos sectores en valores similares a los que existen previos a la urbanización, se conservan operativas las redes de colectores hacia aguas abajo, no se incrementan los efectos de las crecidas y se facilita la aplicabilidad de planes maestros.

La amortiguación de los caudales de punta limita el efecto de impacto ambiental sobre los cuerpos receptores, reduciendo el impacto de crecidas, inundaciones y altas velocidades en los cauces naturales de drenaje.

La amortiguación de caudales máximos permitirá la utilización de colectores de menor diámetro, o el diseño con capacidades menos exigidas para el transporte de materiales en suspensión, lo que redundará en una obvia disminución de costos.

La regulación de los caudales cerca de sus lugares de origen permite reducir los elementos de regulación en las redes mismas o en los cuerpos receptores.

Se mejora el control sobre los elementos particular en las redes de drenaje. Esto es especialmente importante en zonas urbanas con pendientes pronunciadas.

También deben mencionarse algunos inconvenientes, o desventajas, que pueden presentar estos sistemas. Ello conduce a que para cada comunidad en particular deban

analizarse las ventajas e inconvenientes con el objeto de decidir la mejor forma de enfrentar el problema de las aguas lluvias.

Los argumentos contra este tipo de facilidades consideran los siguientes:

En zonas de construcción mixta la mayor parte de la escorrentía urbana procede de calles y grandes edificios comerciales o institucionales, de manera que el tratamiento local de aguas lluvias de sectores residenciales puede tener poco impacto sobre el sistema total. En sectores netamente residenciales, como ocurre en las llamadas comunas dormitorio, el tratamiento local de las aguas lluvias puede requerir soluciones individuales a nivel de cada vivienda.

Los suelos pueden perder su capacidad de infiltración con el tiempo, dejando a las comunidades con sistemas que no operan adecuadamente.

La proliferación de obras y facilidades locales repartidas en amplios sectores urbanos puede redundar en dificultades para una mantención adecuada.

Cuando estos sistemas locales fallan las comunidades se pueden enfrentar a costos importantes de reposición o reparación.

Un incremento de los niveles de agua subterránea por infiltración excesiva puede provocar también problemas de inundación de sectores bajos similares a los que se tratan de evitar.

Los costos que demandan la construcción de obras alternativas de drenaje urbano, si bien son afrontados por el urbanizador, normalmente serán traspasados a los usuarios de las edificaciones, incrementando el costo de las ellas en comparación con situaciones en que este problema no se aborda.

18. ELECCIÓN DE OBRA A PROYECTAR

- **Red de drenaje por tuberías:** construcciones convencionales donde trasladan el problema del agua de lluvia hacia aguas abajo, generándole inconvenientes al cuerpo receptor, también nos genera un alto costo de obra ya que debemos realizar la red de drenaje de todo el sector estudiado al no contar con obras de desagües por tubería o canales y ningún tipo de obra complementaria a ella, otro de los motivos por lo cual descarto la siguiente alternativas es por la oposición de municipio por querer evitar tener que demoler la cazada para la construcción de la misma.
- **Obra de retención de aguas de lluvia,**
 - Estas obras puede ser construidas en cada vivienda, pero al tener un bajo impacto en relación al caudal generados por espacios públicos, se descarta esa alternativa y serán estudiando casos puntuales como edificaciones de grandes superficies o locales industriales, donde se justifique la construcción de obras de retención de agua de lluvia.

- Otra posibilidad es construir obras de retención en diferentes lugares puntuales de la localidad en donde se considere necesario, pero por tener un costo alto de construcción y mantenimiento ya que se necesitaría de bombeo para desagotarlos y también por disponer de escaso lugar para construirlas se descarta.
- Por lo tanto adoptaremos la opción de construir una obra de retención denominada reservorio a cielo abierto para recibir el agua de todo el sector noreste de la Localidad de Arias, la Municipalidad es propietaria del sector en donde se destina la construcción por lo tanto es una de las ventajas fundamental, ahorrar el valor de expropiación si se proyectaría en otro sector de la misma, también es una obra sencilla y económica en relación a otras.

18.1. Ubicación del reservorio



Figura 55–Ubicación de Reservorio

Se muestra en la figura la ubicación del reservorio en el sector noreste de la Localidad de Arias situado en el lote de 250 metros de longitud orientado de Este a Oeste y 150 metros de longitud de Norte a Sur con una superficie de 37500 metros cuadrado, dependiendo de la profundidad a la de diseño del reservorio obtendremos el volumen almacenar durante la lluvia, delimitado entre las calle islas Malvinas en el sector Norte, calle Buenos Aires en el sector Este, Avenida San Luis en el sector Oeste y Avenida España en el sector Sur, el siguiente reservorio cuenta con dos entradas de agua, una situada en calle Islas Malvinas que proviene de evacuar el sector comprendido entre Avenida España y Avenida San Martín, donde estas dos avenidas encierran aproximadamente 25 hectáreas, y la segunda entrada situada en calle Buenos Aires evacúan el sector comprendido entre Avenida España en el sector Norte, calle Córdoba en el sector Sur y calle Intendente Melquiot en el sector Oeste abarcando un total de

aproximadamente 23 hectáreas, para transportar el agua acumulada en el punto de control hacia el reservorio se proyecta un canal con la sección acorde al caudal máximo que llega hasta él, también cabe destacar que el reservorio tiene una salida donde se una a un canal en dirección Oeste-Este que transportara el excedente de agua hasta el lugar destinado a ser el receptor de agua, en la salida se colocará una sección de desagüe que no supere el máximo caudal que puede transportar desde el reservorio hasta el dispositivo final

19. SALIDA DEL RESERVORIO

19.1. Primera propuesta salida rectangular con compuerta abatible.

Compuerta abatible de eje inferior

- Compuerta abatible que se gira sobre un eje horizontal ubicado en el fondo de la canalización.
- Diseño del tablero con ruedas laterales, para guiar el tablero durante su recorrido.
- Posibilidad de cierre a 3 ó 4 lados.
- Diseño de la compuerta rectangular o cuadrada.
- Múltiples materiales de cierre disponible.
- Diseñada para instalar embebida en hormigón o apoyada en muros mediante anclajes de expansión o químicos.

Aplicaciones generales:

- La compuerta abatible GI está diseñada para instalarla en canales o sobre orificios en muros. El canal u orificio puede ser rectangular o cuadrado y esta compuerta puede tener cierre a 3 ó 4 lados. Es apropiada para trabajar con líquidos limpios o cargados con sólidos.

Principalmente utilizada en:

- Plantas de tratamiento de agua
- Regadíos
- Centrales hidroeléctricas
- Conducciones

Tamaños: - Desde 500 x 500 hasta 3000 x 3000 (mayores dimensiones bajo consulta).
Para conocer las dimensiones generales de una compuerta abatible GI en concreto, consultar con CMO.

(ΔP) de trabajo: - La presión de trabajo máxima, se adapta a las necesidades que tiene el cliente en cada proyecto. Estas compuertas se diseñan para que cumplan con unas condiciones de servicio acordes a la obra donde vayan a ser instaladas.

Obra civil: - Un sistema de montaje es apoyado sobre el hormigón y amarrado mediante anclajes de expansión. En este caso es imprescindible que tanto la solera como los muros estén completamente lisos. Los muros donde se vaya a instalar la compuerta tienen que estar a nivel y la solera completamente horizontal.

- Otro sistema de montaje es embebido en el hormigón. Con esta opción se consigue que no haya ningún resalte en el canal, pero ello requiere que se prevean unos huecos en la obra civil destinados a la instalación de la compuerta

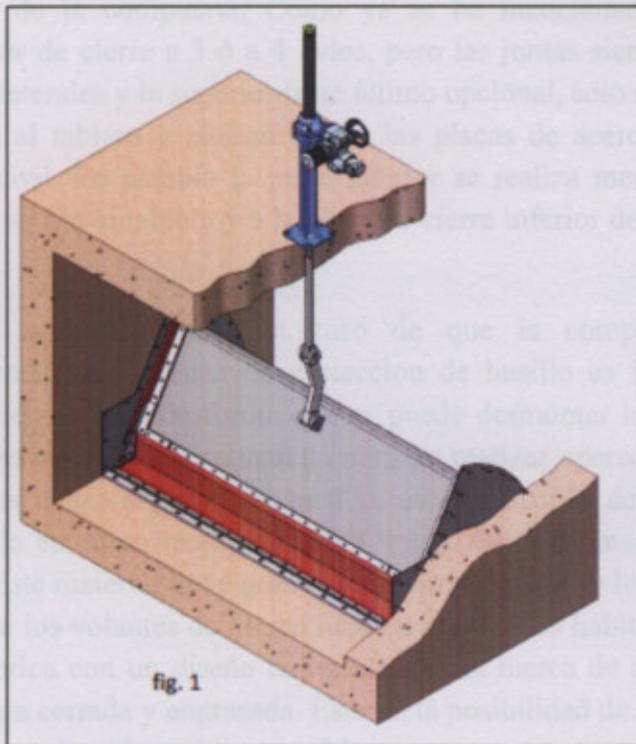


Figura 56-Esquema Compuerta

Ventajas del "Modelo GI" de CMO

Las compuertas abatibles GI están diseñadas para trabajar con líquidos. Sus elementos principales son las placas de guiado lateral, sobre las cuales se realiza el cierre lateral, los soportes de los puntos de giro, sobre los cuales se abate la compuerta y el tablero que lleva el sistema de sellado, que puede ser de 3 ó 4 lados. Lo característico de estas compuertas es que el punto de giro se encuentra en el fondo del canal. Este punto de giro lo forman varios soportes con sus ejes y sus respectivos casquillos auto-lubricados, con lo que se evita tener que lubricar dichos ejes. Para poder maniobrar la compuerta, también disponen de un sistema de accionamiento, el cual puede ser de varios tipos, eléctrico, hidráulico, manual. Las GI-s de CMO pueden tener diferentes diseños, en una de las opciones, los componentes que se fijan a la obra civil se amarran mediante

anclajes de expansión o químicos. En otra de las opciones estos componentes quedan embebidos en el hormigón. Incluso existe la posibilidad de combinar ambos tipos de diseño en la misma compuerta, esto es, algunos elementos de la compuerta embebidos en el hormigón y otros amarrados mediante anclajes de expansión o químicos. Estas compuertas se diseñan según las necesidades de cada proyecto, teniendo en cuenta dimensiones, presiones, tipo de obra civil.

La construcción del tablero de las compuertas abatibles es mecano-soldada y dispone de unas ruedas de guiado a ambos laterales. La finalidad de estas ruedas es la de guiar el tablero en todo su recorrido, manteniendo en todo momento la misma distancia entre el tablero y las placas de guiado lateral. De esta manera se consigue que las juntas de cierre tengan siempre el mismo apriete y así asegurar la estanqueidad sea cual sea el grado de apertura de la compuerta. Como ya se ha mencionado anteriormente la compuerta puede ser de cierre a 3 ó a 4 lados, pero las juntas siempre se sitúan en el tablero. Las juntas laterales y la superior (este último opcional, solo en caso de cierre a 4 lados), se amarran al tablero y cierran contra las placas de acero inoxidable que se hallan en la obra civil. En cambio la junta inferior se realiza mediante un faldón de elastómero, el cual se fija al tablero y a la placa de cierre inferior de la solera de la obra civil.

En cuanto a los accionamientos, en caso de que la compuerta disponga de accionamiento manual, la caperuza de protección de husillo es independiente de la tuerca de fijación del volante, de forma que se puede desmontar la caperuza sin tener que soltar el volante completo. Esta ventaja permite realizar operaciones habituales de mantenimiento tales como engrase del husillo, etc. El husillo de las compuertas de CMO está fabricado en acero inoxidable 18/8 y el volante de maniobra en fundición nodular GJS-500. Este material tiene gran resistencia a los golpes lo que hace que tenga mayor duración que los volantes de hierro fundido empleados habitualmente. El puente de maniobra se fabrica con un diseño compacto con la tuerca de actuación de bronce protegida en una caja cerrada y engrasada. Esto da la posibilidad de mover la compuerta con una llave, incluso sin volante (en otros fabricantes esto no es posible). En el caso de accionamientos neumáticos, las tapas superior e inferior se fabrican en aluminio o fundición nodular GJS-400. Esta característica es esencial en accionamientos neumáticos. Las juntas del cilindro neumático son comerciales y se pueden conseguir en todo el mundo, por lo tanto no es necesario contactar con CMO cada vez que se necesiten repuestos.

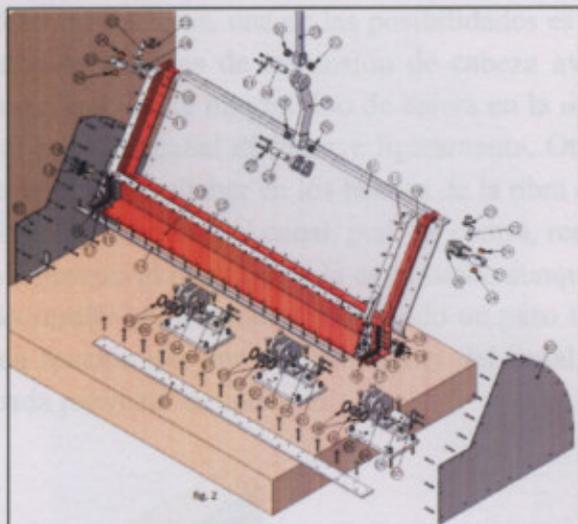


Figura 57–Detalle partes de Compuerta

POS	DESCRIPCION	POS	DESCRIPCION	POS	DESCRIPCION
01	TABLERO	12	JUNTA INFERIOR	23	PLACA ANTIGIRO
02	PLACA GUIA LATERAL	13	BRIDA JUNTA INFERIOR	24	CASQUILLO RUEDA GUIA
03	CHAPA ANCLAJE CIERRE INFERIOR	14	BRIDA JUNTA SOLERA	25	PALANCA ACCIONAMIENTO
04	SOPORTE DE GIRO	15	PIE CIERRE LATERAL	26	BULON TABLERO TIRO
05	PLACA BASE SOPORTE DE GIRO	16	JUNTA ESQUINA INFERIOR	27	PLACA ANTIGIRO
06	BULON GIRO	17	BRIDA JUNTA ESQUINA INFERIOR	28	CASQUILLO PALANCA
07	PLACA ANTIGIRO	18	SOPORTE TACO JUNTA	29	HUSILLO / VASTAGO
08	CASQUILLO GIRO	19	TACO JUNTA	30	BULON PALANCA TIRO
09	ARANDELA TOPE GIRO	20	SOPORTE RUEDA GUIA	31	PLACA ANTIGIRO
10	JUNTA LATERAL	21	RUEDA GUIA	32	CASQUILLO VASTAGO
11	BRIDA JUNTA LATERAL	22	BULON RUEDA GUIA	33	TORNILLERIA

Tabla 1

Figura 58–Partes de Compuerta

Características de diseño

1- CUERPO En este tipo de compuertas el cuerpo se compone de dos guías laterales, los cuales se amarran uno a cada lado del canal de la obra civil (fig. 3). Son unas placas lisas con un pequeño perfil soldado en cada placa (fig. 4) con el objetivo de garantizar el cierre lateral de la parte inferior de la compuerta. Estas placas guías se colocan en su ubicación una vez en obra y es con el tablero con el que se juega para ajustar la compuerta exactamente a la obra civil, ya que las juntas y las ruedas de guía permiten cierto margen de ajuste. Se opera de esta manera para facilitar el proceso de montaje y la compuerta se adapte mejor a la obra civil. Las placas guías laterales abarcan una superficie como mínimo de todo el recorrido que realiza el tablero. El cuerpo puede

estar diseñado de diferentes maneras, una de las posibilidades es apoyado sobre la obra civil y amarrado mediante anclajes de expansión de cabeza avellanada, este tipo de diseño no requiere la realización de ningún tipo de cajera en la obra civil, pero hay que tener en cuenta que el paso del canal disminuye ligeramente. Otra de las posibilidades es la de diseñar un cuerpo para embeber en los huecos de la obra civil. En este último se evita esa ligera disminución del paso del canal, pero en contra, requiere la realización de cajeras en la obra civil previas al montaje de la compuerta, aunque una vez montada, se evita que haya ningún resalte en el canal consiguiendo un paso total y continuo. Como el cuerpo se diseña en función del tipo y dimensiones del canal, se opta por el diseño más apropiado para cada proyecto en concreto

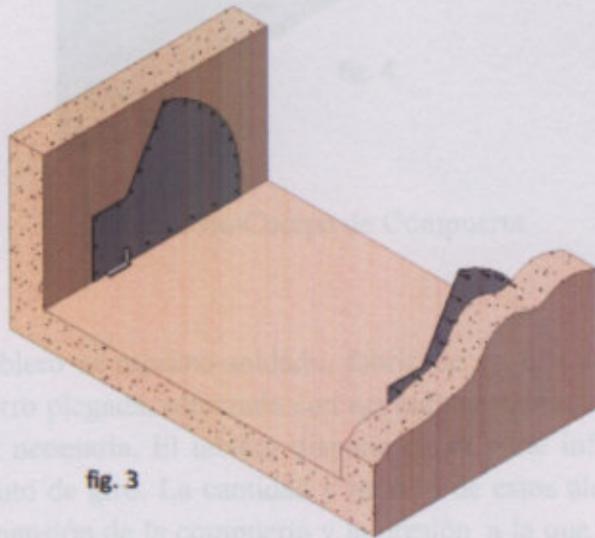


fig. 3

Figura 59–Cuerpo de Compuerta

Los materiales utilizados habitualmente son el acero inoxidable AISI304 o AISI316 y el acero al carbono S275JR. En cualquiera de los casos, las juntas de elastómero siempre asientan sobre una superficie de acero inoxidable, por lo que si se opta por la opción del cuerpo en acero al carbono S275JR, se le sueldan unas llantas de acero inoxidable para que las juntas asienten adecuadamente y se asegure la estanqueidad en todo momento. En función de las condiciones a las que se va someter a la compuerta hay otros materiales especiales para elegir bajo consulta, tales como el AISI316Ti, Duplex, 254SMO, Uranus B6, Aluminio. Como norma habitual los componentes de acero al carbono de las compuertas, van pintadas con una protección anti corrosiva de 80 micras de EPOXI (color RAL 5015), aunque existen a su disposición otros tipos de protecciones anti corrosivas

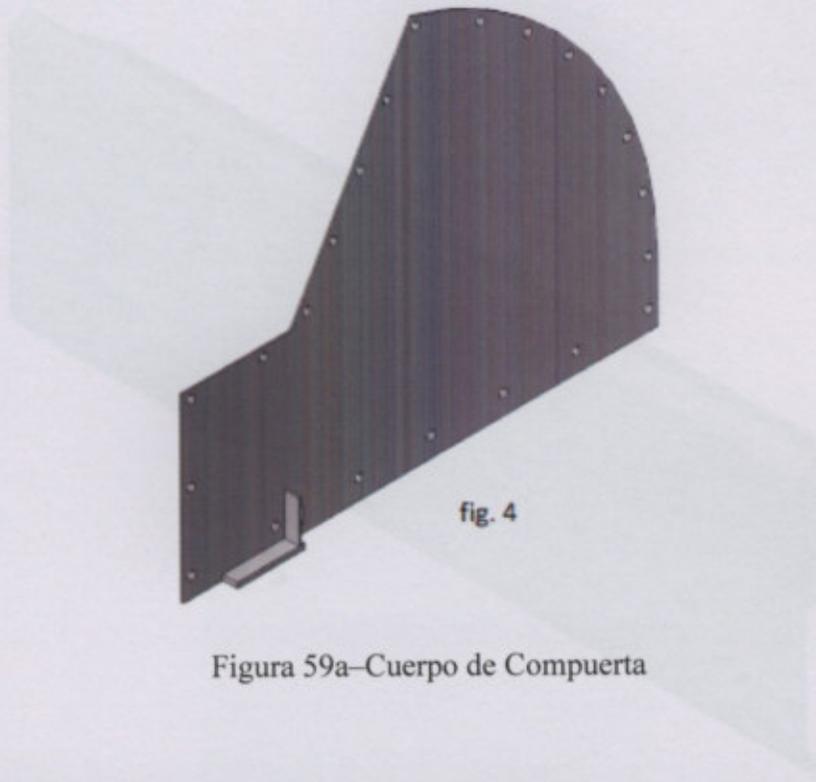


Figura 59a-Cuerpo de Compuerta

2- TABLERO El tablero es mecano-soldado, fabricado en una sola pieza. Construido con una chapa de forro plegada, reforzada con nervaduras horizontales y verticales para conseguir la rigidez necesaria. El tablero dispone en su parte inferior de alojamientos para los ejes del punto de giro. La cantidad y tamaño de estos alojamientos se definen en función de la dimensión de la compuerta y la presión a la que va a trabajar. En las caras laterales se ubican las ruedas guía destinadas al guiado lateral. El tablero de las GI-s dispone de unas ruedas guía a ambos laterales, la finalidad de estas ruedas es la de guiar el tablero en todo su recorrido, manteniendo en todo momento la misma distancia entre el tablero y las placas de guiado lateral. De esta manera se consigue que las juntas de cierre tengan siempre el mismo apriete y así asegurar la estanqueidad sea cual sea el grado de apertura de la compuerta. Tanto los casquillos de las ruedas guía como los del punto de giro son auto-lubricados, con el objetivo de evitar el tener que lubricar dichos ejes. En ambos laterales del tablero se amarran mediante bridas de acero inoxidable las juntas de cierre laterales, en cambio en la parte inferior se amarra el extremo de un faldón de elastómero y el otro extremo se amarra a la placa de cierre inferior de la solera de la obra civil. En caso de que la compuerta sea con cierre a 4 lados, el tablero alojará en su parte superior otra junta de cierre atornillada mediante una brida. Al tablero se le realizan unos taladros en los nervios verticales, los cuales están diseñados para el izaje del tablero y así facilitar las labores de montaje de la compuerta. El material de fabricación del tablero habitualmente suele ser el mismo que se haya utilizado para construir el cuerpo, no obstante, bajo consulta pueden ser suministrados con otros materiales o combinaciones.

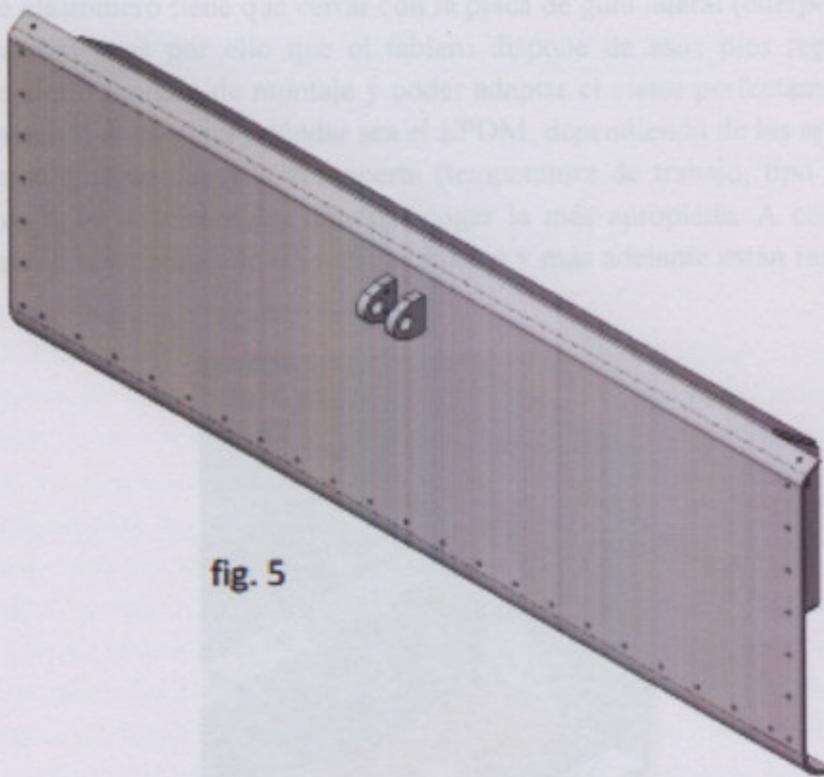


fig. 5

Figura 60–Cuerpo de Compuerta

Figura 61a–Arizata de Compuerta

3- ASIENTO El cierre inferior (fig. 6) de este tipo de compuertas se realiza mediante un faldón de elastómero el cual se amarra por un extremo al tablero y por el otro a la placa de cierre inferior de la solera de la obra civil. En cambio los cierres laterales (fig. 7) se realizan mediante unas juntas que se amarran en los laterales del tablero y asientan sobre las placas de guía lateral que se ubican a cada lado del canal. En caso de que se requiera una compuerta con cierre a 4 lados, el cuarto cierre se realiza en la parte superior del tablero, mediante un perfil de junta, el cual asienta sobre una placa de acero inoxidable que se ubica en la parte superior del orificio de la obra civil. Todas las juntas, tanto los diferentes perfiles como el faldón, se amarran al tablero mediante unas bridas de acero inoxidable, para tal fin se utiliza tornillería de acero inoxidable, el cual posibilita reutilizarla varias veces. Como hemos mencionado a lo largo de este documento, este tipo de compuertas puede ser con cierre a 3 ó 4 lados. La peculiaridad del cierre a 3 lados es que cuando el fluido alcance la altura máxima del tablero, este empezará a rebosar por encima del tablero, por lo que la máxima carga de trabajo será igual a la altura del tablero. Estos cierres se realizan en la parte inferior y en los laterales. En cambio si se opta por una compuerta con cierre a 4 lados, tendrá un cierre más en la parte superior, con lo que cuando la compuerta se encuentre totalmente cerrada, el fluido no podrá rebosar por encima del tablero, con lo que se podrá trabajar con mayores cargas de agua que la altura del tablero. En la parte inferior del tablero en ambos laterales, llevan unos pies de cierre regulables (fig. 6). Debido a que en esa zona

el faldón de elastómero tiene que cerrar con la placa de guía lateral (cuerpo), se necesita mucha precisión y es por ello que el tablero dispone de esos pies regulables, para disponer de cierto margen de montaje y poder adaptar el cierre perfectamente. A pesar de que el material de la junta estándar sea el EPDM, dependiendo de las aplicaciones de trabajo que se quieran dar a la compuerta (temperatura de trabajo, tipo de fluido,...), existen otros tipos de materiales donde escoger la más apropiada. A continuación se describen las características de las más habituales y más adelante están resumidas en la tabla 2:

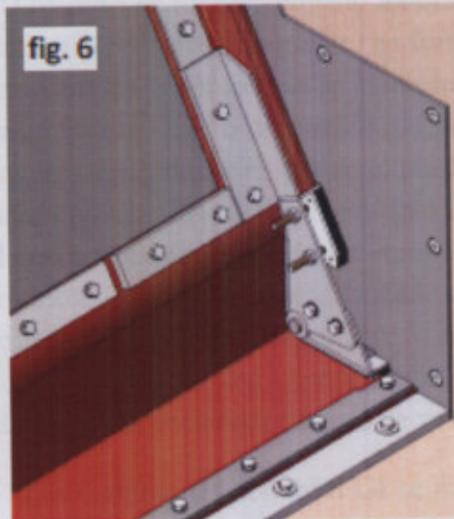


Figura 61a–Asiento de Compuerta

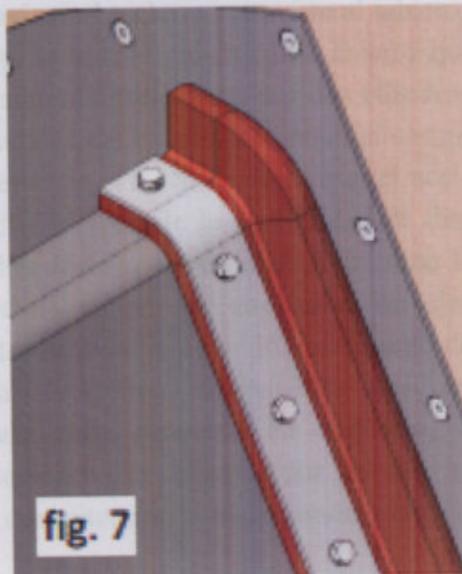


Figura 61a–Asiento de Compuerta

ASIENTO/JUNTAS		
Material	Tº. Máx. (°C)	Aplicaciones
EPDM (E)	90 *	Agua, ácidos y aceites no mineral
Nitrilo (N)	90 *	Hidrocarburos, aceites y grasas
Vitón (V)	200	Hidrocarburos y disolventes
Silicona (S)	200	Productos alimentarios
PTFE (T)	250	Resistente a la corrosión
Caucho Natural	90	Productos abrasivos

Tabla 2

4- EJE ACCIONAMIENTO Como se ha mencionado anteriormente, estas compuertas pueden disponer de diferentes tipos de accionamiento, en función de cada tipo, el eje de accionamiento puede variar. Cuando la compuerta se maniobra aplicándole un tiro sobre el tablero, el eje podrá ser un vástago liso o un husillo roscado amarrado al tablero. En cambio si la maniobra se realiza aplicándole un par en el punto de giro del tablero, el eje será un vástago liso con unas chavetas las cuales transmitirán el par de giro al tablero. En cualquiera de los casos, el eje de accionamiento de las compuertas abatibles GI de CMO siempre se fabrica en acero inoxidable. Esta característica le proporciona una resistencia alta y unas propiedades excelentes frente a la corrosión. Si la compuerta dispone de un accionamiento con husillo, se suministra una caperuza con la finalidad de proteger al husillo del contacto con el polvo y la suciedad, además de mantenerlo lubricado.

5- ACCIONAMIENTOS Las compuertas abatibles GI se pueden diseñar con sistemas de accionamiento de diversos tipos. La elección del tipo de accionamiento, entre otros aspectos, está supeditada a la obra civil donde se pretenda instalar la compuerta. Por ejemplo si la compuerta se va a montar en un canal que tiene un techo, el accionamiento podría colocarse por la parte superior del techo y accionar la compuerta mediante un husillo o vástago que atraviese el techo y se amarre al tablero por su parte central (fig. 8 y fig. 9). Si la compuerta se instala en un canal abierto que no dispone de techo, se podría instalar un accionamiento compuesto por dos cilindros hidráulicos, los cuales se amarran a las paredes laterales del canal y accionan la compuerta ejerciendo un tiro en ambos extremos del tablero (fig. 11). Si se desea que el accionamiento no interfiera en absoluto en el paso del fluido y existe la posibilidad de disponer de una cámara seca paralela al canal, se podría instalar un cilindro hidráulico lineal, el cual mediante un sistema de palanca ejercería un par de giro sobre un eje de accionamiento y este mediante unas chavetas transmitiría ese par sobre el punto de giro del tablero (fig. 10). Estos son unos ejemplos específicos de posibles accionamientos, pero como estas válvulas se diseñan para cada proyecto en concreto, se pueden diseñar según necesidades o especificaciones del cliente, por lo que si se desea algún tipo de accionamiento concreto, consultar con el departamento técnico- comercial de CMO.

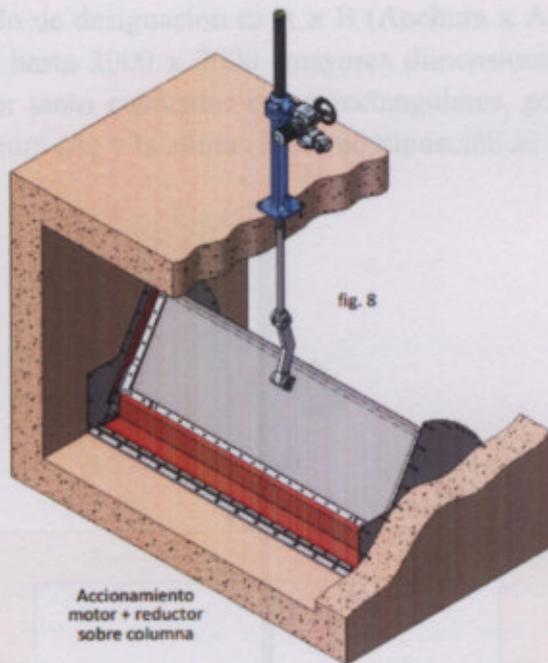


Figura 62–Accionamiento de Compuerta

También se han desarrollado alargamientos de vástago o husillo, permitiendo la actuación desde posiciones alejadas de la ubicación de la compuerta para ajustarse a todas las necesidades.

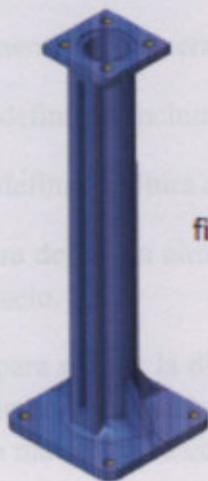


Figura 63–Alargue del accionamiento de Compuerta

Dimensiones generales

Para definir una compuerta abatible GI, es necesario saber la anchura y altura del canal donde se vaya instalar la compuerta y la carga de fluido que tendrá que soportar. También es necesario definir la altura del suelo (Hs) en caso de que el canal no sea abierto. Para referirse a las variables de anchura y altura de la compuerta, utilizamos las

cotas A y B, y el modo de designación es A x B (Anchura x Altura). Las dimensiones van desde 500 x 500 hasta 3000 x 3000 (mayores dimensiones bajo consulta). Estas compuertas pueden ser tanto cuadradas como rectangulares, por lo que no tienen por qué ser iguales la anchura (A) y la altura (B). A continuación se describe cada cota de la fig. 14:

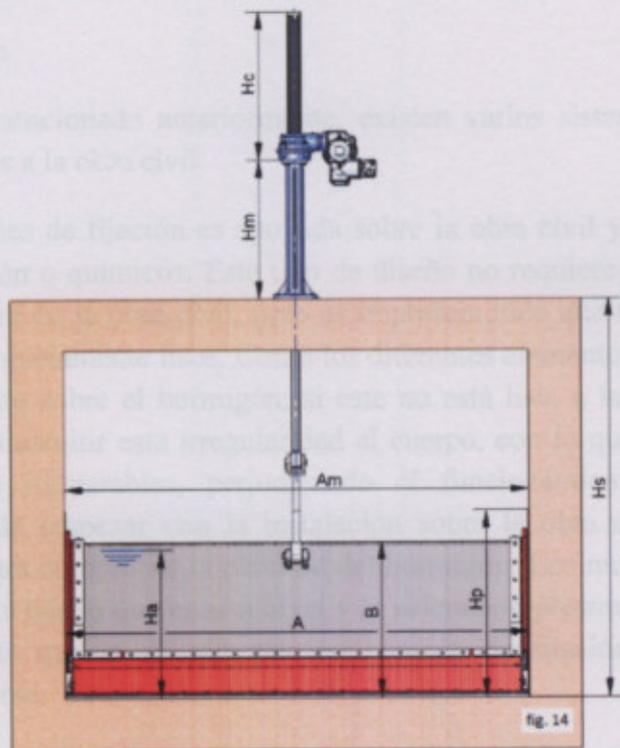


Figura 64–Dimensiones generales de Compuerta

- Cota A: Es la que se utiliza para definir la anchura del canal.
- Cota B: Es la que se utiliza para definir la altura del tablero deseado.
- Cota Hs: Es la que se utiliza para definir la altura del canal o en caso de tener techo, desde la solera del canal hasta el suelo.
- Cota Hm: Es la que se utiliza para definir la distancia desde el suelo hasta donde se ubica el accionamiento. Habitualmente esta cota (Hm) suele ser de 800 mm con el objetivo de que una persona pueda maniobrar la compuerta cómodamente.
- Cota Hp: Es la que se utiliza para definir la distancia desde la solera del canal hasta la parte superior del cuerpo.
- Cota Hc: Es la que se utiliza para definir la altura total del accionamiento. Esta cota varía en función del tipo de accionamiento que disponga la compuerta.
- Cota Am: Es la que se utiliza para definir la anchura máxima que abarca el cuerpo de la compuerta.

- Cota Ha: Es la que se utiliza para definir la carga de fluido. Esta define el nivel de fluido máximo midiendo desde la solera del canal.

Es posible que debido a la variedad de diseños de estas compuertas y sus múltiples tipos de accionamiento, no se puedan dar algunas de estas cotas y se requieran otras, pero se ha intentado representar las cotas más significativas y las más habituales.

Opciones de fijación

Tal como hemos mencionado anteriormente, existen varios sistemas para fijar estas compuertas abatibles a la obra civil.

- Una de las opciones de fijación es apoyada sobre la obra civil y amarrada mediante anclajes de expansión o químicos. Este tipo de diseño no requiere de la realización de ningún tipo de cajera en la obra civil, pero es imprescindible que tanto la solera como los muros estén completamente lisos. Como los diferentes elementos de la compuerta se amarran directamente sobre el hormigón, si este no está liso, a la hora de apretar los anclajes, se podría transmitir esta irregularidad al cuerpo, con lo que podría deformarse produciendo daños irreparables, perjudicando el funcionamiento adecuado de la compuerta. Antes de empezar con la instalación sobre la obra civil, se recomienda utilizar una regla para comprobar la plenitud del hormigón. Los muros donde se vaya a instalar la compuerta tienen que estar a nivel y la solera completamente horizontal. Hay que tener en cuenta que si se opta por esta opción de fijación el paso del canal disminuye ligeramente.

- Otra de las opciones de fijación es embebida en los huecos de la obra civil. Este diseño requiere de la realización de cajeras en la obra civil previas al montaje de la compuerta. Estos huecos han de ser de determinadas dimensiones, por eso es de suma importancia respetar las dimensiones que se detallan en el plano de conjunto de la compuerta. Los diferentes elementos de la compuerta se introducen en dichas cajeras y se solidarizan soldando las esperas de la obra civil a las zarpas de la compuerta. Para finalizar, los huecos se rellenan con segundo hormigonado, por lo que se evita que haya ningún resalte en el canal y cuando el tablero esté en posición abierta se consigue un paso total y continuo.

- Otra de las opciones sería la combinación de las dos opciones mencionadas anteriormente, esto es, algunas de las piezas embebidas en el hormigón y otras apoyadas sobre la obra civil y amarradas mediante anclajes de expansión o químicos. Como se ha mencionado en todo momento, este tipo de compuertas se diseñan acordes a cada proyecto en concreto.

Figura 65 – Esquema salida del reservorio

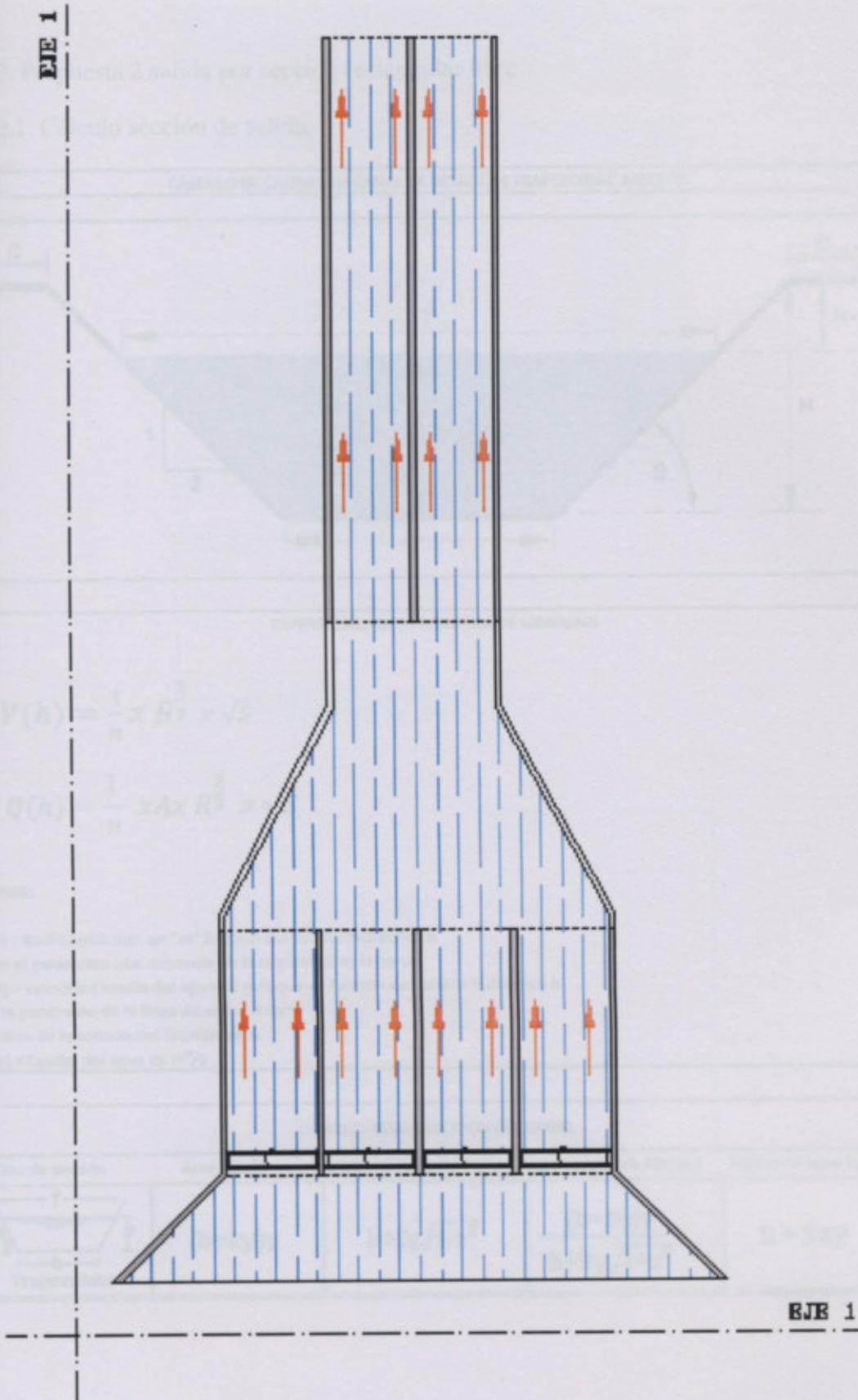
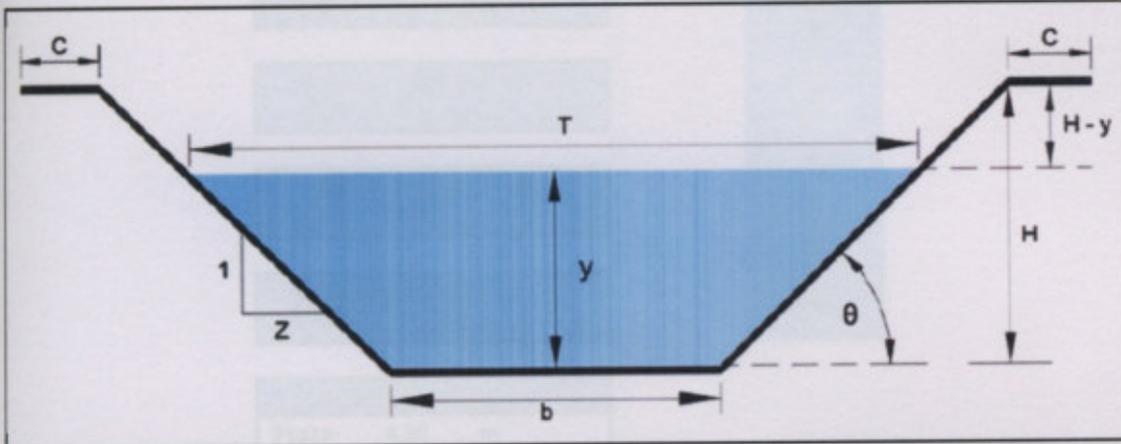


Figura 65–Esquema salida del reservorio

19.2. Propuesta 2 salida por sección rectangular libre

19.2.1. Cálculo sección de salida.

CÁLCULO DE CAUDAL EN CANAL DE DESAGÜES TRAPEZOIDAL ABIERTO



EXPRESIONES DE LA FÓRMULA DE MANNING

$$V(h) = \frac{1}{n} x R^{\frac{2}{3}} x \sqrt{S}$$

$$Q(h) = \frac{1}{n} x Ax R^{\frac{2}{3}} x \sqrt{S}$$

DONDE:

- R(h) = Radio hidráulico en "m" función del tirante hidráulico h
- n es el parámetro que depende de la rugosidad de la pared
- V(h) = velocidad media del agua en m/s que es función del tirante hidráulico h
- S = la pendiente de la línea de agua en m/m
- A = área de la sección del flujo de agua
- Q(h) = Caudal del agua en m³/s

CÁLCULO SEGÚN SECCIÓN DEL CANAL

Tipo de sección	Área A(m²)	Peímetro mojado P (m)	Radio hidráulico R(h)(m)	Espejo de agua T(m)
<p>Trapezoidal</p>	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$

Sección Propuesta			
T	b	y	z
1,60	1,60	0,40	0

Cálculo según fórmulas de Manning

Área A(m²)
A= 0,64 m²

Perímetro mojado P (m)
P= 2,40 m

Radio hidráulico R(h)(m)
R= 0,27 m

Espejo de agua T(m)
T= 1,60 m

Cálculo según fórmulas de Manning

Cálculo de la Pendiente "S"
Pto1= 4,30 m
Pto 2= 4,25 m
Dist= 45 m
 $S = (P1 - P2) / L$
S= 0,001111

$R^{2/3} = 0,42 \text{ m}$

Cálculo del caudal Q m³/s

$$Q(h) = \frac{1}{n} \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{S}$$

Q= 0,74 m³/s

Cálculo de la velocidad V m/s

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

V= 0,77 m/s

Figura 66- Esquema sección del reservorio

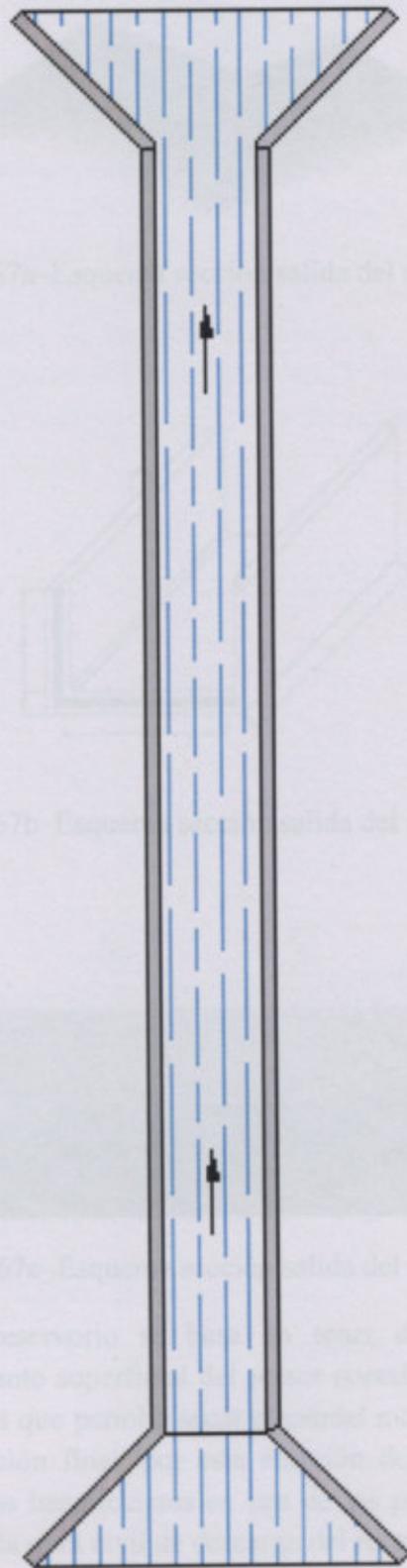


Figura 66–Esquema salida del reservorio



Figura 67a–Esquema sección salida del reservorio

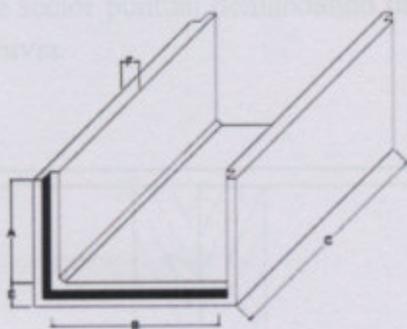


Figura 67b–Esquema sección salida del reservorio



Figura 67c–Esquema sección salida del reservorio

El funcionamiento del reservorio se basa en tener dos entradas con el caudal proveniente del escurrimiento superficial del sector noreste de la Localidad de Arias y una salida con una sección que permite sacar el caudal máximo que transporta el canal llegando hasta la disposición final, por esta elección de diseño es más adecuada la segunda opción ya que nos beneficiamos en una de los principales factores en reducir costos de construcción de la obra civil de descarga del reservorio.

20. DISEÑO DE ENTRADA AL RESERVORIO

Terminado el análisis del escurrimiento superficial del sector noreste de la localidad de Arias, obtenemos como resultado dos caminos diferentes de escurrimiento llegando por dos lugares diferentes hasta el punto de control que en este caso es el reservorio, por esa razón se diseñó dos entradas en el reservorio con las secciones correspondiente para que entre el caudal que se conduce de cada sub sector del sector completo analizado, a cada entrada se diseñó un dissipador de energía para disminuir el impacto que provocaría la entrada del caudal sin la construcción de él y traería el inconveniente de la ruptura parcial del reservorio en ese sector puntual demandando un mantenimiento constante y periódico después de cada lluvia.

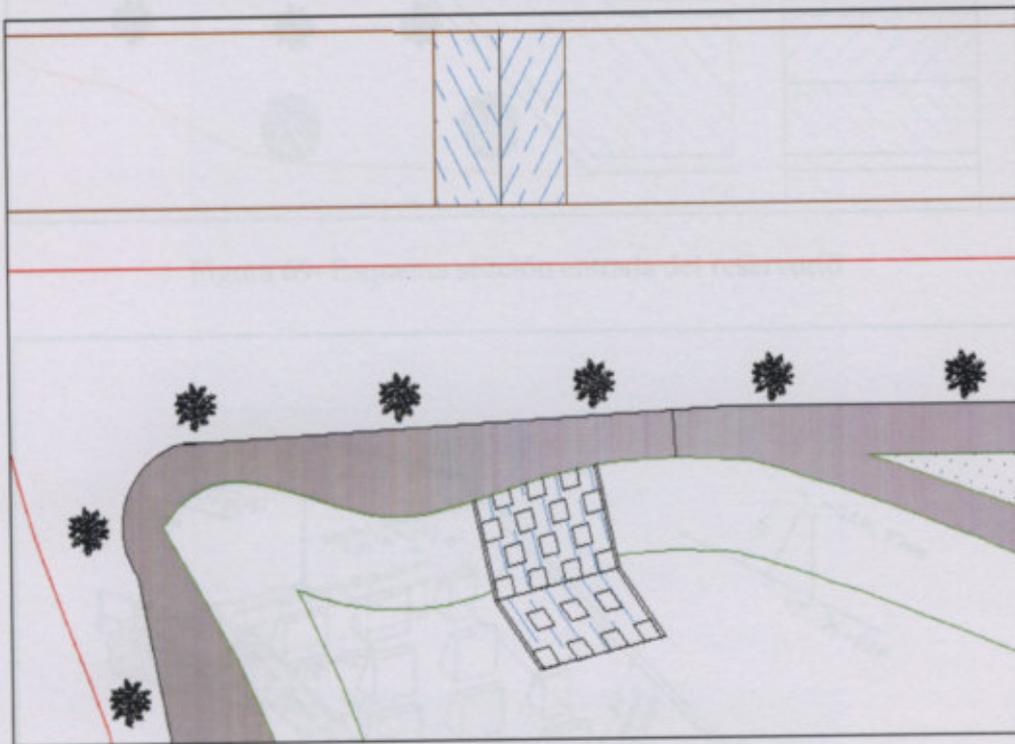


Figura 68–Esquema sección entrada del reservorio

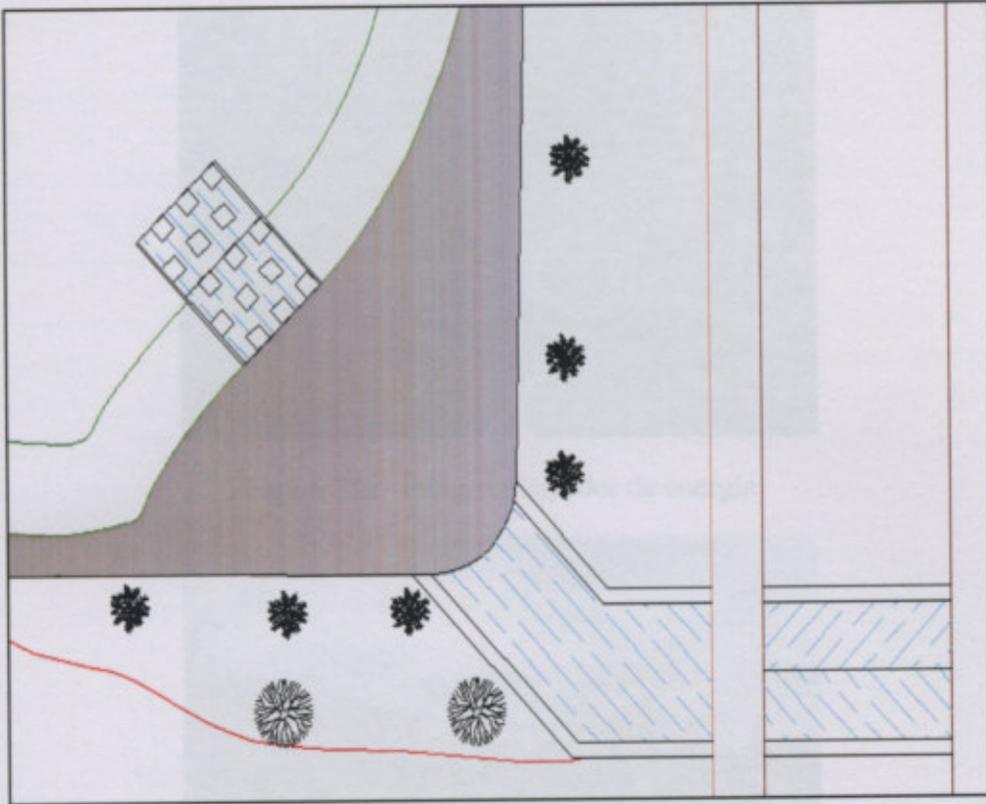


Figura 69 – Esquema sección entrada del reservorio

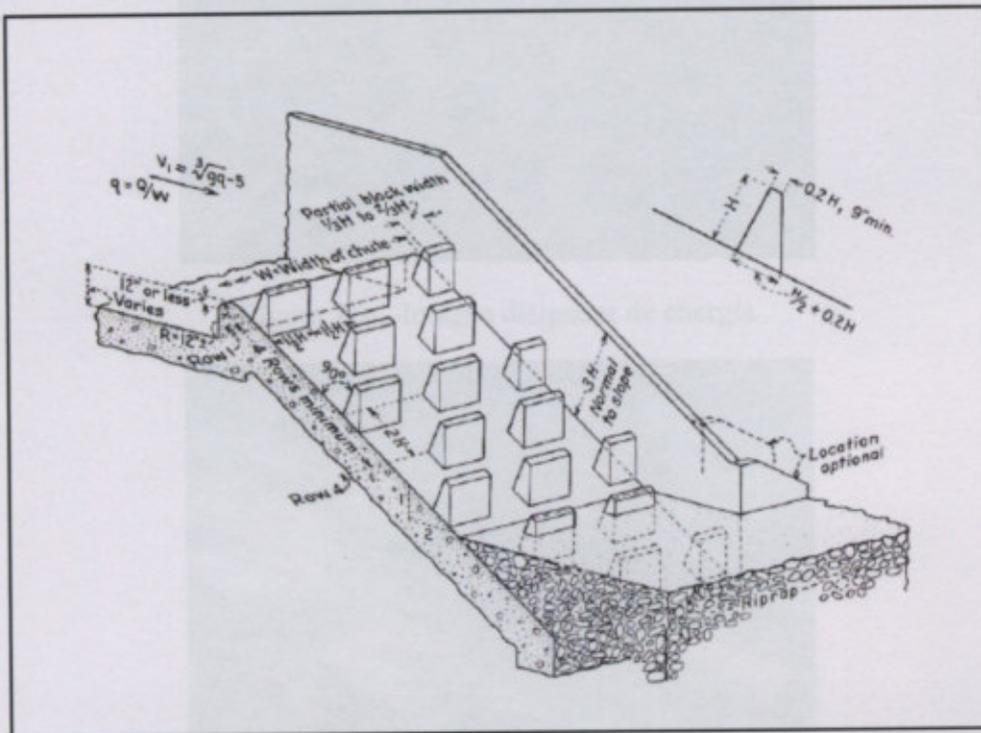


Figura 70 – Detalle dissipador de energía



Figura 71a –Imagen dissipador de energía



Figura 71b –Imagen dissipador de energía



Figura 71c –Imagen dissipador de energía

21. DISEÑO Y CÁLCULO CAPACIDAD DEL RESERVORIO

El reservorio se diseñó tratando de ocupar la máxima superficie posible y profundidad posible con el fin de obtener la máxima capacidad de almacenamiento de volumen líquido, el siguiente cuenta con dos entradas que provee del escurrimiento total del sector noreste de la localidad y cuenta con una salida que limita el caudal de salida para que no sobrepase la capacidad del canal analizado y estudiado anteriormente.

Este reservorio se le destino una segunda funcionalidad y finalidad que es la de incorporarlo a un parque recreativo con la finalidad de valorizar la zona destinada al proyecto y que este se acepte por la totalidad de la población ya que con esta funcionalidad no solo se beneficia los habitantes de sector analizado sino toda la población ya que todos pueden disfrutar del mismo.

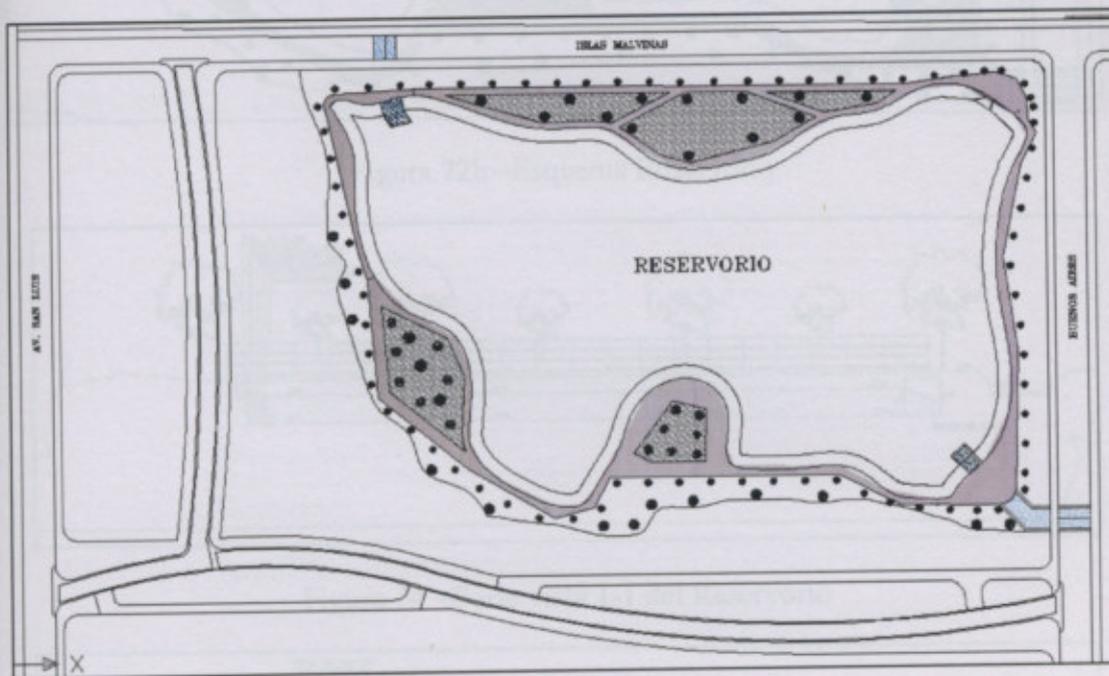


Figura 72a –Esquema Reservorio

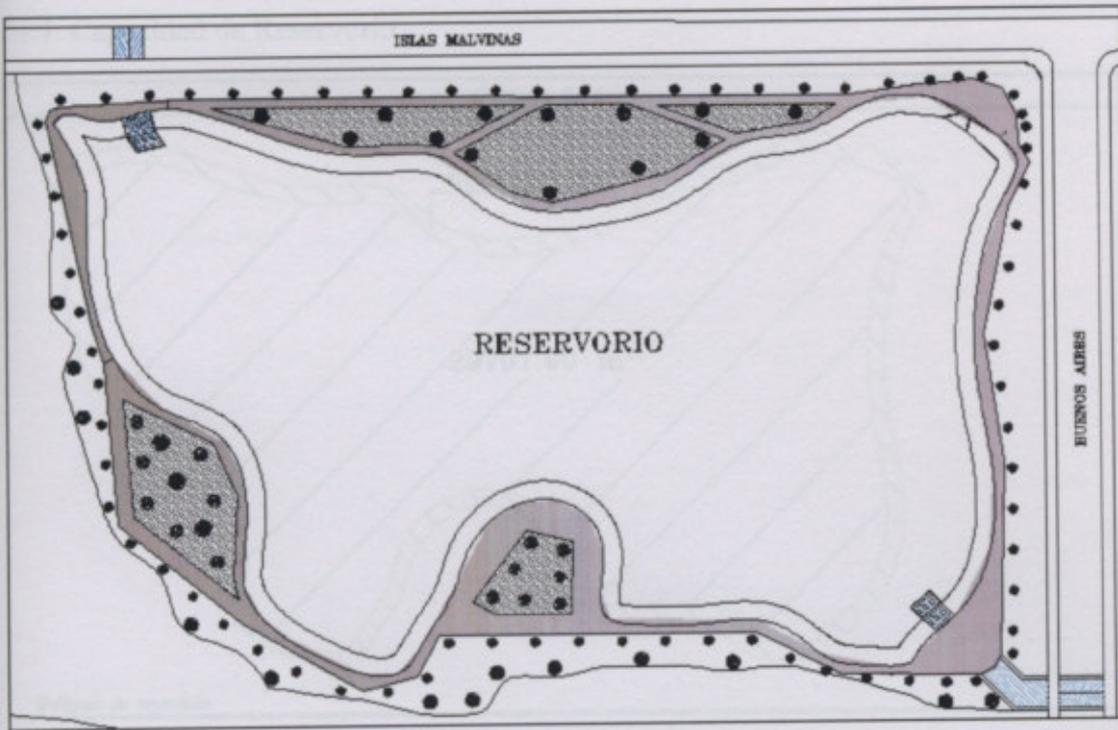


Figura 72b –Esquema Reservorio

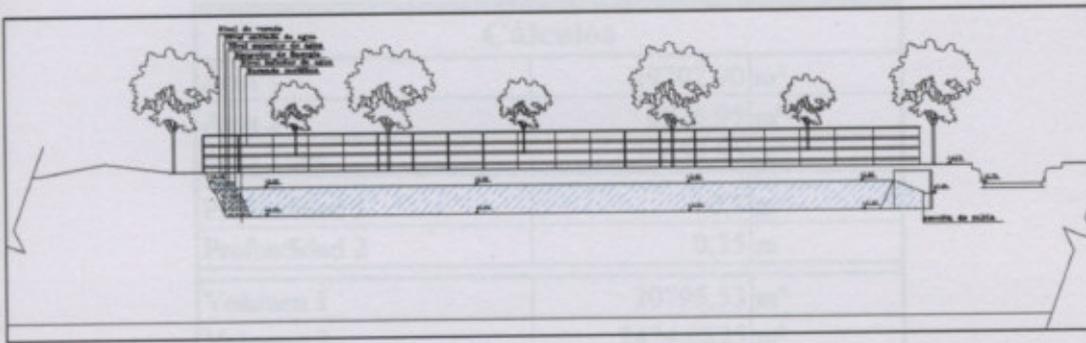


Figura 74 –Corte vista 1-1 del Reservorio

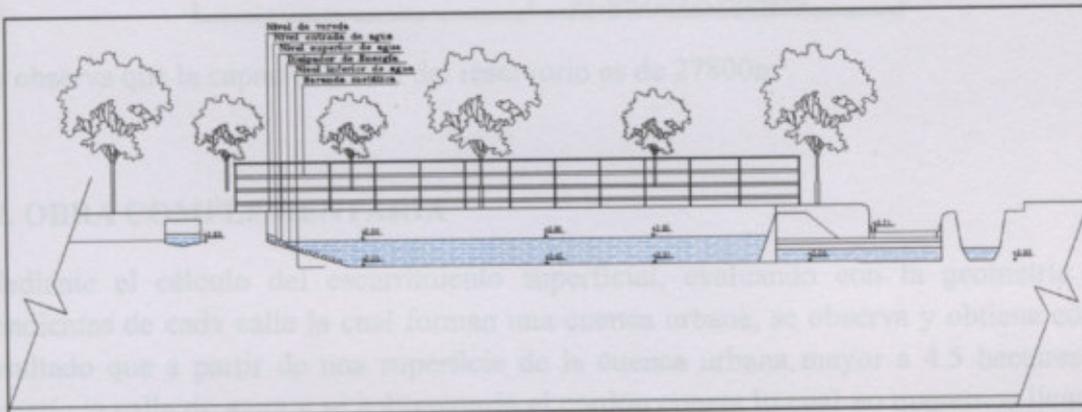


Figura 75 –Corte vista 2-2 del Reservorio

21.1. Capacidad de Reservorio

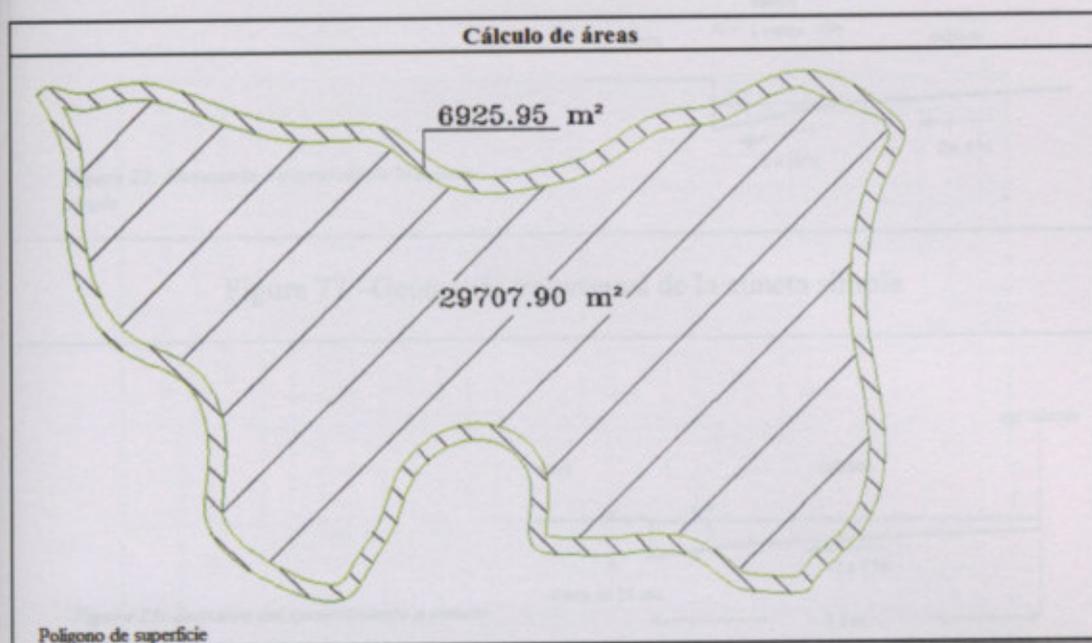


Figura 76 –Polígono superficie Reservorio

Cálculos		
Área 1	29707,90	m ²
Área 2	6925,95	m ²
Área Total	36633,85	m ²
Profundidad 1	0,7	m
Profundidad 2	0,35	m
Volumen 1	20795,53	m ³
Volumen 2	2424,0825	m ³
Volumen total	27863,54	m ³
	27.863.535,00	litros

Se observa que la capacidad total del reservorio es de 27800m³.

22. OBRA COMPLEMENTARIA

Mediante el cálculo del escurrimiento superficial, evaluando con la geometría y pendientes de cada calle la cual forman una cuenca urbana, se observa y obtiene como resultado que a partir de una superficie de la cuenca urbana mayor a 4.5 hectárea se llenaría la calle de agua y se sobrepasaría el cordón cuneta lo cual no queremos llegar a esa situación, por lo tanto se proyecta la traza de desagües complementarios al cordón cuneta, estos desagües tienen que ser de sección rectangular mucho mayor su ancho que su altura ya que por las limitaciones de los niveles ya fijados no se podría conducir ese fluido por conductos circulares como caños de hormigón pre moldeado.

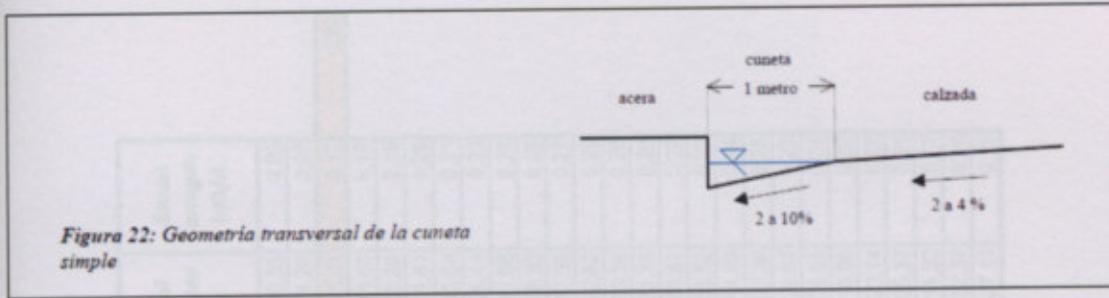


Figura 77 – Geometría transversal de la cuneta simple

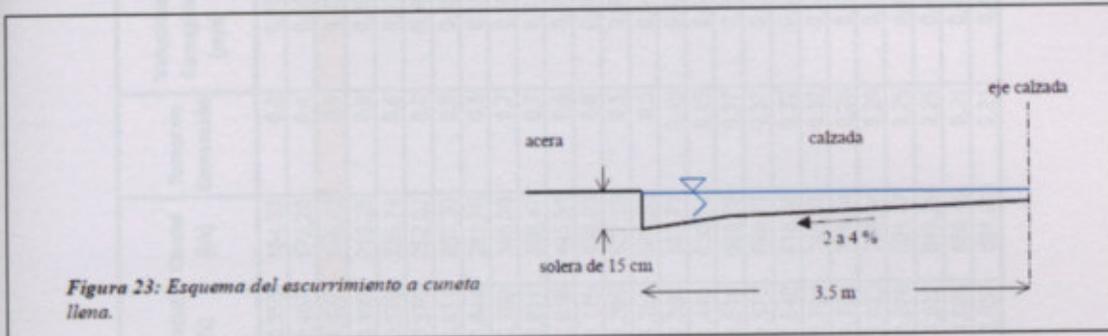


Figura 78 – Geometría transversal de la cuneta llena

Pendiente Longitudinal de la calle	Longitud Maxima de Inundacion transversal (m)	Pendiente Transversal Cuneta Simple (%)	Altura de Agua (m)	Altura de la solera (m)	Area1 (m2)	Area2 (m2)	Area total (m2)	Perimetro (ml)	Velocidad (m/s)	Caudal (l/s)	Factor de Corrección	Velocidad Corregida (m/s)	Caudal Corregido (l/s)	Caudal Corregido (m3/s)
0.003	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.353	154.33	0.3	0.106	46.30	0.05
0.004	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.407	178.20	0.4	0.163	71.28	0.07
0.0044	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.427	186.90	0.9	0.384	168.21	0.17
0.006	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.499	218.25	0.8	0.399	174.60	0.17
0.007	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.539	235.74	0.8	0.431	188.59	0.19
0.008	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.576	252.02	0.8	0.461	201.61	0.20
0.009	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.611	267.30	0.8	0.489	213.84	0.21
0.010	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.644	281.76	0.8	0.515	225.41	0.23
0.015	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.789	345.09	0.7	0.552	241.56	0.24
0.020	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	0.911	398.47	0.7	0.638	278.93	0.28
0.025	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.018	445.51	0.6	0.611	267.30	0.27
0.030	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.115	488.03	0.6	0.669	292.82	0.29
0.035	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.205	527.13	0.5	0.602	263.56	0.26
0.040	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.288	563.52	0.5	0.644	281.76	0.28
0.045	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.366	597.71	0.45	0.615	268.97	0.27
0.050	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.440	630.04	0.45	0.648	283.52	0.28
0.055	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.510	660.79	0.37	0.559	244.49	0.24
0.060	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.578	690.17	0.37	0.584	255.36	0.26
0.065	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.642	718.36	0.32	0.525	229.87	0.23
0.070	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.704	745.47	0.32	0.545	236.55	0.24
0.075	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.764	771.64	0.28	0.494	216.06	0.22
0.080	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.822	796.94	0.28	0.510	223.14	0.22
0.085	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.878	821.47	0.25	0.469	205.37	0.21
0.090	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.932	845.29	0.25	0.483	211.32	0.21
0.095	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	1.985	868.45	0.21	0.417	182.37	0.18
0.100	5.00	2.50%	0.13	0.15	0.31	0.13	0.44	5.152	2.037	891.01	0.21	0.428	187.11	0.19

DATOS SEGUN CUENCA URBANA			
T viaje en cuneta	54,550 minutos		
Longitud de la cuneta	500,00 metros		
Velocidad de la cuneta	0,153 m/s		
Tconcentracion	18,889 minutos		
Intensidad de lluvia	113,41 mm/hora		
Area de Aporte (m2)	75000		
CAUDAL DE APORTE CUENCA 100 % URBANIZADA			
Coefficiente de Escorrentia	0,25	0,25	0,25
Area de Aporte (m2)	45000 m2	0,045 km2	4,5 has
Intensidad de la lluvia (m/hora)	0,113 m/hora	113,410525 mm/hora	113,4105254 mm/hora
Caudal de aporte (m3/hora)	1275,87 m3/hora	1275,868 m3/hora	1275,868 m3/hora
Caudal de aporte (m3/segundo)	0,354 m3/seg	0,354408 m3/seg	0,354407892 m3/segundo
Volumen en Tc horas	401,66 m3		
	C . i . A	C . i . A / 3.6	C . i . A / 360

En el cuadro anterior podemos observar que en base a nuestras dimensiones y pendiente de calle el cordón cuneta lleno puede transportar el escurrimiento de aproximadamente 4.5 hectárea, en el caso de tener cuencas urbanas formadas de más de esa superficie sabemos que nos encontramos en problema ya que el agua superará la altura del cordón provocando mayores inconveniente a la población generando daños extras de mayor envergadura que si el escurrimiento no supera el cordón cuneta, por tal motivo deajo prevista la traza de la construcción de una red de drenaje mediante canales rectangulares bajo pavimento o veredas dependiendo de los niveles existente.

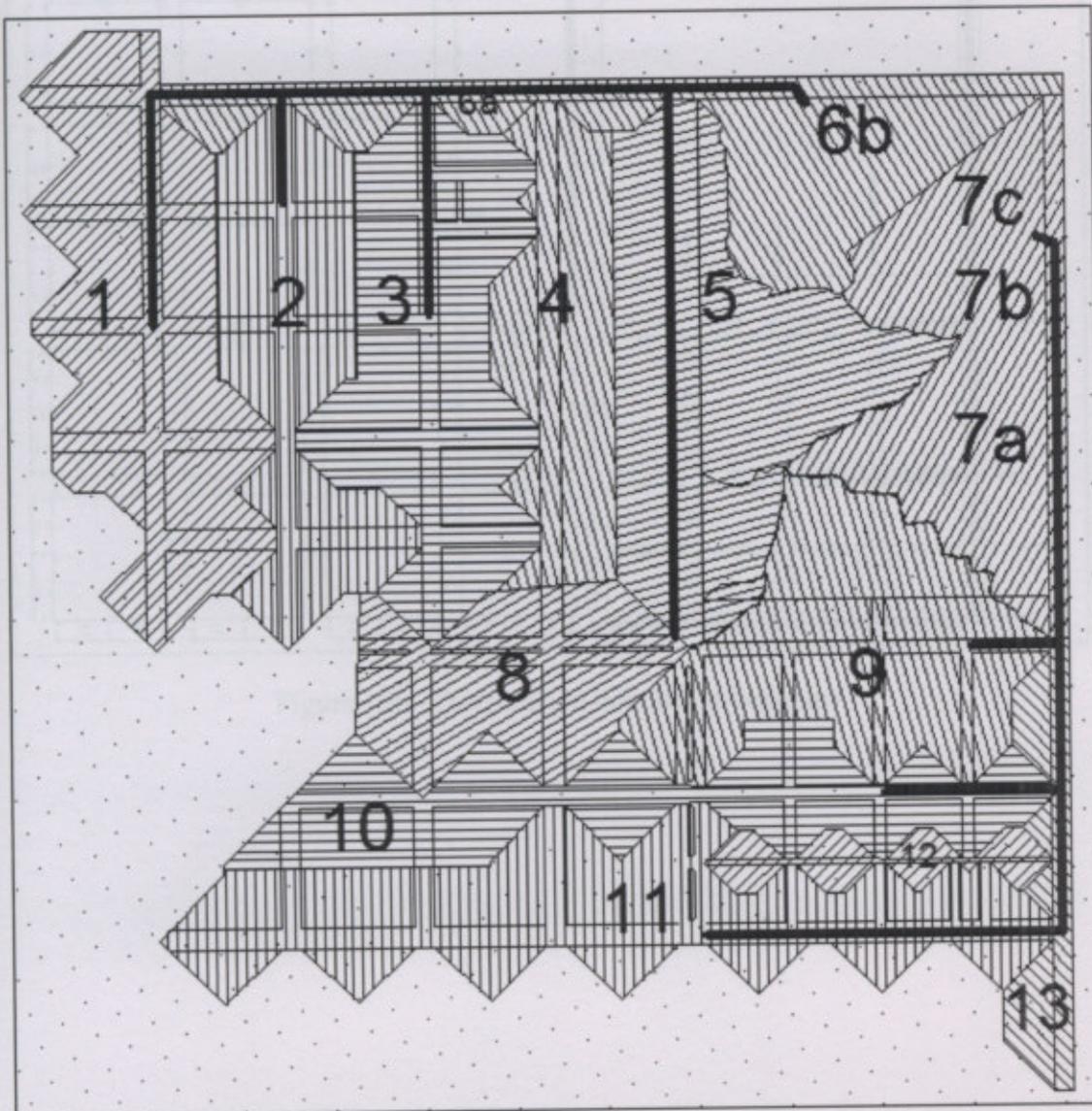


Figura 79a –Distribución conductos desagües

3. COMPUTO Y PRESUPUESTO

3.1. Planilla de obra

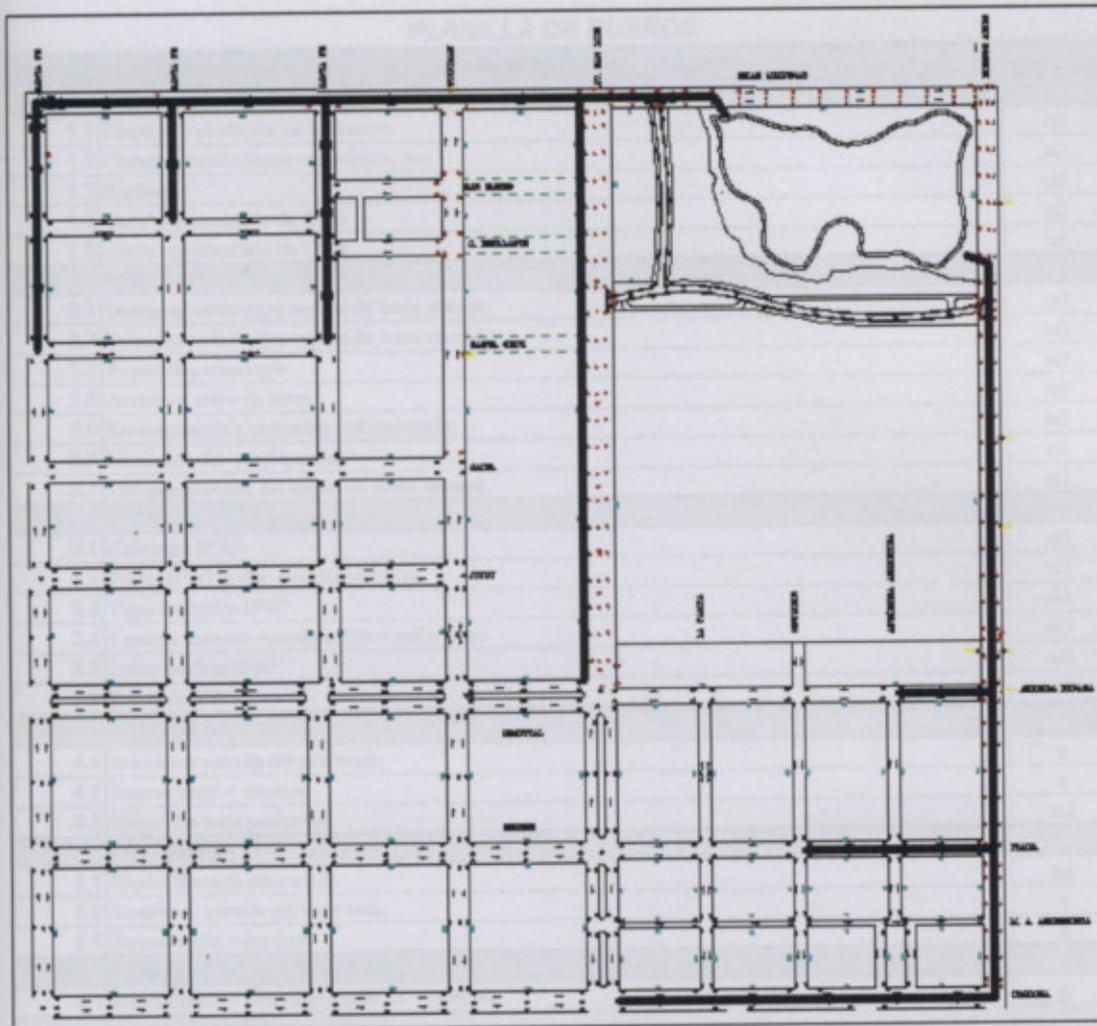


Figura 19b –Distribución conductos desagües

23. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

23.1. Planilla de rubro

PLANILLA DE RUBROS		
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
1	TRABAJOS PRELIMINARES	
1.1	Limpieza y nivelación inicial terreno	m ²
1.2	Obrador, instalaciones, conexiones, etc.	m ²
1.3	Replanteo	m ²
1.4	Cartel reglamentario de Obra	m ²
1.5	Cerco reglamentario de Obra	ml
2	MOVIMIENTO DE TIERRA	
2.1	Desmonte-retiro capa vegetal de tierra manual	m ³
2.2	Desmonte-retiro capa vegetal de tierra mecánico	m ³
2.3	Excavación reservorio	m ³
2.4	Acarreo y retiro de tierra	m ³
2.5	Excavación obra civil salida del reservorio	m ³
2.6	Nivelación del canal manual	ml
2.7	Terraplenamiento, sin aporte de suelo, manual	m ³
3	ESTRUCTURAS H° A°	
3.1	Cabezales H°A°	m ³
3.2	Pilotes H°A° in situ; d=0,50'p=4,00m	m ³
3.3	Vigas fundación H°A°	m ³
3.4	Caminos externos hormigón 7cm+mallas 6mm	m ³
3.5	Losas macizas H°A°	m ³
3.6	Tabiques H°A°	m ³
4	HERRERÍA	
4.1	Sumideros entrada del reservorio	u
4.2	Bancos metal + madera	u
4.3	Hierro: Baranda perimetral	m ²
5	PINTURAS	
5.1	Hierro: Baranda perimetral	ml
5.2	Sumideros entrada del reservorio	u
5.3	Bancos metal + madera	u
6	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	
6.1	Inst completa + columnas metálicas + luminaria	gl
7	PARQUIZADO	
7.1	Pinos	u
7.2	Eucaliptus	u
7.3	Arbustos	u
7.4	Semilla pastisal x 25kg	u
8	VARIOS	
8.1	Limpieza periódica y final de obra	gl
8.2	Ayuda de gremio	gl
8.3	Imprevisto varios	gl
9	EXPROPIACIÓN	
9.1	Superficie necesaria para reservorio	m ²

23.2. Ejemplo detalle de Rubro

NIVELACIÓN							
	3					m ²	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
Mano de obra:							
* Oficial	0,155	Hora/m ²	105,00	\$/h	16,28	\$/m ²	
* Ayudante	0,200	Hora/m ²	98,00	\$/h	19,60	\$/m ²	
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					35,88	\$/m²	
Equipos:							
* Herramientas manuales	0,15	gl/m ²	25,00	\$/gl	3,75	\$/m ²	
* Hormigonera	0,00	gl/m ²	50,00	\$/gl	0,00	\$/m ²	
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					3,75	\$/m²	
COSTO NETO TOTAL (D)					(A+B+C)	39,63	\$/m²
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		39,63	x	1,00	39,63	\$/m²	

Un rubro está compuesto por mano de obra, por costo de herramienta, equipos y costo de materiales para realizar una unidad del rubro. Esto se analiza Rubro por rubro para calcular el valor de cada uno, luego se multiplica por el cómputo de cada rubro para sacar los valores parciales.

22.3. Cómputo y presupuesto



CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE OBRA

RESERVOIRIO A CIELO ABIERTO RECREATIVO				abr-16 VALOR PRESUNTIVO DE OBRA				
PROFESIONAL: CARRAZA EZEQUIEL				VALORES CALCULADO				
NRO.		DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS	UN.	CANTIDAD	COSTOS	IMPORTE	IMPORTE	% INCIDENCIA
RUB.	Item	RUBRO Item	ME.	MÉTRICA	UNITARIOS	ÍTEM	RUBROS	ITEM RUBRO
1 TRABAJOS PRELIMINARES							1.628.958,55	16,21
1.01		Limpieza y nivelación inicial terreno	m2	36633,85	39,65	1.452.532,15		14,46
1.02		Obrador, instalaciones, conexiones, etc.	m2	10,00	1.532,24	15.322,40		0,15
1.03		Replanteo	m2	800,00	25,36	20.288,00		0,20
1.04		Cartel reglamentario de Obra	m2	4,00	1.269,84	5.079,36		0,05
1.05		Cerco reglamentario de Obra	ml	536,00	253,24	135.736,64		1,35
2 MOVIMIENTO DE TIERRA							4.377.670,74	43,57
2.01		Desmonte-retiro capa vegetal de tierra manual	m3	20,00	159,34	3.186,80		0,03
2.02		Desmonte-retiro capa vegetal de tierra mecánico	m3	5234,00	135,65	709.992,10		7,07
2.05		Excavación reservorio	m3	20868,47	103,54	2.160.721,38		21,50
2.06		Acarreo y retiro de tierra	m3	26138,47	56,65	1.480.744,33		14,74
2.07		Excavación obra civil salida del reservorio	m3	36,00	135,50	4.878,00		0,05
2.09		Nivelación del canal manual	ml	800,00	10,10	8.080,00		0,08
2.10		Terraplenamiento, sin aporte de suelo, manual	m3	20,00	503,41	10.068,13		0,10
3 ESTRUCTURAS H° A°							842.262,80	8,38
3.01		Cabezas H°A°	m3	6,00	2.863,54	17.181,24		0,17
3.02		Pilotes H°A° in situ; $\phi=0,50$ p=4,00m	m3	6,00	3.256,32	19.537,92		0,19
3.03		Vigas fundación H°A°	m3	9,00	4.689,31	42.203,79		0,42
3.04		Caminos externos hormigón 7cm+mallas 6mm	m3	249,42	1.993,68	497.263,67		4,95
3.05		Losas macizas H°A°	m3	10,00	5.032,35	50.323,50		0,50
3.06		Tabiques H°A°	m3	39,00	5.532,12	215.752,68		2,15
4 HERRERÍA							936.086,62	9,26
4.01		Sumideros entrada del reservorio	u	2,00	6.735,21	13.470,42		0,13
4.02		Bancos metal + madera	u	30,00	4.256,32	127.689,60		1,27
4.03		Hierro: Baranda perimetral	m2	770,00	1.024,58	788.926,60		7,85
5 PINTURAS							107.005,80	1,06
5.01		Hierro: Baranda perimetral	ml	770,00	98,63	75.945,10		0,76
5.02		Sumideros entrada del reservorio	u	2,00	1.000,00	2.000,00		0,02
5.03		Bancos metal + madera	u	30,00	968,69	29.060,70		0,29
6 INSTALACIONES ELÉCTRICAS							589.658,32	5,87
6.01		Inst completa + columnas metálicas + luminaria	gl	1,00	589.658,32	589.658,32		5,87
7 PARQUIZADO							212.531,95	2,12
7.01		Pinos	u	100,00	876,35	87.635,00		0,87
7.02		Eucaliptus	u	100,00	823,65	82.365,00		0,82
7.03		Arbustos	u	50,00	596,32	29.816,00		0,30
7.04		Semilla pastisal x 25kg	u	5,00	2.543,19	12.715,95		0,13
8 VARIOS							718.842,83	7,15
8.01		Limpieza periódica y final de obra	gl	1,00	28.365,21	28.365,21		0,28
8.02		Ayuda de graneo	gl	1,00	18.321,23	18.321,23		0,18
8.03		Imprevisto varios	gl	1,00	31.256,39	31.256,39		0,31
9 EXPROPIACIÓN							640.900,00	100,00
9.01		Superficie necesaria para reservorio	m2	37700,00	17,00	640.900,00		6,38
TOTAL COSTO NETO				\$		10.047.917,61	93,62	193,62
TOTAL PRECIO ESTIMADO				Coef.	1,46	14.645.646,48		100,00

23.4. Costo indirecto y coeficiente de resumen

DETERMINACION DE COSTO INDIRECTO Y CR

RESERVOIRIO A CIELO ABIERTO		M-OBRA	\$ 5.224.536,16	
Total de metro cuadrado=	36633,85	MAT.	\$ 4.822.648,77	%
		Costo directo=	\$ 10.047.184,93	89,53

I Costos indirectos de obra.

Sueldos mensuales	Plazo Obra: Importes \$ / mes	12 meses	
		Cant.	meses
Jefe de obra	15000,00	1	180000
Jefe administrativo	11000,00	1	132000
Técnicos o sobrestantes	10000,00	1	120000
Capataces	12000,00	1	144000
Sereno de obra	6000,00	1	72000
Movilidad	4000,00	1	48000
Seguridad industrial	0,00	1	0
TOTAL \$			696000,00

Instalaciones y equipos	Costo mensual	meses	
Obrador y mobiliario	8000,00	1	96000,0
Vehículos	2900,00	1	34800,0

TOTAL \$ 130800,00

Otros			
Licitacion-Adjudicacion	2500,0	1	30000,0
Ayuda de Gremios	6000,0	1	72000,0
Gastos varios de la obra	3000,0	1	36000,0

TOTAL \$ 138000,00

Total Gastos de obra	\$ 964.800,00	%	8,60
-----------------------------	----------------------	----------	-------------

II Costos indirectos de la empresa

Precios por obra	Anuales Importes \$ / mes	12 meses	
		Cant.	meses
Coordinacion de obras	6500,00	1	78000
Compras, inspeccion, expedicion	4000,00	1	48000
Oficina Tecnica central	5000,00	1	60000
Seguros y garantias	2000,00	1	24000

TOTAL \$ 210000

Total Gastos de empresa.\$	\$ 210.000,00	%	1,87
-----------------------------------	----------------------	----------	-------------

Total Costo industrial	\$ 11.221.984,93	%	100,00
-------------------------------	-------------------------	----------	---------------

1.3 Plan de trabajo

DETERMINACION DE COSTO INDIRECTO Y CR			
III Impuestos			
IVA	10,5		
Ingresos brutos	2,5		
Impuesto a la ganancias	0,5		
Otros		%	
Total Impuestos		13,50	\$ 1.514.967,97
IV Costo financiero			
Indicar el porcentaje	2,0 %		
		%	
Total Costo financiero		2,00	\$ 224.439,70
V Beneficio			
Indicar el porcentaje, s/costo	15,0 %		
		%	
Total Beneficios		15,00	\$ 1.683.297,74
Precio de Venta			\$ 14.644.690,33
			con IVA
Precio de Venta			\$ 13.106.997,85
			sin IVA
\$/m2	Pase o multiplicador		1,46
399,76			
CON IVA			
\$/m2	Pase o multiplicador		1,30
357,78			
SIN IVA			

23.5. Plan de trabajo

PLAN DE TRABAJO		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8	MES 9	MES 10	MES 11	MES 12
ITEM	Precio de venta 1,30	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto	monto
EXPROPIACIÓN	\$ 836.082,44	\$ 836.082,44											
TRABAJOS PRELIMINARES	\$ 2.124.092,79	\$ 1.062.046,39	\$ 1.062.046,39										
MOVIMIENTO DE TERRA	\$ 5.710.865,42			\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35						
ESTRUCTURAS "A"	\$ 1.098.769,13							\$ 549.384,57	\$ 549.384,57				
HERRERÍA	\$ 1.213.339,20							\$ 606.669,60	\$ 606.669,60				
PINTURAS	\$ 139.593,81									\$ 139.593,81			
INSTALACIONES ELÉCTRICAS	\$ 769.235,40								\$ 256.411,80	\$ 256.411,80	\$ 256.411,80		
PARQUIZADO	\$ 277.257,34											\$ 468.881,16	\$ 277.257,34
VIARIOS	\$ 937.762,32											\$ 468.881,16	\$ 468.881,16
TOTALES	\$ 13.106.997,85	\$ 1.888.128,84	\$ 1.062.046,39	\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35	\$ 1.427.716,35	\$ 549.384,57	\$ 805.796,37	\$ 863.081,40	\$ 863.081,40	\$ 608.474,97	\$ 746.138,50



Gráfico 23- Inversión mensual.

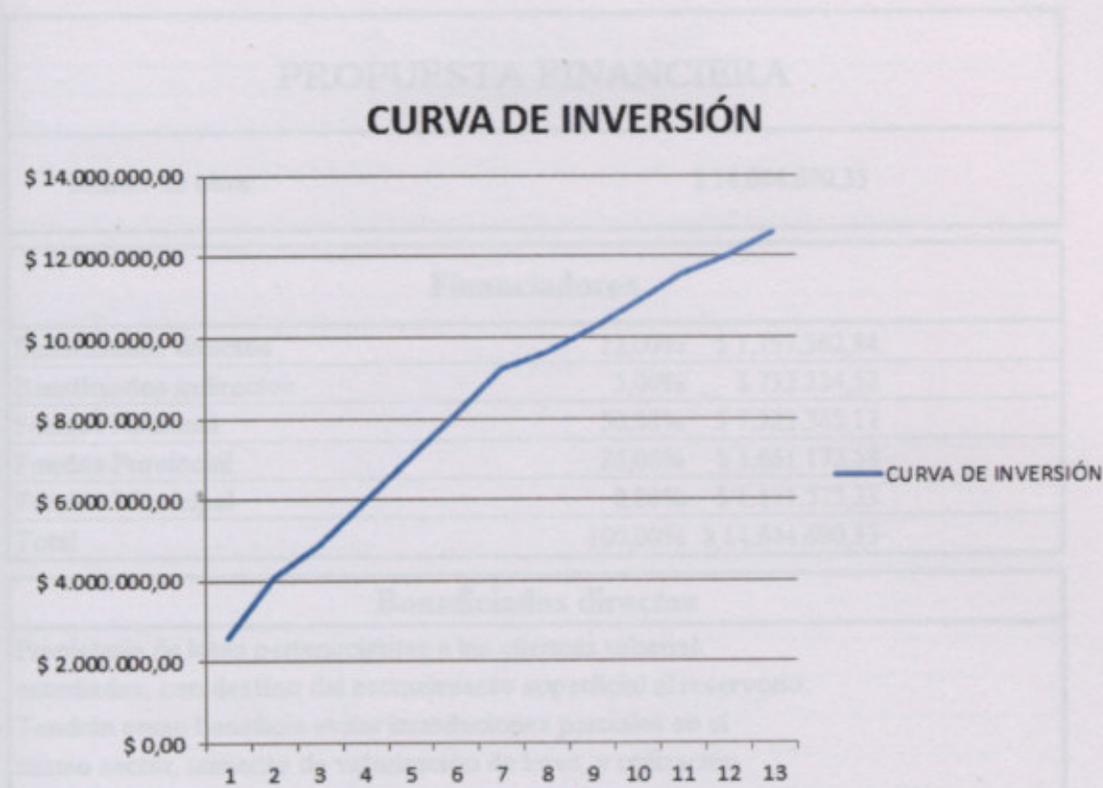


Gráfico 24- Curva de Inversión

24. PROPUESTA FINANCIERA

La propuesta financiera está compuesta por los Beneficiados directos, beneficiados indirectos, Gobierno Nacional y/o provincial, y Gobierno Municipal.

Beneficiados Directos:

Propietario de lotes pertenecientes a las cuencas urbanas estudiadas, con destino del escurrimiento superficial al reservorio. Tendrán como beneficio evitar inundaciones parciales en el mismo sector, aumento de valorización sus lotes, y utilización del mismo como parque recreativo.

Beneficiados Indirectos:

Propietarios de todos los lotes de la Localidad de Arias excluyendo a los beneficiados directos. Tendrán como beneficio usar el reservorio como parque recreativo.

Se propone designar un porcentaje sobre el total del monto de obra a cada uno de los que financiarán la obra de acuerdo a sus beneficios, estos montos totales que le corresponde a cada uno se divide mensualmente en el tiempo de construcción de la obra, los beneficiados directos e indirectos se le designará una cuota fija y el resto del certificado se cubrirá entre el gobierno Nacional y/o Provincial, y el resto le corresponde al Gobierno Municipal, para cubrir el total del certificado mensual de obra.

PROPUESTA FINANCIERA

Monto de obra: \$ 14.644.690,33

Financiadores

Beneficiados directos	12,00%	\$ 1.757.362,84
Beneficiados indirectos	5,00%	\$ 732.234,52
Fondos Nacional	50,00%	\$ 7.322.345,17
Fondos Provincial	25,00%	\$ 3.661.172,58
Fondos Municipal	8,00%	\$ 1.171.575,23
Total	100,00%	\$ 14.644.690,33

Beneficiados directos

Propietario de lotes pertenecientes a las cuencas urbanas estudiadas, con destino del escurrimiento superficial al reservorio. Tendrán como beneficio evitar inundaciones parciales en el mismo sector, aumento de valorización de lotes, y utilización del mismo como parque recreativo

Cantidad de parcelas	47 u
Cantidad de lotes por parcelas	32 u
Cantidad de lotes	1504 u
Monto Total	\$ 1.757.362,84 12,00%
Cantidad de meses financiado	12 meses
Aporte Total por cada lote	\$ 1.168,46
Aporte mensual de cada lote	\$ 97,37 \$/mes
Monto mensual de todos los lotes	\$ 146.446,90 \$/mes

Beneficiados indirectos	
Propietarios de todos los lotes de la Localidad de Arias Excluyendo a los beneficiados directos. Tendrán como beneficio usar el reservorio como parque recreativo	
Cantidad de parcelas	95 u
Cantidad de lotes por parcelas	32 u
Cantidad de lotes	3040 u
Monto Total	\$ 732.234,52
Cantidad de meses financiado	12 meses
Aporte Total por cada lote	\$ 240,87
Aporte mensual de cada lote	\$ 20,07 \$/mes
Monto mensual de todos los lotes	\$ 61.019,54 \$/mes

Fondos Nacional	\$ 7.322.345,17	50,00%
-----------------	-----------------	--------

Fondos Provincial	\$ 3.661.172,58	25,00%
-------------------	-----------------	--------

Fondos Municipal	\$ 1.171.575,23	8,00%
------------------	-----------------	-------

	Anticipo	mes 1	mes 2	mes 3	mes 4	mes 5	mes 6	mes 7	mes 8	mes 9	mes 10	mes 11	mes 12	Total
Beneficiarios directos	\$ 2.621.399,57	\$ 1.518.503,07	\$ 849.637,12	\$ 1.142.173,08	\$ 1.142.173,08	\$ 1.142.173,08	\$ 1.142.173,08	\$ 439.507,65	\$ 644.637,09	\$ 690.465,12	\$ 690.465,12	\$ 486.779,97	\$ 596.910,80	\$ 13.106.997,85
Beneficiarios indirectos		\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 146.446,90	\$ 1.757.562,84
		\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 61.019,54	\$ 732.234,52
	60,00%	53,00%	51,00%	51,00%	51,00%	51,00%	51,00%	12,00%	36,00%	37,00%	54,00%	8,00%	13,00%	
Fondos Nacional	\$ 1.572.839,74	\$ 804.806,63	\$ 433.314,93	\$ 582.508,27	\$ 582.508,27	\$ 582.508,27	\$ 582.508,27	\$ 52.740,92	\$ 225.622,98	\$ 255.472,09	\$ 372.851,17	\$ 38.942,40	\$ 77.598,40	\$ 6.164.222,35
	32,00%	25,00%	25,00%	25,00%	25,00%	25,00%	26,00%	7,00%	17,00%	15,00%	22,00%	5,00%	25,00%	
Fondos Provincial	\$ 838.847,86	\$ 379.625,77	\$ 212.409,28	\$ 285.543,27	\$ 285.543,27	\$ 285.543,27	\$ 296.965,00	\$ 30.765,54	\$ 109.588,31	\$ 103.569,77	\$ 151.902,33	\$ 24.339,00	\$ 149.227,70	\$ 3.153.870,36
	8,00%	9,00%	9,00%	9,00%	9,00%	9,00%	9,00%	5,00%	5,00%	5,00%	5,00%	4,00%	8,00%	
Fondos Municipal	\$ 209.711,97	\$ 136.665,28	\$ 76.467,34	\$ 102.795,58	\$ 102.795,58	\$ 102.795,58	\$ 102.795,58	\$ 21.975,38	\$ 32.231,85	\$ 34.523,26	\$ 34.523,26	\$ 19.471,20	\$ 47.752,86	\$ 1.024.504,70
	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	13,16%
Adicional Municipal	\$ 65.534,99	\$ 37.962,58	\$ 21.240,93	\$ 28.554,33	\$ 28.554,33	\$ 28.554,33	\$ 28.554,33	\$ 10.987,69	\$ 16.115,93	\$ 17.261,63	\$ 17.261,63	\$ 12.169,50	\$ 14.922,77	\$ 327.674,95
	\$ 2.621.399,57	\$ 1.528.564,12	\$ 929.657,99	\$ 1.178.313,57	\$ 1.178.313,57	\$ 1.178.313,57	\$ 1.189.735,30	\$ 312.948,28	\$ 574.909,59	\$ 601.031,57	\$ 766.743,19	\$ 290.219,04	\$ 482.045,42	\$ 12.832.194,77
														\$ 14.644.690,33

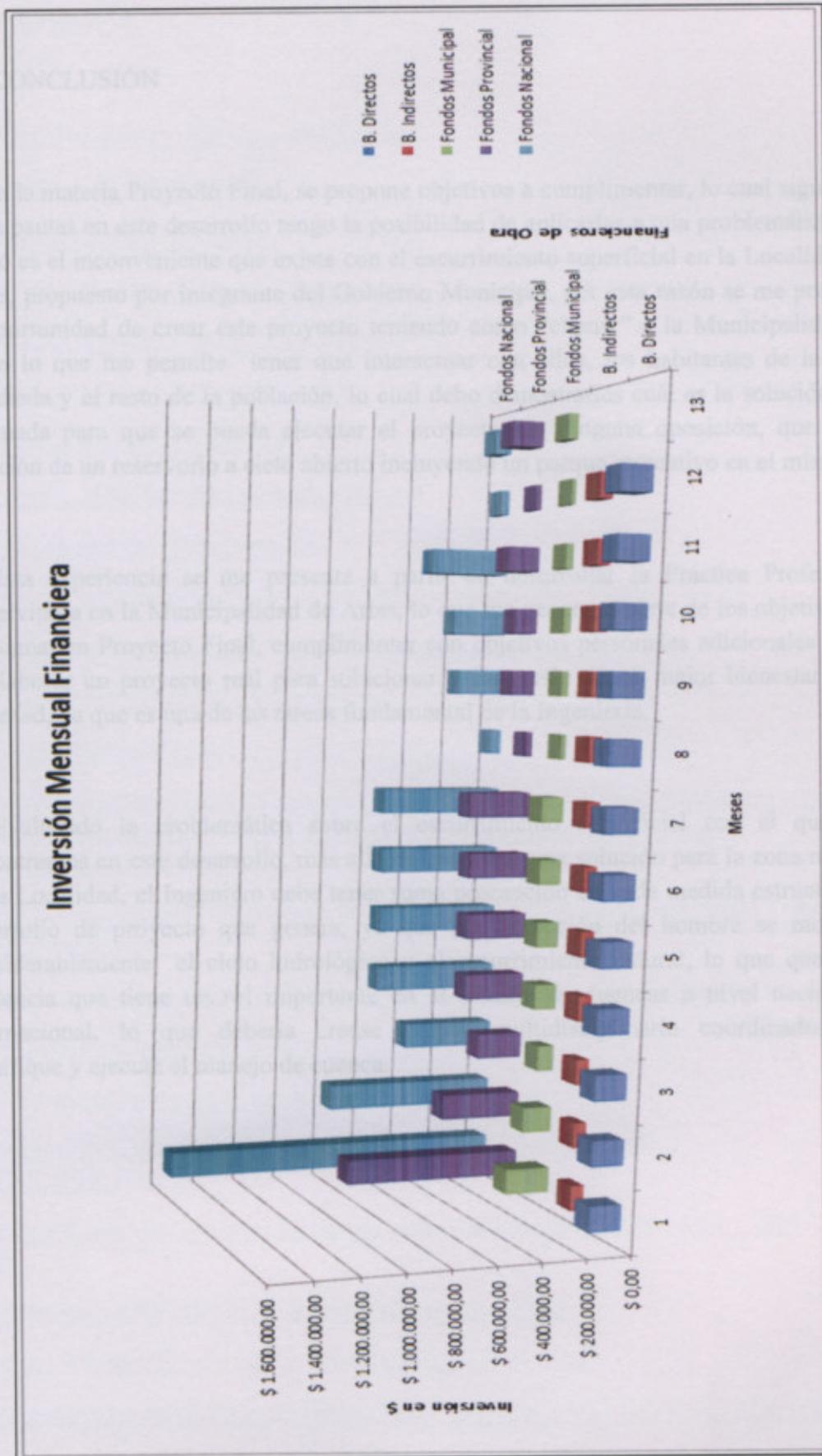


Gráfico 25- Curva de Inversión

25. CONCLUSIÓN

1. En la materia Proyecto Final, se propone objetivos a cumplimentar, lo cual siguiendo estas pautas en este desarrollo tengo la posibilidad de aplicarlas a una problemática real como es el inconveniente que existe con el escurrimiento superficial en la Localidad de Arias, propuesto por integrante del Gobierno Municipal, por esta razón se me presenta la oportunidad de crear este proyecto teniendo como “cliente” a la Municipalidad de Arias lo que me permite tener que interactuar con ellos, los habitantes de la zona estudiada y el resto de la población, lo cual debo demostrarles cuál es la solución más adecuada para que se pueda ejecutar el proyecto sin ninguna oposición, que es la creación de un reservorio a cielo abierto incluyendo un parque recreativo en el mismo.

2. Esta experiencia se me presenta a partir de desarrollar la Práctica Profesional Supervisada en la Municipalidad de Arias, lo que me genera, a parte de los objetivos de la asignatura Proyecto Final, cumplimentar con objetivos personales adicionales como es elaborar un proyecto real para solucionar y proveerle de un mejor bienestar a la sociedad, ya que es una de las tareas fundamental de la Ingeniería.

3. Evaluando la problemática sobre el escurrimiento superficial con el que nos encontramos en este desarrollo, más allá de encontrar una solución para la zona noreste de la Localidad, el Ingeniero debe tener suma precaución en cada medida estructural y desarrollo de proyecto que genera, ya que por la acción del hombre se modifica considerablemente el ciclo hidrológico y el escurrimiento natural, lo que queda en evidencia que tiene un rol importante en el manejo de cuencas a nivel nacional e internacional, lo que debería crease grupos multidisciplinario coordinados que planifique y ejecute el manejo de cuenca.

BIBLIOGRAFÍA.

DISEÑO HIDROLÓGICO Segunda Edición.

Hidráulica. Cálculo de Canal.

Hidráulica. Cálculo de Caudal.

Hidrología. Módulo 1-La La Cuenca

Hidrología. Módulo 1 Ciclo Hidrológico

Hidrología. Módulo 3 Precipitaciones

Hidrología. Módulo 4 Tormentas

Hidrología. Módulo 5 Esguimiento Directo

Hidrología. Módulo 7 Hidrograma

Hidrología. Módulo 8 Hidrograma Unitario

Ingeniería Sanitaria.UT010-Sistema de Desagües Pluviales

Ingeniería Sanitaria.UT011-Sistema Urbano de Drenaje Sostenible

Ingeniería Sanitaria. Drenaje Urbano TEORÍA.

<http://www.monografias.com/trabajos95/titulo-calculo-volumenes-movimiento-tierra-acad-land-desktop/titulo-calculo-volumenes-movimiento-tierra-acad-land-desktop.shtml#ixzz3xpvjBWEI>

<https://rdu.unc.edu.ar/bitstream/handle/11086/1653/ITF.%20ZAGHIS,%20Mariangeles.pdf?sequence=1>

http://hidrologia.usal.es/practicas/banda_pluviografo/banda_de_pluviografo

<http://hidrologia.usal.es/hidro.htm>

<https://www.google.com.ar/imgres?imgurl=x-raw->

<http://es.scribd.com/doc/105255525/DISENO-HIDRAULICO-DE-VERTEDEROS#scribd>

http://www.bvcooperacion.pe/biblioteca/bitstream/123456789/3956/6/BVCI0003320_20.pdf

https://es.wikipedia.org/wiki/Vertedero_de_pared_delgada

https://es.wikipedia.org/wiki/Vertedero_hidr%C3%A1ulico

<http://es.scribd.com/doc/105255525/DISENO-HIDRAULICO-DE-VERTEDEROS>

[http://www.cmo.es/sites/default/files/productos/ficheros/doctec/CATALOGO%20SERIE-GI%20Rev-00%20\(caracter%C3%ADsticas\)_0.pdf](http://www.cmo.es/sites/default/files/productos/ficheros/doctec/CATALOGO%20SERIE-GI%20Rev-00%20(caracter%C3%ADsticas)_0.pdf)

[Http://www.cba.gov.ar/wp-content/uploads/2013/09/Normas-ntaci-Proyectos-Secretaria-de-Recursos-Humanos-versi-2013.pdf](http://www.cba.gov.ar/wp-content/uploads/2013/09/Normas-ntaci-Proyectos-Secretaria-de-Recursos-Humanos-versi-2013.pdf)

<http://www.um.edu.ar/catedras/claroline/backends/download.php?url=LzItX1RPUE9HUKFGSUEvMi1fQUxUSU1FVFJJQS9BTFRJTUVUUKIBXzlwMTIucGRm&cidReset=true&cidReq=CONS42005>

<https://es.wikipedia.org/wiki/Medici>

https://es.wikipedia.org/wiki/Cinta_m%C3%A9trica

<https://es.wikipedia.org/wiki/Distanci%C3%B3metro>

PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1800

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

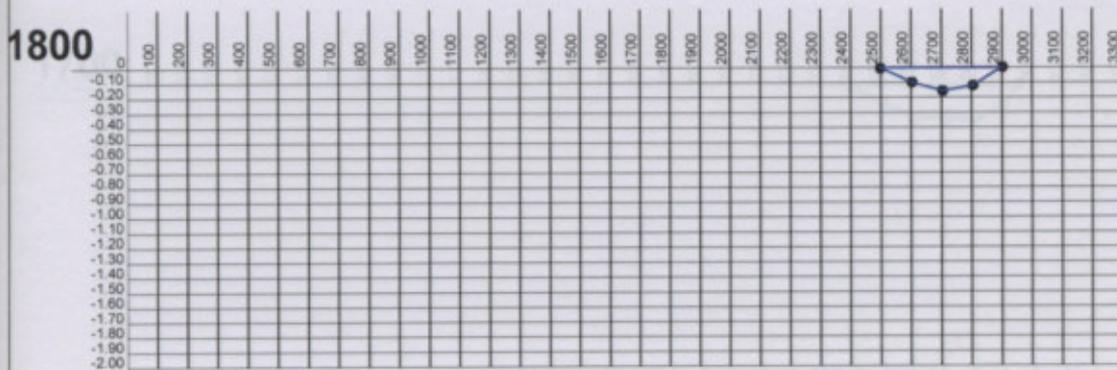
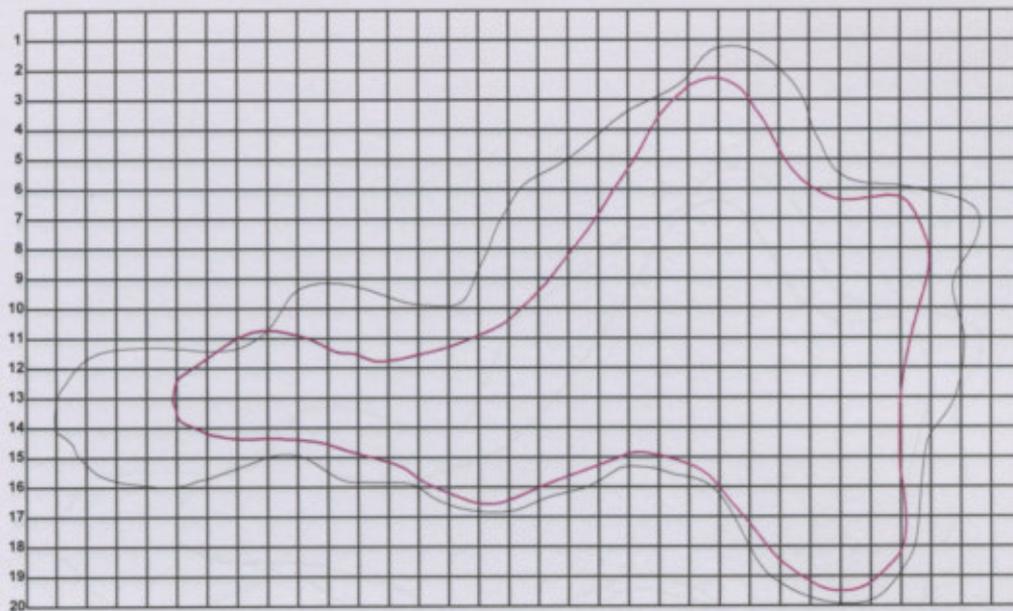
TEMA

CAPACIDAD POSITIVO FINAL

1:10

198

13
ABRIL 2018



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1800

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

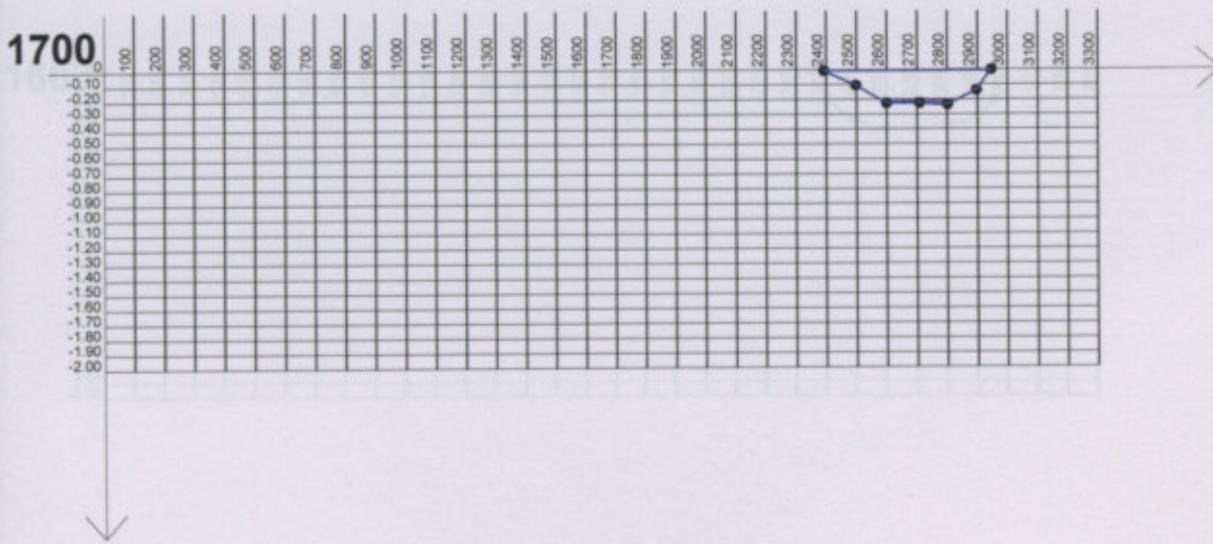
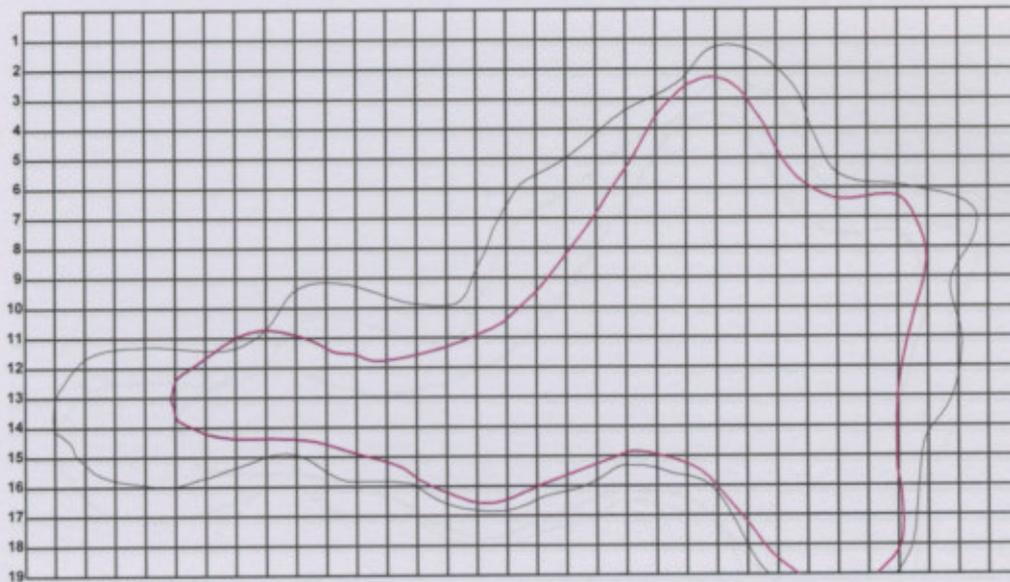
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

13

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1700

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

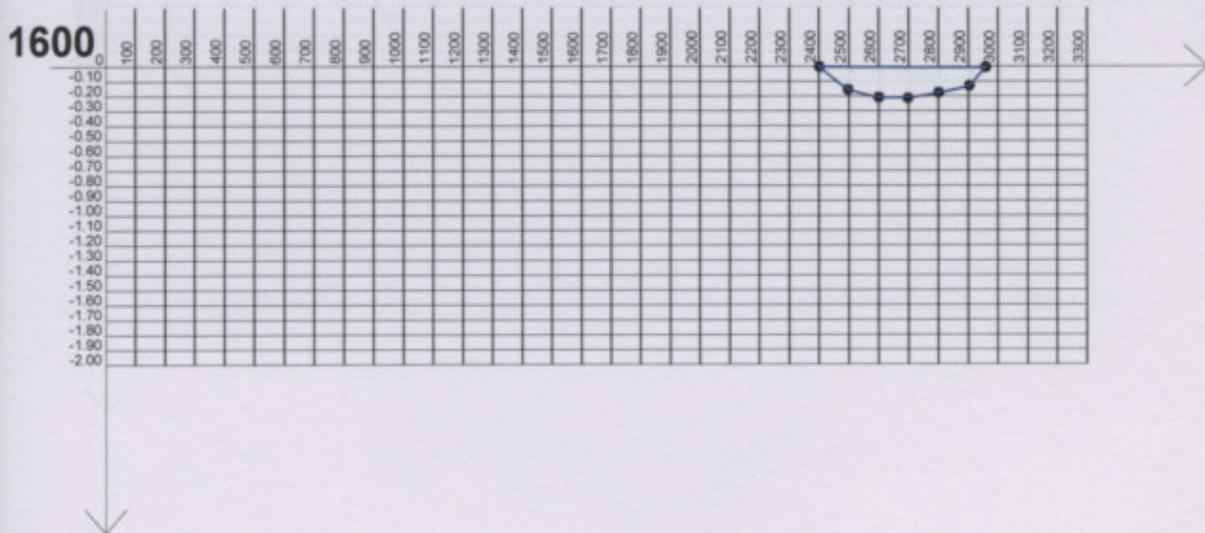
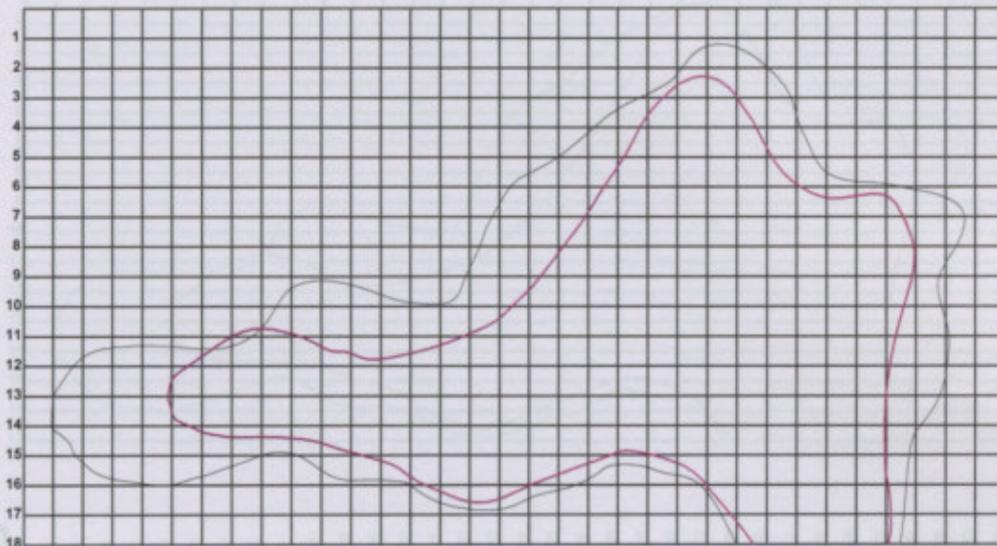
TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

1:10

12

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1600

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

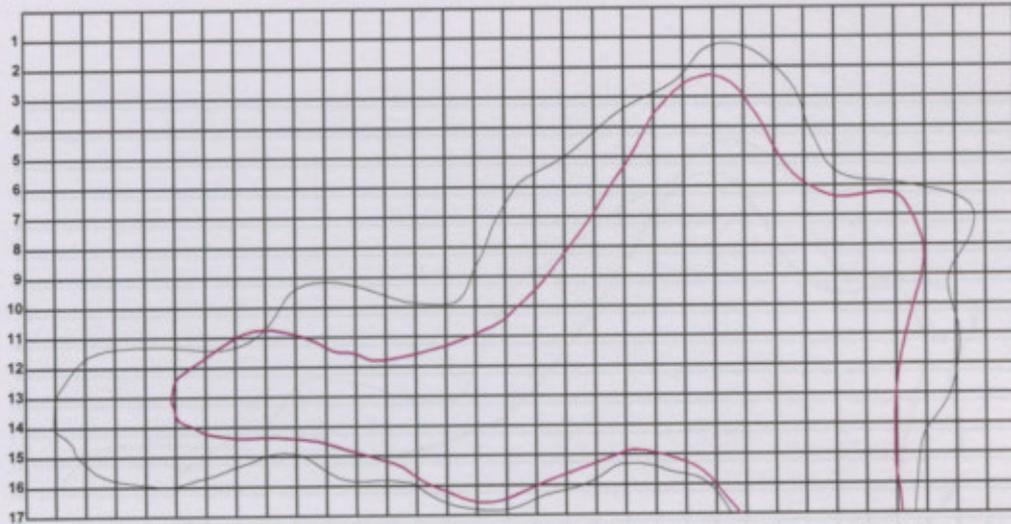
1:10

TEMA:

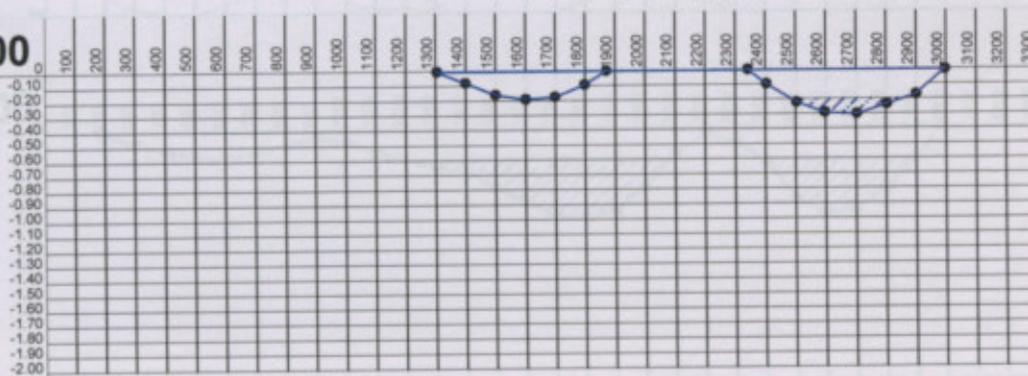
CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

11

ABRIL 2016



1500



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1500

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

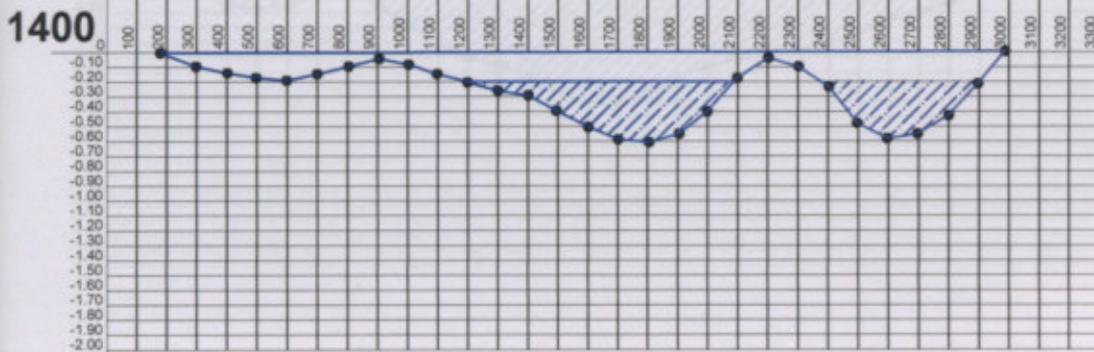
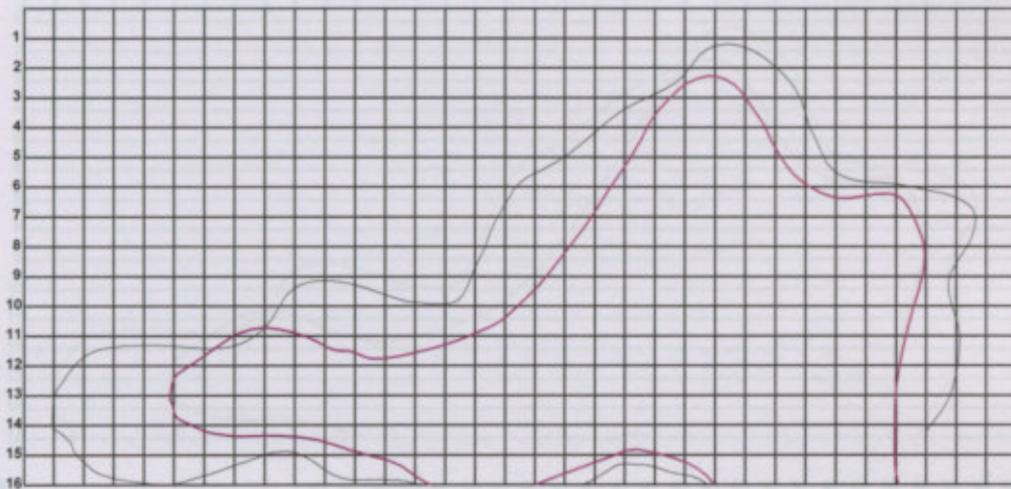
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

10

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1400

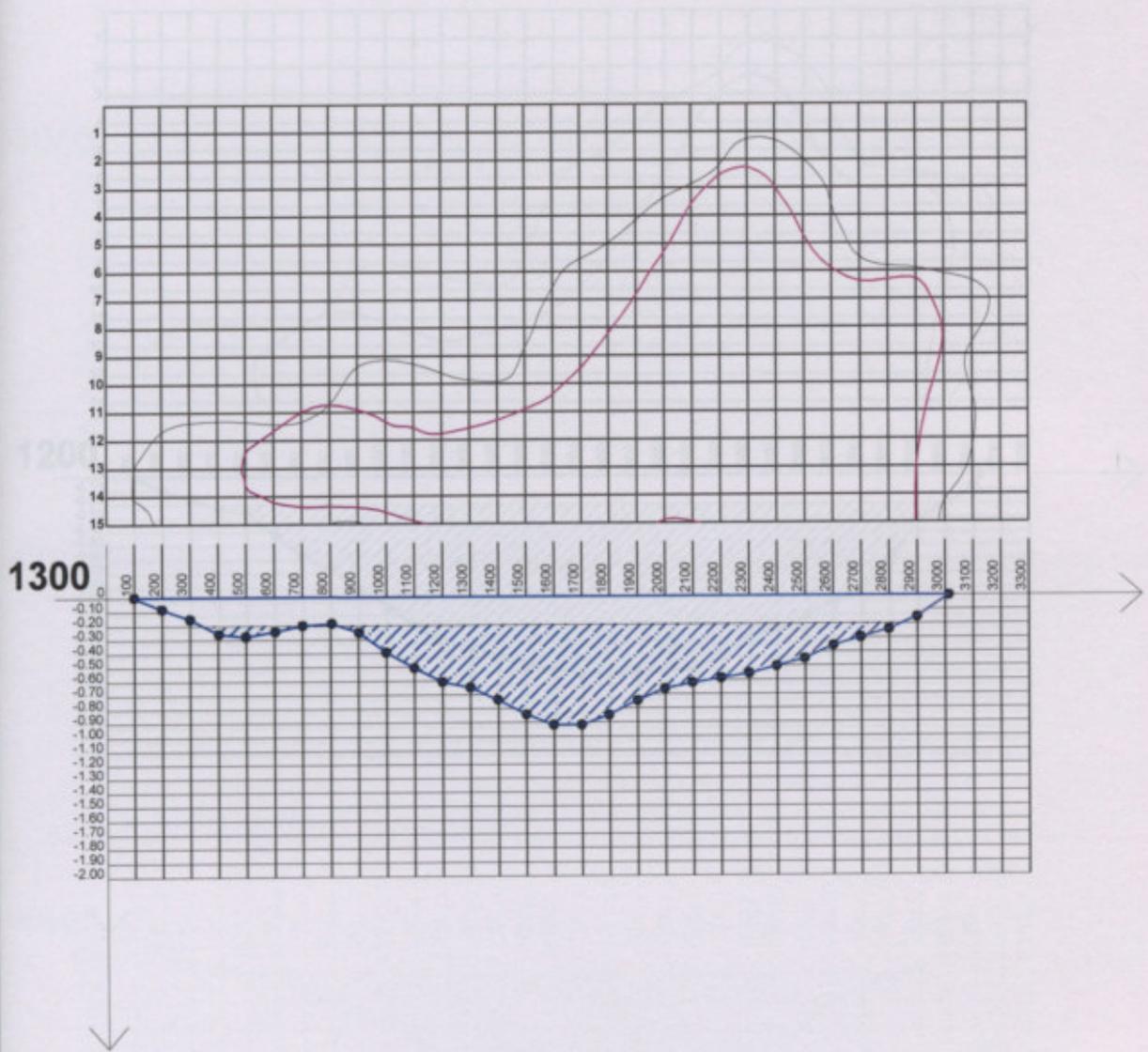
CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA
1:10

TEMA:
CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

9

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

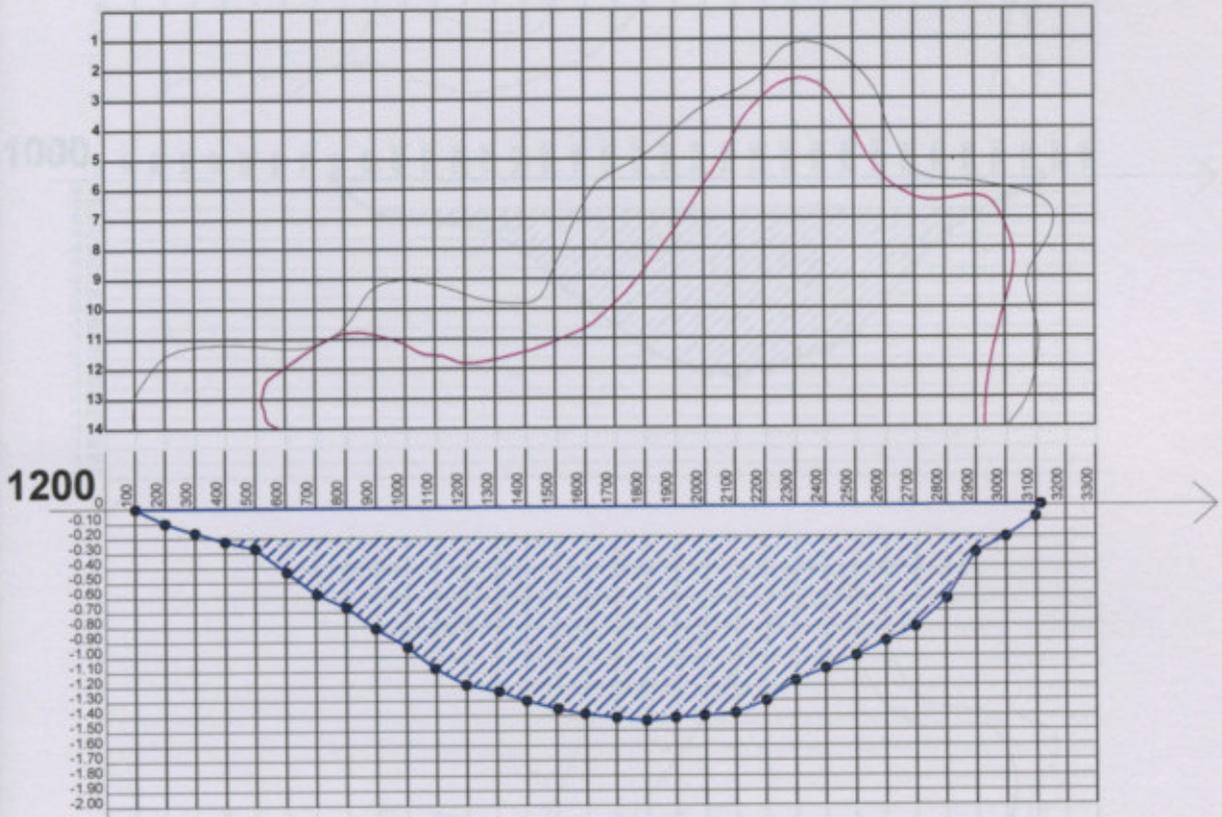
PUNTO: 1300

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA
1:10

TEMA:
CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

8
ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1200

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

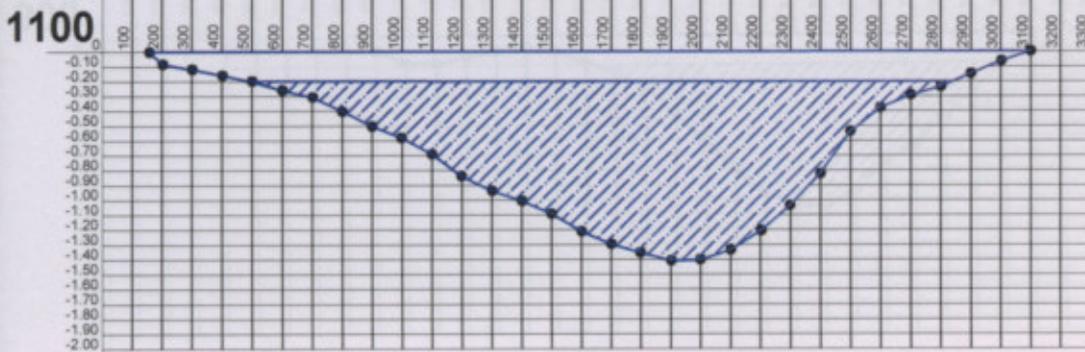
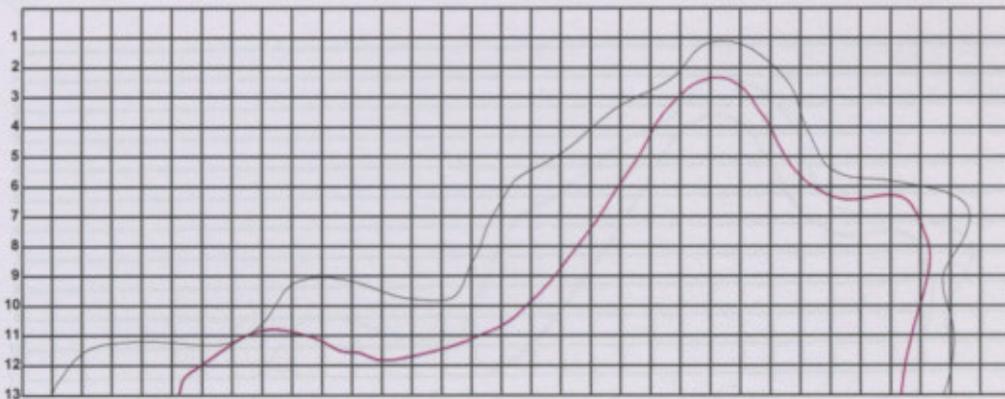
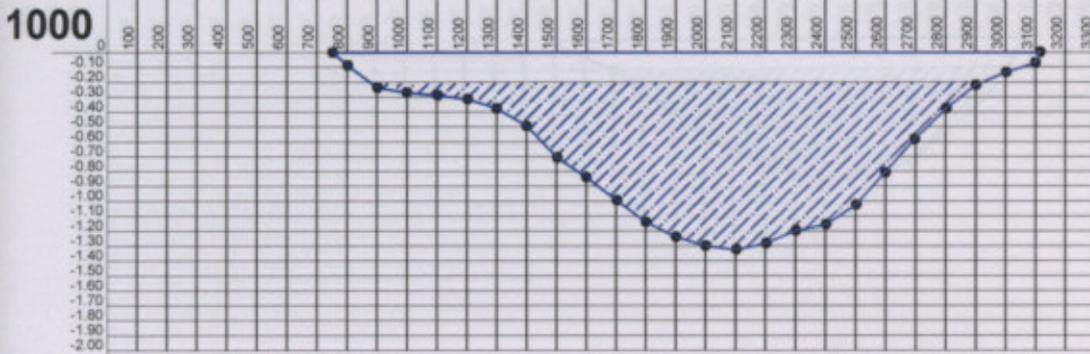
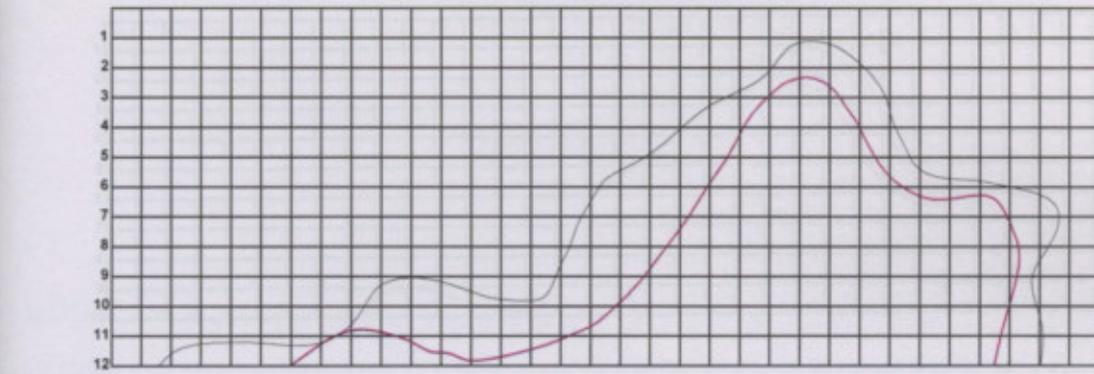
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

7

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 1000 y 1100

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

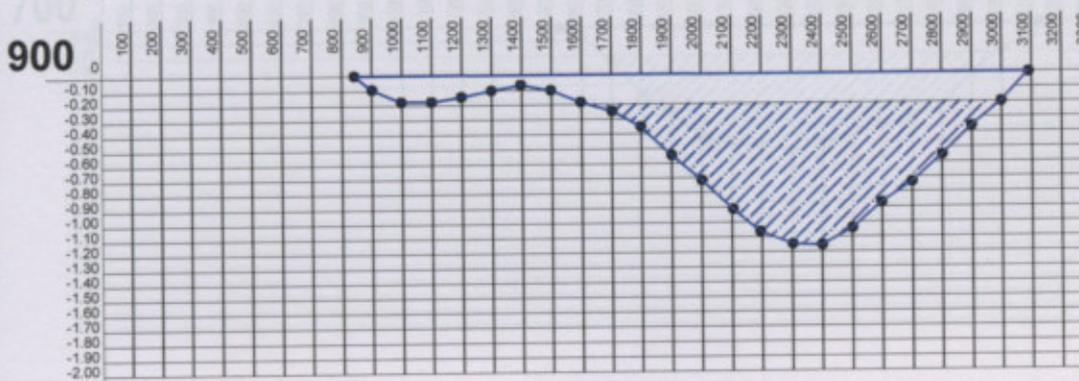
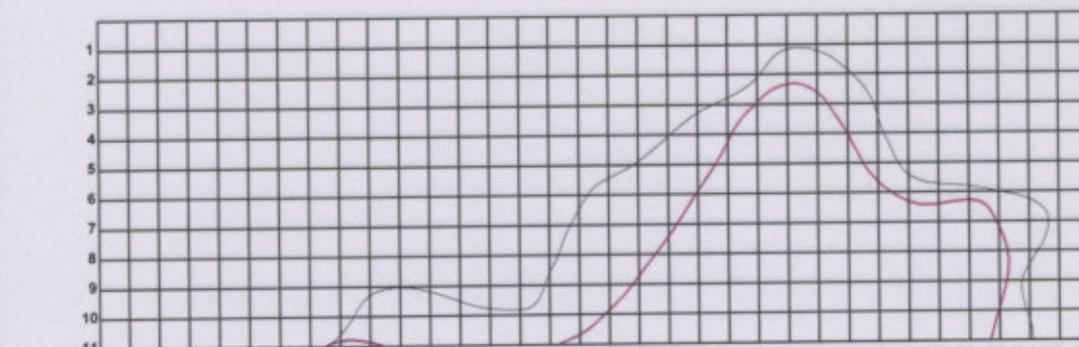
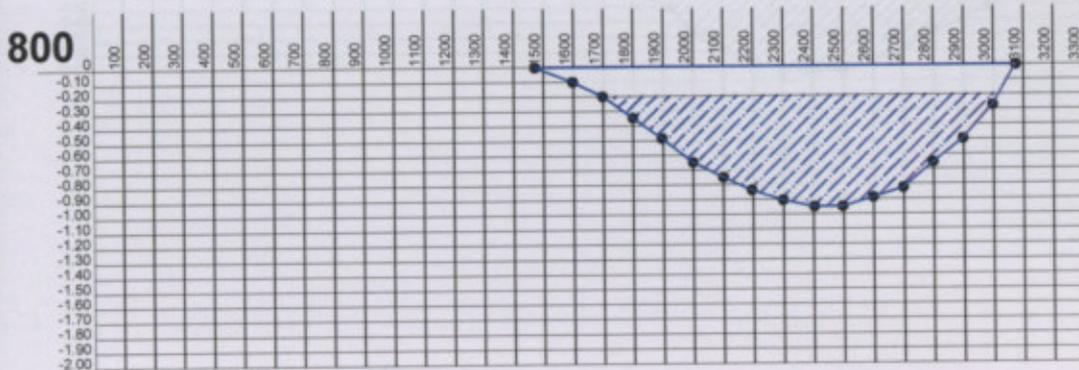
TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

1:10

6

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 800 y 900

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

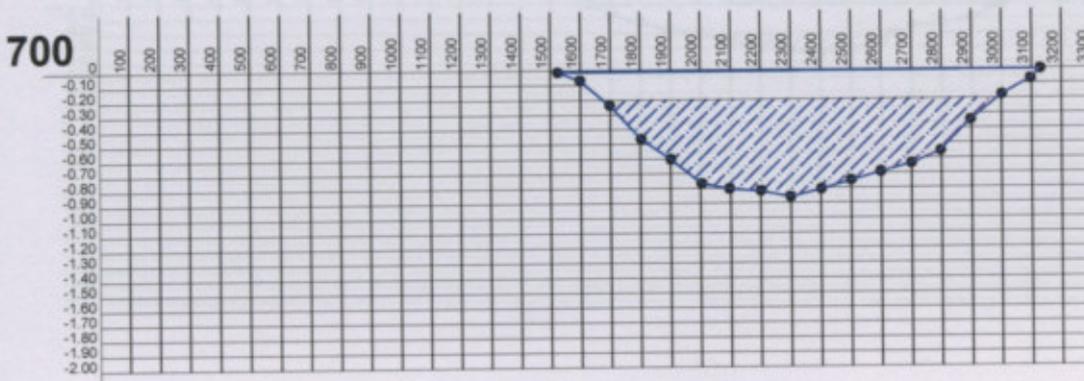
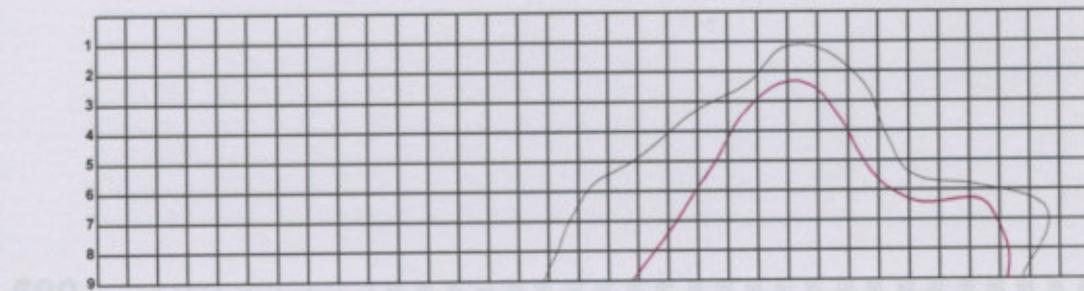
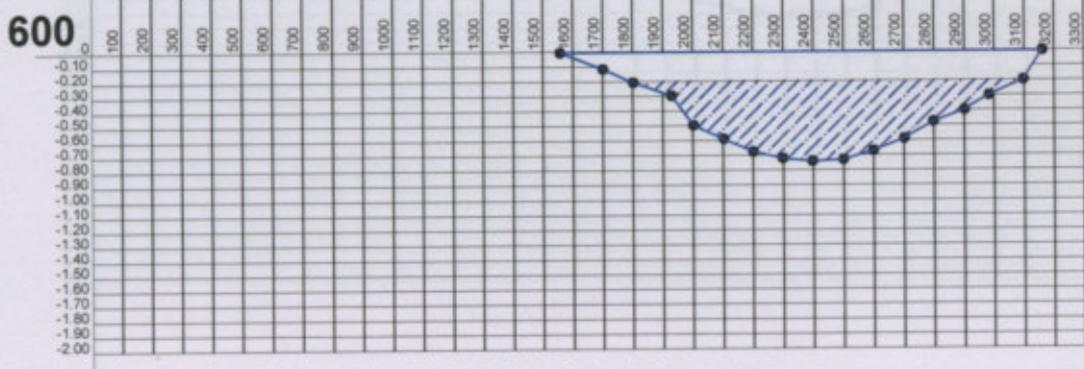
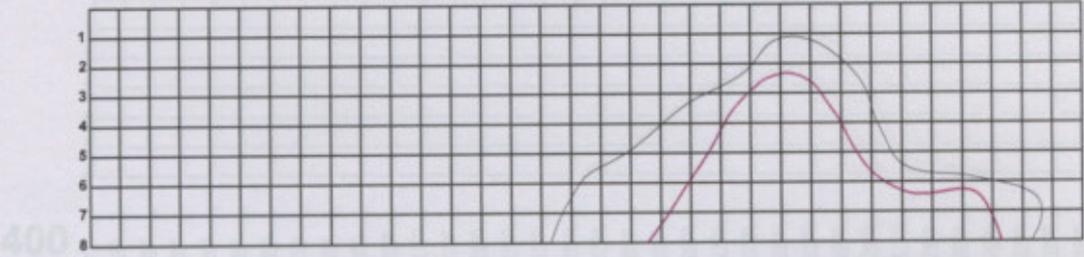
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

5

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 600 y 700

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

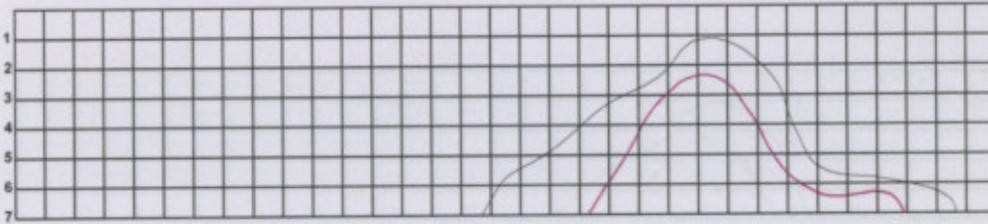
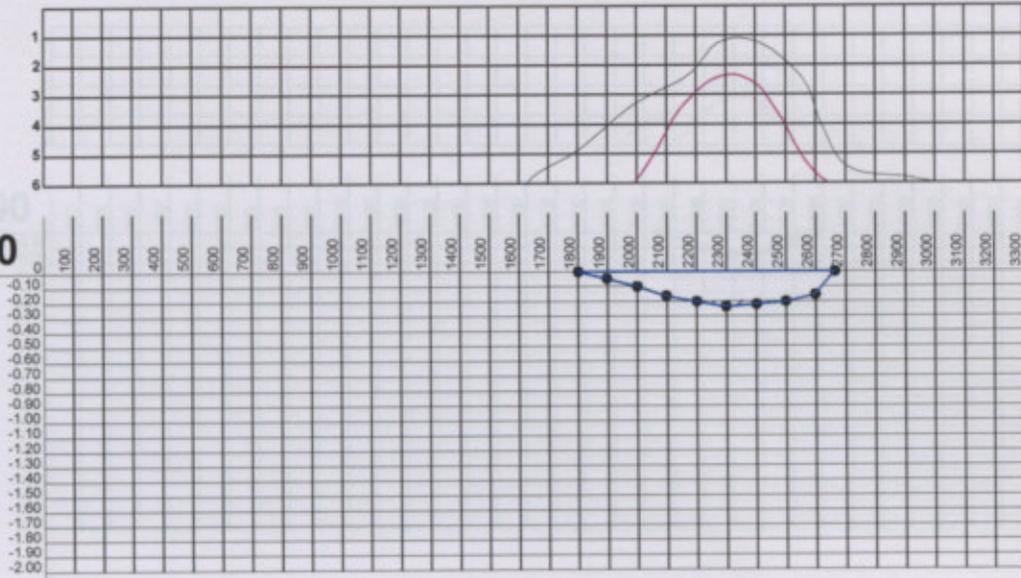
ESCALA
1:10

TEMA:
CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

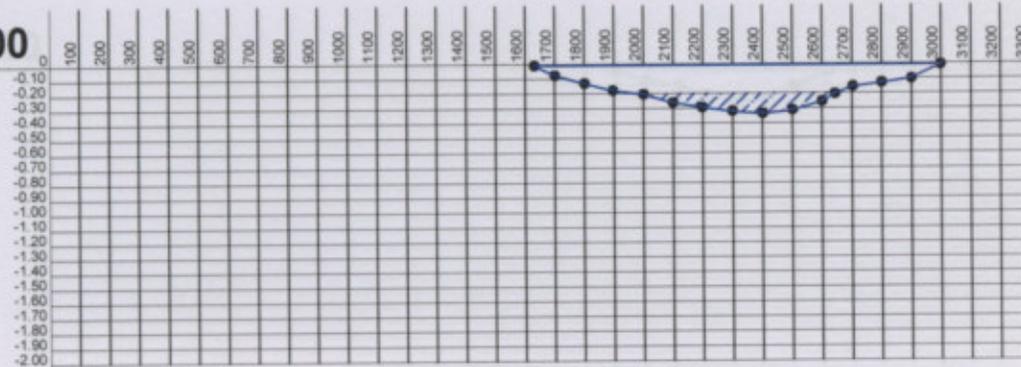
4

ABRIL 2016

400



500



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 400 y 500

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

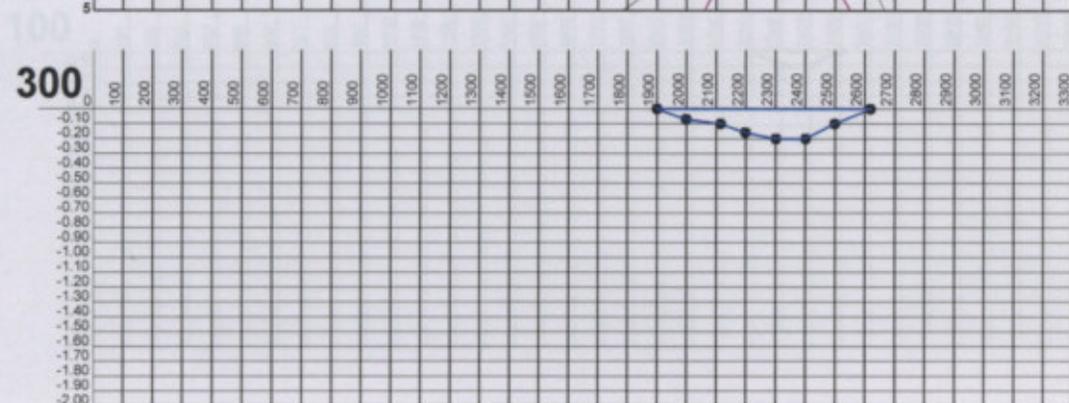
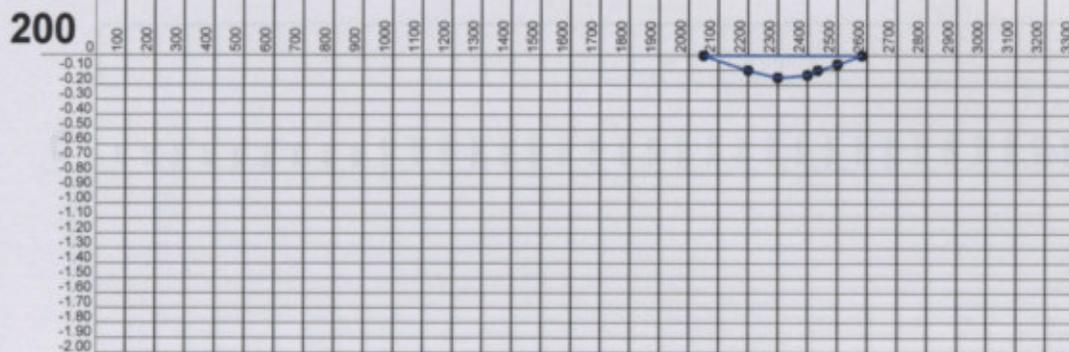
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

3

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 200 y 300

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA

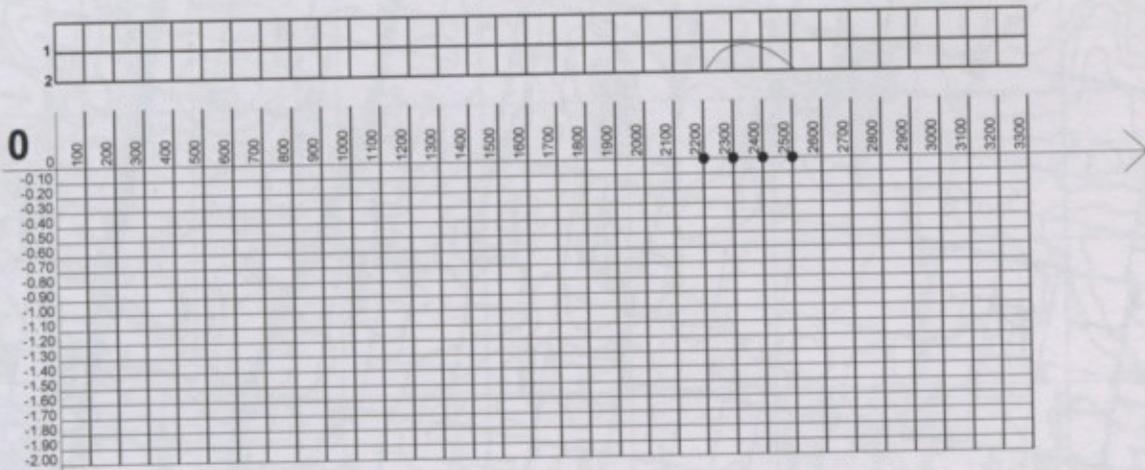
1:10

TEMA:

CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

2

ABRIL 2016



PERFIL LONGITUDINAL

PUNTO: 0 y 100

CÁLCULO ÁREA DE RECEPCIÓN

ESCALA
1:10

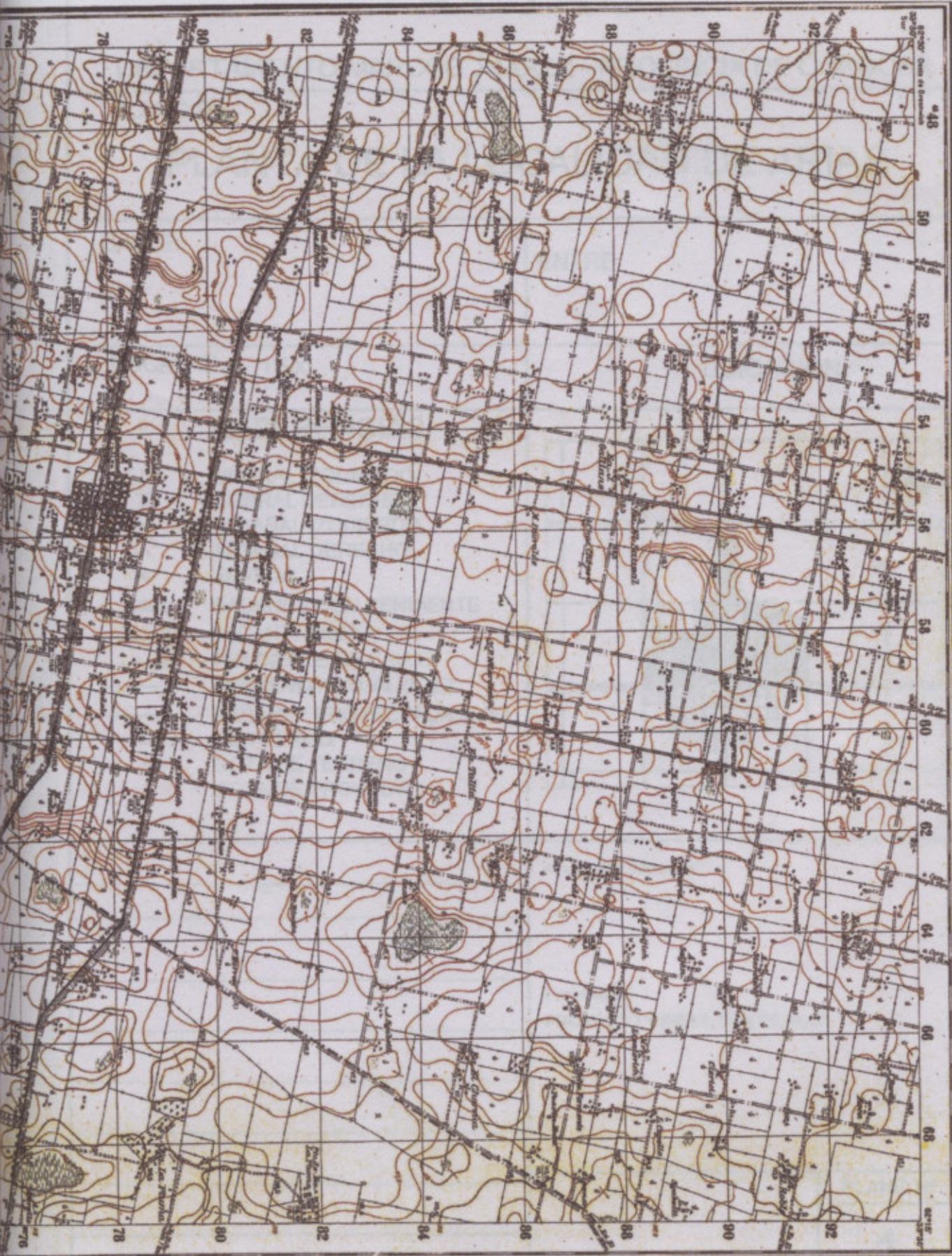
TEMA:
CAPACIDAD DISPOSITIVO FINAL

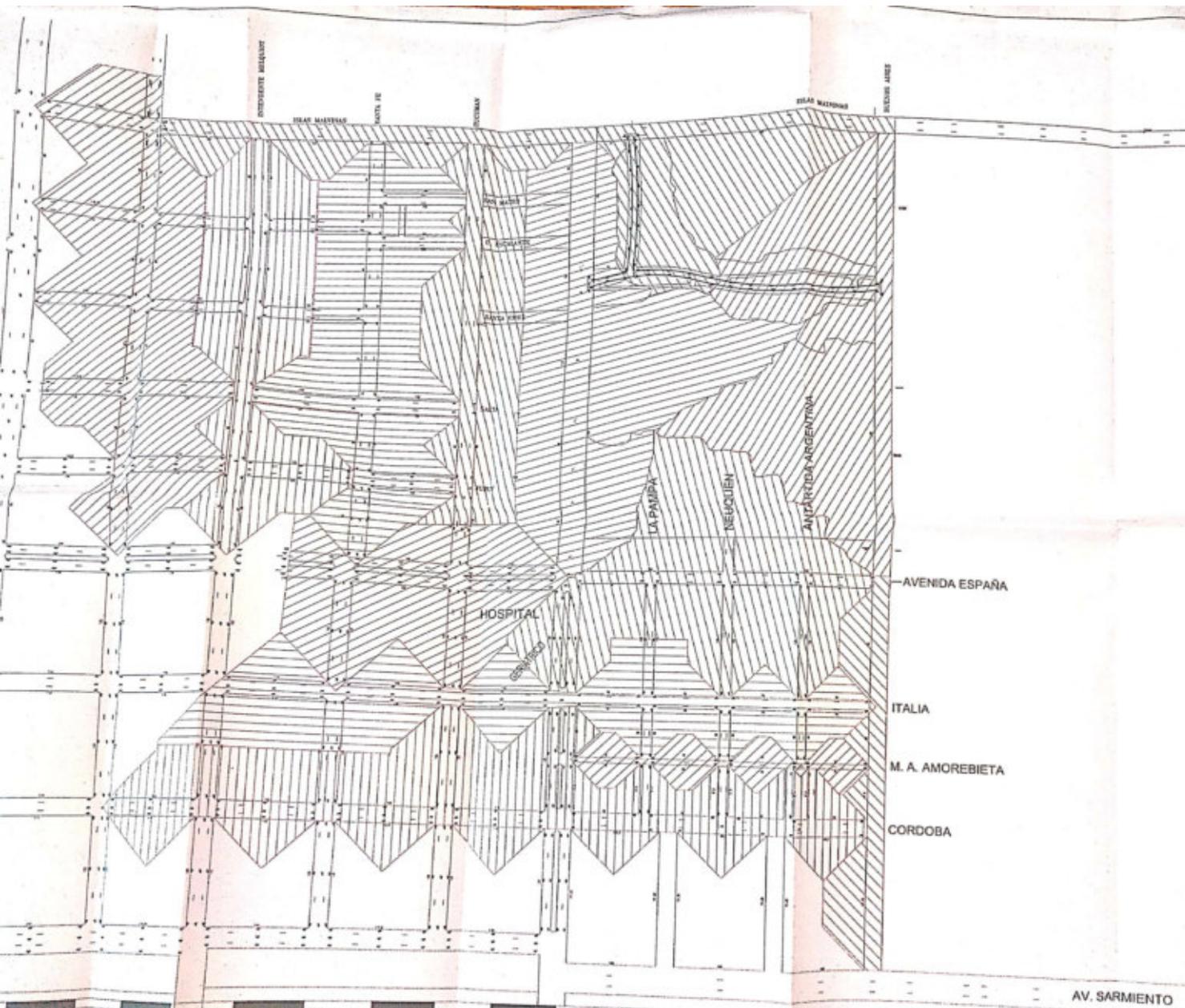
1

ABRIL 2016

UBICACION:

ARTIAS





UBICACION:

ARIAS

DEPARTAMENTO MARCOS JUAREZ - PROVINCIA DE CORDOBA

PLANO DE:

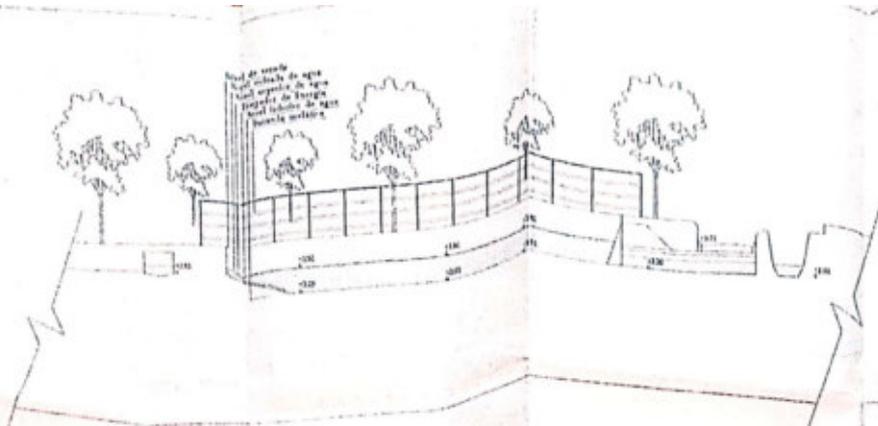
TRAZADO DE CUENCAS DE ARIAS

CALLE:	ENTRE Y
ESCALAS 1:500	UBICACION

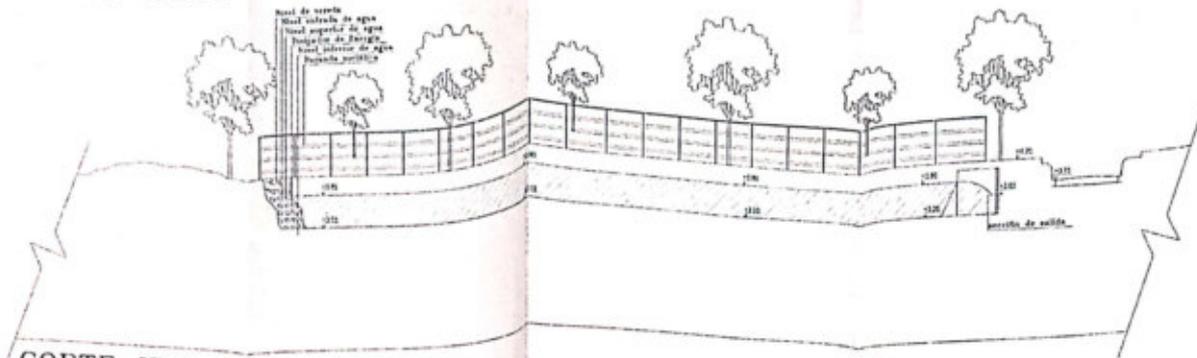
REFERENCIAS

- U UMbral DERECHO
- T UMbral IZQUIERDO
- V ALMIRAL IZQUIERDO
- A ALMIRAL DERECHO
- V VEREDA
- BADEÑOS CON PENDIENTE
- ALCANTARILLA
- PENDIENTE DE CALLE
- TERRENO ACTUAL (E.T.E)
- RAMANTE PROYECTADA (E.P.T)
- PUNTO FIJO
- COTA DE TERRENO
- COTA DE PROYECTO

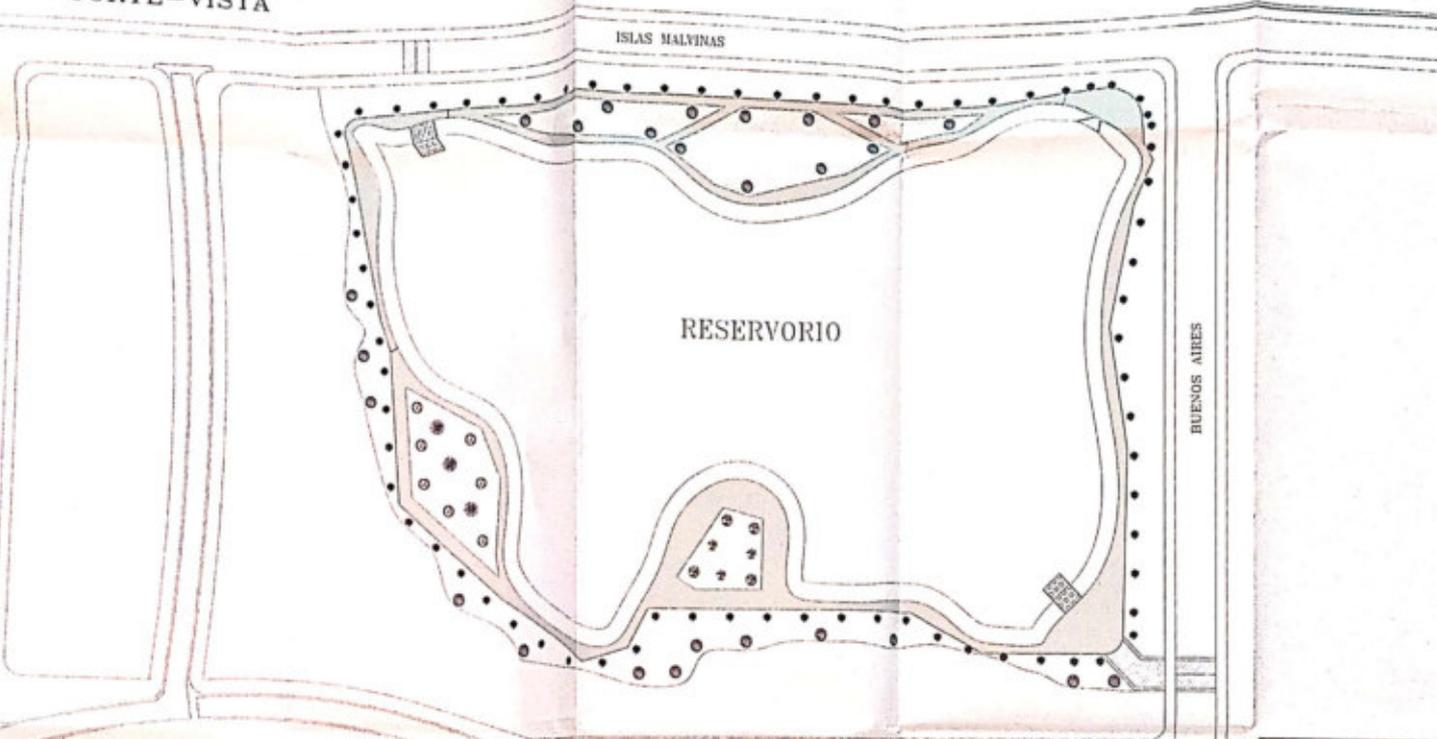
Profesional
PROYECTO Y DISEÑO TECNICO



CORTE-VISTA



CORTE-VISTA



UBICACION:

ARIAS

DEPARTAMENTO MARCOS JIMENEZ - PROVINCIA DE CORDOBA

PLANO DE:

DISEÑO RESERVORIO

CALLE:	ENTRE:
ESCALA: 1:500	UBICACION:

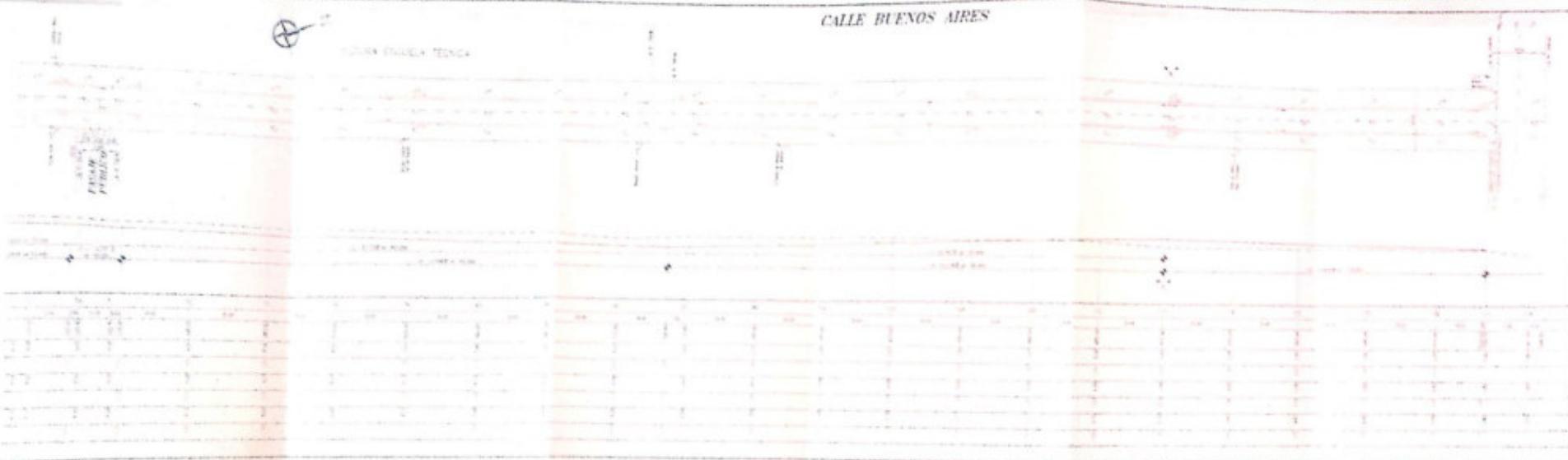
REFERENCIAS

- 1. LIMITE DERECHO
- 2. LIMITE IZQUIERDO
- 3. ALBAÑAL DERECHO
- 4. ALBAÑAL IZQUIERDO
- 5. VEREDA
- 6. BANCOS CONPENDERE
- 7. ALGATRIELLA
- 8. PENDIENTE DE CALLE
- 9. PENDIENTE ACTUAL (S.R.)
- 10. BANCANTE PROYECTADA (S.R.)
- 11. PUNTO FIJO
- 12. COTA DE TERMINO
- 13. COTA DE PROYECTO

PLANO Nº

3

CALLE BUENOS AIRES



ARIAS

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS - GOBIERNO DE BUENOS AIRES

PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

BUENOS AIRES

ESTADO: PROYECTADO

PROYECTO: [illegible]

REFERENCIAS:

- 1. [illegible]
- 2. [illegible]
- 3. [illegible]
- 4. [illegible]
- 5. [illegible]
- 6. [illegible]
- 7. [illegible]
- 8. [illegible]
- 9. [illegible]
- 10. [illegible]

NOTAS:

1. [illegible]
2. [illegible]
3. [illegible]
4. [illegible]
5. [illegible]
6. [illegible]
7. [illegible]
8. [illegible]
9. [illegible]
10. [illegible]

ESCALA: 1:500

FECHA: [illegible]

PROYECTADO POR: [illegible]

REVISADO POR: [illegible]

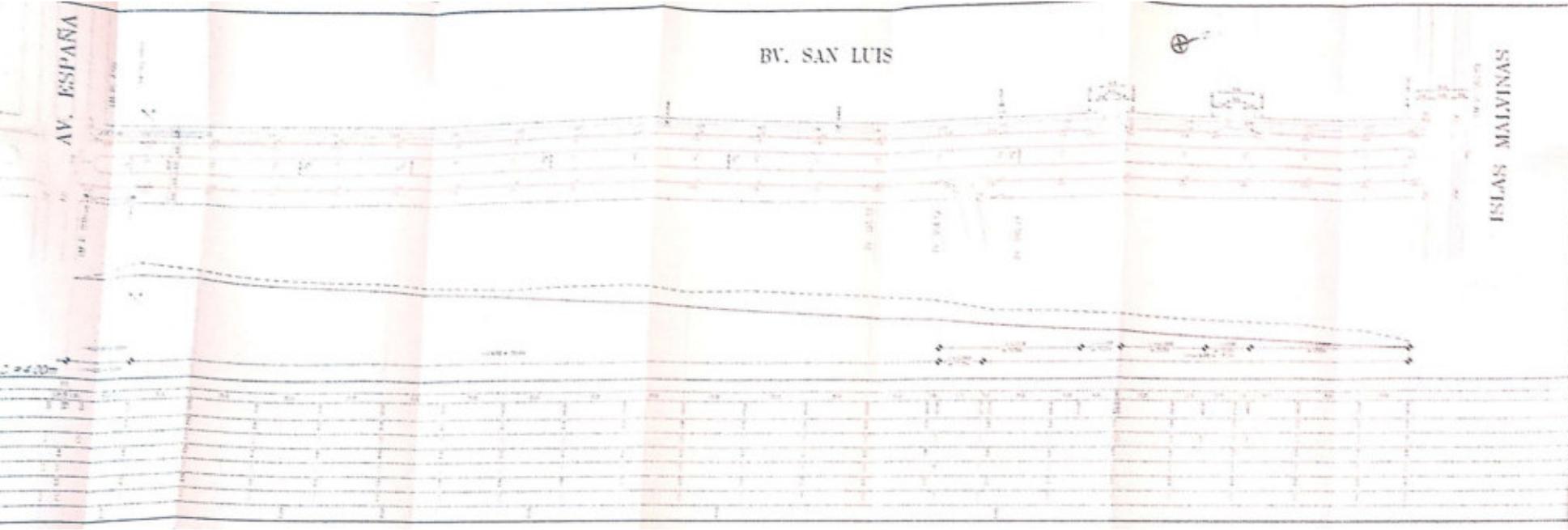
APROBADO POR: [illegible]

8

AV. ESPAÑA

BV. SAN LUIS

ISLAS MALVINAS



REFERENCIAS	
1	MAPA DE LUGAR
2	MAPA DE ZONA
3	MAPA DE ZONA DE PROYECTO
4	PROYECTO DE OBRAS
5	PROYECTO DE OBRAS
6	PROYECTO DE OBRAS
7	PROYECTO DE OBRAS
8	PROYECTO DE OBRAS
9	PROYECTO DE OBRAS
10	PROYECTO DE OBRAS
11	PROYECTO DE OBRAS
12	PROYECTO DE OBRAS
13	PROYECTO DE OBRAS
14	PROYECTO DE OBRAS
15	PROYECTO DE OBRAS
16	PROYECTO DE OBRAS
17	PROYECTO DE OBRAS
18	PROYECTO DE OBRAS
19	PROYECTO DE OBRAS
20	PROYECTO DE OBRAS
21	PROYECTO DE OBRAS
22	PROYECTO DE OBRAS
23	PROYECTO DE OBRAS
24	PROYECTO DE OBRAS
25	PROYECTO DE OBRAS
26	PROYECTO DE OBRAS
27	PROYECTO DE OBRAS
28	PROYECTO DE OBRAS
29	PROYECTO DE OBRAS
30	PROYECTO DE OBRAS
31	PROYECTO DE OBRAS
32	PROYECTO DE OBRAS
33	PROYECTO DE OBRAS
34	PROYECTO DE OBRAS
35	PROYECTO DE OBRAS
36	PROYECTO DE OBRAS
37	PROYECTO DE OBRAS
38	PROYECTO DE OBRAS
39	PROYECTO DE OBRAS
40	PROYECTO DE OBRAS
41	PROYECTO DE OBRAS
42	PROYECTO DE OBRAS
43	PROYECTO DE OBRAS
44	PROYECTO DE OBRAS
45	PROYECTO DE OBRAS
46	PROYECTO DE OBRAS
47	PROYECTO DE OBRAS
48	PROYECTO DE OBRAS
49	PROYECTO DE OBRAS
50	PROYECTO DE OBRAS