

**ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES  
ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECIFICAS DE GIRÓN  
UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE  
CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS  
FUENTES RECEPTORAS.**

DIEGO FERNANDO ARDILA GÓMEZ

WILLIAM STEVEN MÉNDEZ RODRÍGUEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA

2011

**ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES  
ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECIFICAS DE GIRÓN  
UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE  
CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS  
FUENTES RECEPTORAS.**

DIEGO FERNANDO ARDILA GÓMEZ

WILLIAM STEVEN MÉNDEZ RODRÍGUEZ

PROYECTO DE GRADO

Requisito para optar el Título de ingenieros civiles

Director

MARIO GARCÍA SOLANO

Ingeniero Civil

Codirector

PEDRO MUÑOZ LASPRILLA

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA

2011

## **AGRADECIMIENTOS**

Queremos expresar nuestros agradecimientos a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron en la realización de este proyecto.

En primer lugar a Dios por ser el impulsor de todo el proyecto y por darnos el privilegio de levantarnos cada día y enseñarnos que cada día trae su afán.

A la UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER por llevar un acompañamiento académico durante el proceso de formación como estudiantes de la carrera de ingeniería civil.

A los profesores Pedro Muñoz y Mario García, quienes guiaron el camino del proyecto de grado, bajo la dirección de la empresa EMPAS S.A. Aportando sus conocimientos y experiencias relacionadas al tratamiento y manejo del recurso hídrico.

A los ingenieros y operarios que de manera ardua colaboraron con trabajos de campo y de oficina para enriquecer nuestro conocimiento en la ingeniería.

A nuestros familiares por brindarnos su cariño, y apoyo en todas las circunstancias que se nos presentaron.

## CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	16
2.	CONEXIONES ERRADAS .....	19
	2.1 LAS CONEXIONES ERRADAS. ....	19
	2.2 APORTES DE CONTAMINACIÓN A LOS COLECTORES EN TIEMPO DE LLUVIA. ....	25
3.	URBANIZACIONES ESTUDIADAS.....	30
	3.1 EL CONSUELO .....	31
	3.2 URBANIZACIÓN PORTAL DEL CAMPESTRE.....	34
	3.3 CIUDADELA VILLAMIL.....	38
	3.4 PORTAL CAMPESTRE NORTE I-II.....	42
	3.5 LOS GUAYACANES .....	47
	3.6 BALCONES DE GALICIA .....	50
	3.7 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO EN LOS BARRIOS.....	53
	3.8 DATOS DE LAS CASAS CON CONEXIONES ERRADAS .....	57
	3.10 TOPOGRAFÍA DE LA ZONA EN GENERAL. ....	82
4.	ESTRUCTURAS DE SEPARACIÓN.....	84
	4.1. TIPOS DE ALIVIADEROS .....	84
	4.2. NORMAS RAS .....	107
	4.3. ALIVIADEROS REALIZADOS POR EMPAS.....	123
5.	DISPOSICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PARA GARANTIZAR LA OPERACIÓN Y SOLUCIONES PROYECTADAS.....	126
	5.1 Sistema de posición de aliviaderos paralelos y en serie. ....	126
	5.2 ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURAS PARA EL PROYECTO .....	130
	5.3. SOLUCION DE ALTERNATIVA.....	144
6.	RESEÑA DE LA ENTIDAD .....	145
7.	CONCLUSIONES.....	146
8.	OBSERVACIONES .....	149
9.	BIBLIOGRAFÍAS.....	150
10.	ANEXOS.....	152

## Lista de Tablas

TABLA 1 FUENTES DE CONTAMINACIÓN DE AGUAS DE ESCORRENTÍA.....	27
TABLA 2 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO EL CONSUELO.....	34
TABLA 3 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO URB. PORTAL CAMPESTRE.....	36
TABLA 4 DISEÑO DE CAUDALES DE AGUAS NEGRAS DEL BARRIO URB. PORTAL CAMPESTRE.....	36
TABLA 5 CAUDALES DE AGUAS NEGRAS DEL BARRIO URB. PORTAL CAMPESTRE.....	37
TABLA 6 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO VILLAMIL.....	40
TABLA 7 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO VILLAMIL.....	41
TABLA 8 CAUDALES DE AGUAS NEGRAS DEL BARRIO VILLAMIL.....	41
TABLA 9 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	44
TABLA 10 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	44
TABLA 11 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	45
TABLA 12 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	45
TABLA 13 DISEÑO DE CAUDALES DE AGUAS SANITARIAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	46
TABLA 14 CAUDALES DE AGUAS SANITARIAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	46
TABLA 15 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO LOS GUAYACANES.....	49
TABLA 16 DISEÑO DE CAUDALES DE AGUAS SANITARIAS DEL BARRIO LOS GAUYACANES.....	49
TABLA 17 CAUDALES DE AGUAS SANITARIAS DEL BARRIO LOS GAUYACANES.....	49
TABLA 18 CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	52
TABLA 19 CAUDALES DE AGUAS NEGRAS DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	52
TABLA 20 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO POR CADA BARRIO.....	54
TABLA 21 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.....	54
TABLA 22 VELOCIDAD MÍNIMA EN TUBERÍA DE AGUAS LLUVIAS.....	56
TABLA 23 VALORES DE LA FUERZA TRACTIVA.....	56
TABLA 24 VELOCIDAD MÁXIMA EN TUBERÍAS DE AGUAS LLUVIAS.....	56
TABLA 25 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO EL CONSUELO.....	57
TABLA 26 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO EL CONSUELO.....	57
TABLA 27 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO EL CONSUELO.....	58
TABLA 28 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I.....	59
TABLA 29 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I.....	59
TABLA 30 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE I.....	60
TABLA 31 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO PORTAL CAMPESTRE II.....	62
TABLA 32 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE II.....	62
TABLA 33 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE II.....	63
TABLA 34 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO PORTAL CAMPESTRE NORTE.....	64
TABLA 35 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE NORTE.....	64
TABLA 36 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE NORTE.....	65
TABLA 37 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO LOS GUAYACANES.....	66
TABLA 38 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO LOS GUAYACANES.....	66
TABLA 39 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO LOS GUAYACANES.....	67
TABLA 40 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	68
TABLA 41 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	68
TABLA 42 APARATOS SANITARIOS DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	69
TABLA 43 CONEXIONES ERRADA EN EL BARRIO VILLA LINDA.....	70
TABLA 44 SEGUIMIENTO DE LAS CASAS DEL BARRIO VILLA LINDA.....	70
TABLA 45 MÉTODO HUNTER.....	72
TABLA 46 TOTAL CASAS INSPECCIONADAS.....	73

TABLA 47 TOTAL DE UNIDADES DE DESCARGA POR CADA APARATO SANITARIO.....	73
TABLA 48 TOTAL DE UNIDADES DE DESCARGA POR CADA APARATO SANITARIO A 5 AÑOS. ....	74
TABLA 49 CAUDAL TOTAL DE AGUAS PLUVIALES POR LA RED PRINCIPAL DE LA ZONA. ....	76
TABLA 50 CAUDAL TOTAL DE AGUAS SANITARIAS POR LA RED PRINCIPAL DE LA ZONA. ....	76
TABLA 51 CÁLCULO DE PENDIENTES POR TRAMOS. ....	79
TABLA 52 CÁLCULO DE CAUDAL A DETERMINADO PERIODO.....	81
TABLA 53 DATOS DE UN ALIVIADERO DE ORIFICIO. ....	101
TABLA 54 CONSIDERACIONES PARA EL PROYECTO. ....	113
TABLA 55 COEFICIENTE DE RETORNO .....	114
TABLA 56 APORTES MÁXIMOS POR CONEXIONES ERRADAS CON SISTEMA PLUVIAL. ....	115
TABLA 57 APORTES MÁXIMOS POR DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS SIN SISTEMA PLUVIAL .....	115
TABLA 58 APORTES POR INFILTRACIÓN EN REDES DE SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES .....	116
TABLA 59 VELOCIDAD MÍNIMA DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES .....	118
TABLA 60 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE COLECTORES. ....	118
TABLA 61 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA. ....	119
TABLA 62 PERIODO DE RETORNO. ....	121
TABLA 63 DATOS INICIALES DE CAUDAL DEL PROYECTO EN GENERAL. ....	130
TABLA 64 FLUJO INICIAL AGUAS SANITARIAS. ....	131
TABLA 65 FLUJO DE CAUDAL DEL BARRIO VILLA LINDA. ....	131
TABLA 66 MÁXIMO CAUDAL QUE PUEDE TRANSPORTAR LA RED DE AGUAS NEGRAS. ....	131
TABLA 67 CAUDAL DE CAPTACIÓN ESTRUCTURA DE SALTO. ....	134
TABLA 68 RESULTADO DE LA ESTRUCTURA DE SALTO. ....	134
TABLA 69 DATOS INICIALES ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN. ....	138
TABLA 70 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN Y1/E. ....	139
TABLA 71 TIPO DE REJILLA. ....	140
TABLA 72 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN.....	141

## Lista de Figuras

FIGURA 1 VIVIENDA TIPO Y SUS REDES INTERNAS SIN REMODELACION.....	20
FIGURA 2 VIVIENDA TIPO Y SUS REDES INTERNAS CON REMODELACION. ....	21
FIGURA 3 VIVIENDA TIPO Y SUS REDES INTERNAS INVERTIDAS. ....	21
FIGURA 4 VISTA DE COLORANTE EN VIVIENDA CON CONEXIÓN ERRADA. ....	22
FIGURA 5 EQUIPO DE ANÁLISIS Y LIMPIEZA DEL ALCANTARILLADO. VACTOR .....	25
FIGURA 6 DELIMITACION DE LOS BARRIOS A ANALIZAR. ....	30
FIGURA 7 BARRIO EL CONSUELO.....	31
FIGURA 8 BARRIO EL CONSUELO .....	32
FIGURA 9 BARRIO URBANIZACIÓN PORTAL DEL CAMPESTRE.....	34
FIGURA 10 BARRIO URBANIZACIÓN PORTAL DEL CAMPESTRE .....	35
FIGURA 11 BARRIO CIUDADELA VILLAMIL.....	38
FIGURA 12 BARRIO VILLAMIL ZONA 1.....	39
FIGURA 13 BARRIO VILLAMIL ZONA 2.....	39
FIGURA 14 BARRIO PORTAL CAMPESTRE I-II .....	42
FIGURA 15 BARRIOS DEL PORTAL CAMPESTRE I Y II.....	43
FIGURA 16 BARRIO GUAYACANES .....	47
FIGURA 17 BARRIO LOS GUAYACANES .....	48
FIGURA 18 BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	50
FIGURA 19 BARRIO BALCONES DE GALICIA.....	51
FIGURA 20 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO EL CONSUELO.....	57
FIGURA 21 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO EL CONSUELO. ....	58
FIGURA 22 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE. ....	59
FIGURA 23 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE. ....	60
FIGURA 24 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE II. ....	62
FIGURA 25 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE II.....	63
FIGURA 26 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE NORTE. ....	65
FIGURA 27 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO PORTAL CAMPESTRE NORTE. ....	66
FIGURA 28 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO GUAYACANES.....	67
FIGURA 29 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO GUAYACANES. ....	68
FIGURA 30 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA. ....	69
FIGURA 31 APARATOS SANITARIOS CON CONEXIONES ERRADAS DEL BARRIO BALCONES DE GALICIA. ....	69
FIGURA 32 ESTADO DE LAS VIVIENDAS DEL BARRIO VILLA LINDA. ....	70
FIGURA 33 CURVA DE CAUDAL MÁXIMO PROBABLE MÉTODO HUNTER PARA COLOMBIA UNIDADES HASTA 1000.....	71
FIGURA 34 ANÁLISIS TOTAL DE LAS VIVIENDAS DE LA ZONA .....	73
FIGURA 35 FLUJO DE LAS AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES DE LA ZONA .....	75
FIGURA 36 ÁREA AFERENTE DE LA RED PRINCIPAL DE AGUAS LLUVIAS .....	77
FIGURA 37 PRECIPITACIONES DURANTE LOS PRIMEROS 15 MINUTOS.....	82
FIGURA 38 VISTA GENERAL DE LA VÍA PRINCIPAL Y A SUS COSTADOS LOS BARRIOS. ....	83
FIGURA 39 PERFIL DE LA CANALETA QUE TRANSPORTA EL FLUJO CONTAMINADO. ....	83
FIGURA 40 PERFIL DE LA TUBERÍA QUE TRANSPORTA EL FLUJO DE AGUAS NEGRAS. ....	83
FIGURA 41 TIPOS DE ALIVIADEROS .....	86
FIGURA 42 PERFIL DEL ALIVIADERO EN CONDICIÓN DE FLUJO SUBCRÍTICO. ....	88
FIGURA 43 PERFIL DEL ALIVIADERO EN CONDICIÓN DE FLUJO SUPERCRÍTICO. ....	89
FIGURA 44 PERFIL SUPERFICIAL TIPO I.....	89
FIGURA 45 PERFIL SUPERFICIAL TIPO II.....	90
FIGURA 46 PERFIL SUPERFICIAL TIPO III.....	90
FIGURA 47 PERFIL SUPERFICIAL TIPO IV .....	91
FIGURA 48 PERFIL SUPERFICIAL TIPO V .....	91

FIGURA 49 SISTEMA DE FUNCIONAMIENTO DE UN ALVIADERO TRANSVERSAL .....	93
FIGURA 50 PLANTA DEL VERTEDERO TRANSVERSAL.....	94
FIGURA 51 PERFIL VERTEDERO DE SALTO .....	98
FIGURA 52 PLANTA DEL VERTEDERO TRANSVERSAL.....	99
FIGURA 53 CORTE DE UN VERTEDERO FLEXIBLE .....	99
FIGURA 54 PERFIL DE UN ALVIADERO DE ORIFICIO .....	101
FIGURA 55 DEPOSITO, CONTROL Y ALIVIO EN LÍNEA .....	102
FIGURA 56 ALIVIO EN LÍNEA SUCESO TIPO A.....	103
FIGURA 57 ALIVIO EN LÍNEA SUCESO TIPO B.....	103
FIGURA 58 ALIVIO EN LÍNEA SUCESO TIPO C.....	104
FIGURA 59 ALIVIO CON VÁLVULAS VORTEX PLANTA Y PERFIL.....	106
FIGURA 60 ALIVIO CON VÁLVULAS VORTEX EN 3D.....	106
FIGURA 61 ALIVIO CON VÁLVULAS VORTEX EN 3D.....	120
FIGURA 62 ESQUEMA DE ALVIADERO EN PARALELO. ....	126
FIGURA 63 ALVIADEROS EN SERIE. ....	127
FIGURA 64 DETALLE DE LA UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE SALTO.....	132
FIGURA 65 ALIVIO DE SALTO EN PERFIL .....	133
FIGURA 66 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ALIVIO DE CAPTACIÓN. ....	136
FIGURA 67 ALIVIO DE CAPTACIÓN EN PERFIL. ....	137
FIGURA 68 DETALLE DE LA REJILLA DE CAPTACIÓN. ....	137

## **Lista de anexos**

### **Anexo 1:**

Contiene plano planta perfil del alcantarillado existente de la zona a intervenir.

### **Anexo 2:**

Contiene ubicación y diseño de la estructura de alivio a implementar en la zona de Girón.

## RESUMEN

La Empresa Pública de Alcantarillado de Santander está constituida desde hace poco tiempo, cuando se estipuló como EMPAS S.A., la cual se le ordenó a la Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga (CDMB), el desarrollo de trámites internos para el servicio de alcantarillado de los municipios de Bucaramanga, Florida y Girón. De este modo la CDMB y EMPAS S.A. tienen un convenio interadministrativo de cooperación con el fin de juntar esfuerzos para garantizar la buena prestación del servicio público de alcantarillado en la zona.

Los trabajos que han venido realizando la CDMB y EMPAS desde hace tiempos, en las zonas de Santander han sido un aporte muy importante para la población de la región, pero en estos momentos en algunos sectores están siendo insuficiente, debido a factores sociales que están afectando el esfuerzo en el avance del cuidado de las cuencas hídricas, ya que, en muchas viviendas se realizan reformas locativas, especialmente ampliaciones de tipo familiar. Conectando de manera errónea las estructuras de desagüe a los sistemas de aguas lluvias y no al respectivo sistema de colectores de aguas residuales como debería ser. Siendo EMPAS S.A. afectado por el gran número de quejas que los habitantes aledaños a las fuentes hídricas donde el sistema de aguas lluvia vierte sus aguas. Además de todas las consecuencias de salubridad, que estas podrían generar tanto en el lugar de vertimiento de las aguas como aguas abajo.

Debido a estos problemas la empresa EMPAS S.A. Ha decidido realizar el respectivo estudio en una escala mayor, abarcando todas las zonas que aportan contaminación para dar posibles alternativas de soluciones y localizar un punto estratégico en el cual se pueda diseñar una estructura hidráulica de alivio que minimice de cierta forma el impacto ambiental.

## SUMMARY

The Public company Sewer Santander is made not long ago when it was stipulated as EMPAS SA, which was ordered to the Autonomous Regional Corporation for the Defense of the Bucaramanga Plateau (CDMB), the development of internal procedures for sewerage services in the municipalities of Bucaramanga and Giron Florida. Thus the CDMB and EMPAS SA have an inter-administrative cooperation in order to join efforts to ensure the proper provision of public sewer service in the area.

The work they have done to the CDMB and EMPAS for stroke, in the areas of Santander have been a very important contribution to the population of the region, but now in some sectors are still insufficient due to social factors that are affecting the effort to advance the care of the watersheds, since in many homes are made locative reforms, especially extensions within the family. Connecting the wrong way drainage structures to storm water systems and not the respective system of sewage collectors should be. Being EMPAS, affected by the large number of complaints that the residents adjacent to water sources where the storm water system empties. Besides all the health consequences that these might generate both the dumping site and downstream waters.

Because of these problems the company EMPAS SA. Decided to conduct the relevant study on a larger scale, covering all areas that contribute to contamination of possible alternative solutions and identify a strategic point in which to design a hydraulic structure relief in a way that minimizes environmental impact.

## 1. INTRODUCCIÓN

Las fuentes hídricas constituyen el principal recurso natural con el que contamos los seres vivos, de ahí es un deber protegerlos de la mejor forma posible, para seguir contando con este recurso y evitar enfermedades en las poblaciones aledañas o situadas aguas abajo de dichas fuentes hídricas.

Sin embargo en ocasiones se es insuficiente tener información de los principales focos de contaminación que afectan las fuentes, a pesar de que las compañías encargadas del manejo de las aguas en cada región se esfuerzan de la mayor forma para evitar tanta contaminación ambiental. Un ejemplo claro de esto se ve en las zonas más vulnerables de la sociedad, debido al aspecto socio-económico, los cuales se ven obligados a pasar por encima de reglas ambientales, esto es un esfuerzo mas que debe tener la empresa encargada del funcionamiento del recurso hídrico, el dar alternativas a posibles soluciones a futuro, por medio quizá de estructuras que mejoren en gran parte la calidad de vida de una población sin llegar a afectar otras.

EMPAS S.A. es la empresa encargada en estos momentos del funcionamiento de las redes de alcantarillado y del manejo y control de las fuentes hídricas de los municipios de Bucaramanga y su área metropolitana, en lo cual para efectos de este proyecto nos enfocamos en una zona específica que abarca los barrios:

El Consuelo, Ciudadela VILLAMIL, Portal Campestre Norte I, Portal Campestre Norte II, Los Guayacanes, Balcones De Galicia, Villa Linda y Casa Linda (sistema combinado), en el municipio de Girón, los cuales aportan sus caudales en tiempos de lluvias al RIO FRIO, ya que es la fuente hídrica más cercana a esta zona, pero en realidad estos colectores están transportando contaminación directa, todo debido a las conexiones erradas que existen en estos barrios.

En el siguiente proyecto se pretende dar posibles soluciones que disminuyan el alto índice de contaminación ambiental en esta zona específica de Girón. Dando a conocer que no se pretende intervenir en las casas de los habitantes en donde se están generando estas conexiones erradas, si no postulando estructuras hidráulicas como alternativas de mitigación del impacto ambiental generados en los vertidos de los colectores al río, teniendo en cuenta las recomendaciones y normas que tienen la empresa EMPAS S.A. y las normas Colombianas.

Para tener un orden específico se determino el proyecto por etapas:

Etapa 1: Recopilación de la información de los barrios y en especial de las viviendas que están aportando contaminación a las redes pluviales por medio de las conexiones erradas que realizan los habitantes observando los planos para encontrar las posibles guías de las aguas desde las viviendas hacia la entrega y del mismo modo observar y delimitar los planos topográficos de la zona a intervenir.

Etapa 2: El análisis de los marcos legales que se deben tener en cuenta en el manejo de estructuras hidráulicas, enfocándonos en las normas empleadas por la empresa y por las normas que se rigen en Colombia cuando se desea diseñar las estructuras de separación. Del mismo modo tener en cuenta las estructuras ya realizadas por la empresa si han dado resultado o han sido insuficientes para tratar estos problemas en otras zonas.

Etapa 3: Plantear alternativas de solución en las redes del alcantarillado de aguas lluvias generando un sistema de control y alivio en determinada zona de la cuenca, evaluando su eficiencia, eficacia, comodidad y economía que puedan ofrecer tanto a la empresa como a los habitantes de la zona, por su mejoramiento en la calidad de vida.

**Etapa 4: Reconocimiento de la empresa EMPAS S.A. visión, misión, reseña histórica y objetivos.**

Esperamos que con este proyecto demos camino a soluciones de disminución de la contaminación ambiental y el mejoramiento de la calidad de vida en los habitantes, y de la misma forma tomando como base el proyecto para otras zonas de la región de Santander como en Floridablanca donde también se podrán ver problemas similares.

## **2. CONEXIONES ERRADAS**

### **2.1 LAS CONEXIONES ERRADAS.**

Para hablar de las conexiones erradas, debemos decir que los vertimientos o descargas de origen doméstico provocan un alto contenido de contaminación hídrica en las poblaciones, especialmente para nuestro caso en Girón.

Basándonos en diagnósticos realizados desde antes del 2008 por la Corporación Autónoma para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga, CDMB, para quebradas que pasan por los municipios de Bucaramanga, Florida y Girón, señala que el deterioro de estas corrientes se debe principalmente al vertimiento directo de aguas residuales domésticas sobre el cauce de las vertientes. Entre un 85% y 90% de la contaminación de los cauces obedece a esta causa, mientras que el porcentaje restante es de origen comercial, industrial, agropecuario y minero.

Funcionarios de EMPAS S.A. reconocen que hay una problemática grave y que se puede decir que se generan específicamente por dos aspectos principalmente, las conexiones erradas, debido a las reformas en las viviendas y los asentamientos urbanos ilegales. Y que a pesar de que la empresa se encargue de desarrollar de la mejor forma las entregas hacia los ríos, las reformas en las viviendas siguen creciendo, haciéndose imposible a futuro intervenir en cada vivienda que genere este problema, siendo mejor dar opciones hidráulicas que minimicen de cierta forma estas contaminaciones, antes de que el flujo llegue a la entrega de los cauces.

Estudios realizados por funcionarios de la empresa EMPAS S.A. Bajo la coordinación de la sección de “Operación de Redes” llevan a cabo informes de las actividades realizadas en las viviendas de los barrios que están en la zona y que

hacen los aportes a las redes principales y a la canaleta que pasa por la vía principal y que fue diseñada para el transporte de aguas lluvias.

## Planta primer piso sin remodelar

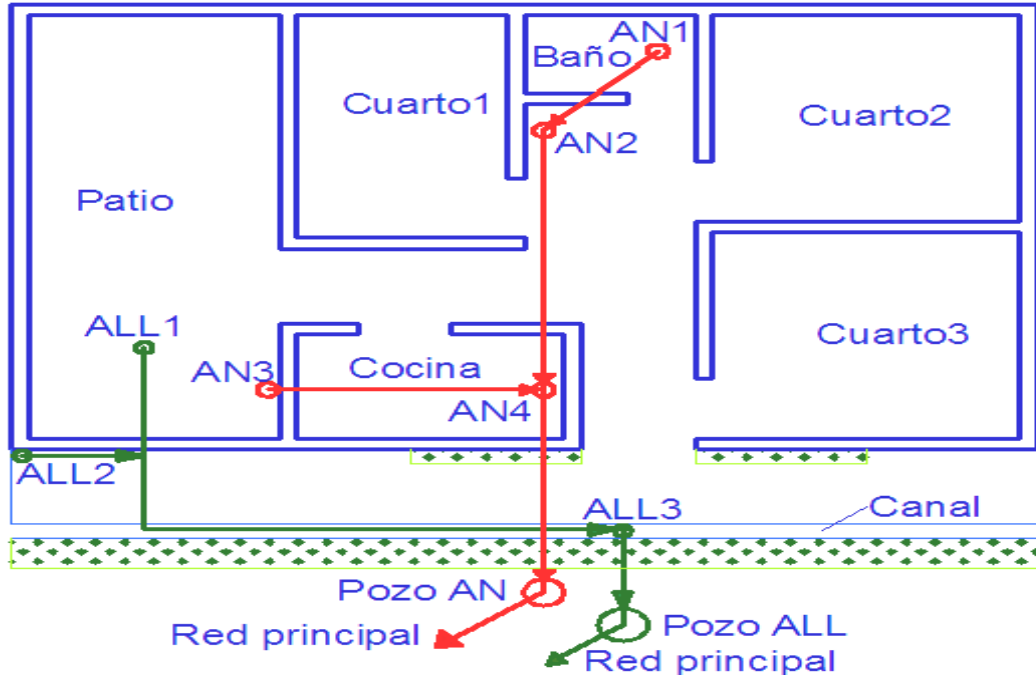


Figura 1 Vivienda tipo y sus redes internas sin remodelacion.

## Planta primer piso remodelado

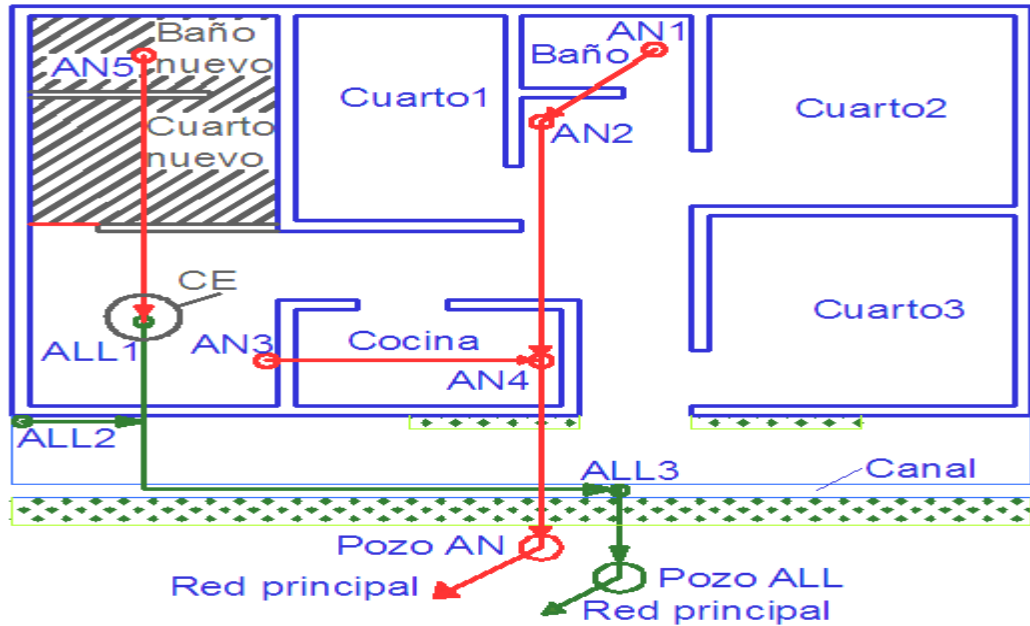


Figura 2 Vivienda tipo y sus redes internas con remodelacion.

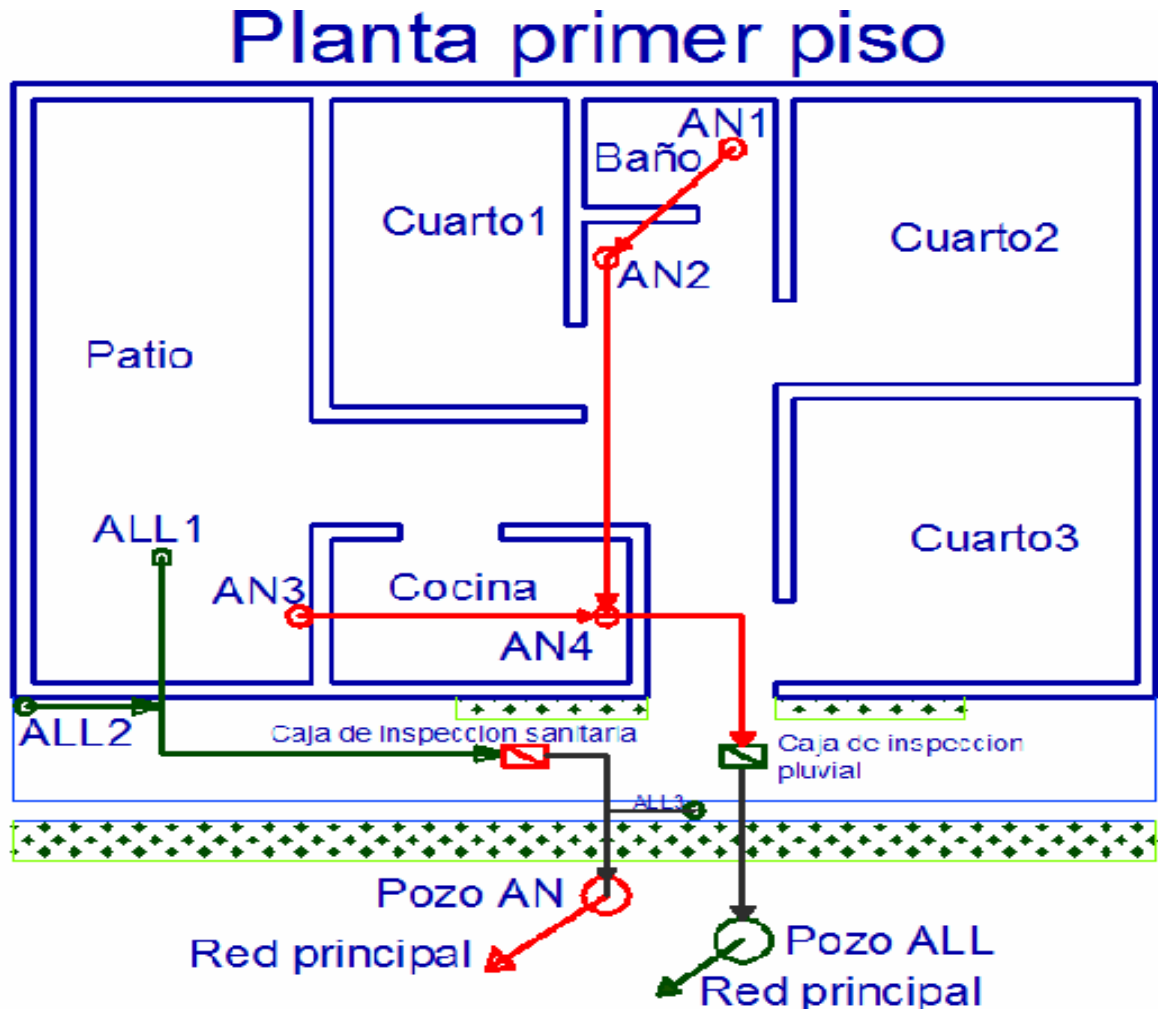


Figura 3 Vivienda tipo y sus redes internas invertidas.

El análisis que se emplea para determinar si se están realizando conexiones erradas en las viviendas es muy sencillo, debido a que las viviendas que no han tenido ninguna ampliación o remodelación en las casas, se puede asegurar que no presentan conexiones erradas, pues los constructores de las redes tanto sanitarias como pluviales debieron ser certificadas por la CDMB, cuando estos revisaban los respectivos cálculos y actos de entrega de las obras de las viviendas donde se realizaron algún tipo de remodelación, y/o ampliación, que involucraban algún tipo de aparato sanitario como baños, lavaplatos o lavaderos.

Se debe realizar la inspección detallada, esto se realiza con un colorante llamado anilina, los pasos son los siguientes:

- a. Introducir colorante en la entrada de la nueva tubería si es lava platos o lavadero, si es un baño en el sifón y si es aparato sanitario en el agua que contiene este.
- b. Dejar que fluya el agua para que se transporte por toda la red nueva con el colorante.
- c. Destapar las tapas de los pozos de aguas lluvias que dan de la casa y de aguas negras, y observar después de unos minutos por cual tubería está siendo transportado dicho colorante.
- d. Si el colorante fluye a través de la red de aguas lluvias se dice que hay una conexión errada en esa vivienda.
- e. Debemos tener en cuenta que el análisis se hace para cada aparato sanitario, baño, lavadero o lavaplatos por separado, uno después del otro conociendo el resultado primero del análisis anterior.
- f. Por último dar el análisis de la vivienda.



Figura 4 Vista de colorante en vivienda con conexión errada.

Este procedimiento debe hacerse de manera unitaria y por casa a la vez, debido a que si se interviene en otra casa cercana puede alterarse los resultados en los flujos, a menos de que se utilicen diferentes colores de anilina.

Luego se notifica al propietario indicándoles que sus viviendas tiene mal hechas las conexiones internas (**CE**) y se concede un plazo de 30 días para realizar los cambios, si se hace caso omiso a la solicitud se procede a aplicar la sanción acuerdo a la reglamentación existente del **decreto 302 del 2000**, que habla de la suspensión unilateral del servicio por parte de la entidad prestadora del servicio público.

En el caso que se presente ausencia del residente (**AR**), se insiste en una nueva visita para realizar las pruebas de anilina. Si persiste la ausencia se le envía una carta en la cual se le notifica de la situación que se presenta y se le informa que debe comunicarse con EMPAS S.A. ESP. en un plazo máximo de 5 días para indicar la fecha y hora en la cual el residente podrá atender la visita para la realización de las pruebas. Si persiste la ausencia se le envía una carta notificando la suspensión unilateral del servicio.

En el caso de vivienda vacía (**VV**) se le aplica el anterior procedimiento pero con una mayor holgura.

Para las viviendas en que se presente el caso de inspección negada (**IN**), se le enviará una carta en la cual se notifica y se le informa sobre el proyecto que se desea realizar. Si se presenta la omisión a atender la solicitud se procede a aplicar la suspensión unilateral del servicio por parte de la entidad prestadora de dicho servicio.

Luego de realizar este procedimiento en las viviendas se pueden sacar porcentajes, tomando el total de casas inspeccionadas y la cantidad de estas con conexiones erradas, complementando este análisis detallando el número total de lavaderos, lavaplatos, baños y aparatos sanitarios que presentan estas conexiones erradas en cada casa y barrio.

Después de hacer el trabajo en las casas de los diferentes barrios de la zona, y ver que hay un problema que va a seguir aumentando a medida que se sigan ampliando o remodelando las casas, por motivos diferentes, es una utopía intentar dar solución vivienda por vivienda, ya que sería desgastante para la empresa intervenir cada vez que se haga la remodelación de una vivienda mas.

Además esta otro tipo de conexión errada y es el mal manejo de los planos por parte de los constructores de las urbanizaciones o por errores a la hora de construir los sistemas de alcantarillado de las mismas.

Ya que en algunas etapas de construcción se alteraron los respectivos ordenes de manejo de la mayoría de las instalaciones hidráulicas vivienda a vivienda, realizando conexiones equivocadas, llegando al límite de conectar las redes sanitarias a las cajas de inspección equivocadas, es decir las tuberías de aguas negras que deberían salir de las viviendas por la caja de inspección de aguas negras, resultan saliendo por las cajas de inspección de las aguas lluvias.

Por eso se ve como una opción, estudiar el problema a una escala mayor, manejando las aguas lluvias contaminadas cuando estas, estén en los colectores principales y antes de que lleguen a la zona de entrega, con estructuras de separación más factibles y en zonas recomendables.

Para esto tenemos en cuenta, especialmente el caudal que puede transportarse por las redes pluviales y sanitarias.

Debido a que se necesita este factor, la empresa EMPAS S.A. tiene equipos que pueden transportarse a través de las alcantarillas y mirar si hay mas infiltraciones aparte de las conexiones erradas que no se detectaron en las viviendas y dar un balance del caudal que se está transportando por la red pluvial y en nuestro caso también por la canaleta que es la que mayor problema tiene en estos momentos.

El equipo utilizado es un carro que transporta una cámara y/o la maquina vector que ayudan a determinar los factores internos de estas redes y a la limpieza de las redes.



**Figura 5** Equipo de análisis y limpieza del alcantarillado. Vector

Los datos de las casas que fueron analizadas y que contienen conexiones erradas en los diferentes barrios serán expuestos en el capítulo 3 del presente libro.

Las conexiones erradas no solo se presentan en la zona que vamos a analizar en Girón, este problema se está viendo en gran parte de las entregas en Bucaramanga y su área metropolitana, este libro será una base importante para empezar a estudiar más detalladamente los problemas en las entregas debido a las conexiones erradas.

## **2.2 APORTES DE CONTAMINACIÓN A LOS COLECTORES EN TIEMPO DE LLUVIA.**

Hoy en día se sabe que la escorrentía que se genera en tiempos de lluvias está lejos de ser agua limpia y más bien son fuente importante de contaminación.

El problema son los impactos negativos que la escorrentía generan sobre las fuentes receptoras debido el desarrollo urbano. Por una parte están los problemas de cantidad, cuando los índices de urbanización superan las planificaciones iniciales, quedando de esta manera las infraestructuras vulnerables dando lugar a

inundaciones. Por otra parte las actividades del ser humano generan en las calles; suciedad, polvo, materia orgánica, nutrientes, materiales pesados, tóxicos y por lo consiguiente contaminación bacteriológica sobre las superficies, los cuales son arrastrados por la escorrentía superficial contaminando en gran parte las aguas receptoras en los colectores principales.

Las arenas y los sólidos son arrastrados por la escorrentía y se depositan en el fondo de las tuberías ocasionando en la mayoría de las veces obstrucciones, generando tanto reboses, como problemas de funcionamiento propio de las tuberías, como lo es, el auto lavado de las mismas, la materia orgánica que transporta a la vez genera descensos en los niveles de oxígeno disuelto debido en cierta manera al aporte de oxígeno que dan los pozos de inspección.

Los metales pesados y los hidrocarburos generan efectos tóxicos y crónicos en la autodepuración de las aguas; la contaminación bacteriológica es riesgosa para la salud.

Estos impactos por lo general perturban la masa de agua receptora siendo focos importantes de contaminación.

Las causas de la contaminación de la escorrentía superficial urbana son muy diversas, la lluvia en su caída atrapa contaminantes presentes en la atmósfera; la primera fracción de esta moja las superficies, otra se evapora e infiltra y otra queda atrapada en huecos y depresiones del terreno.

Si sigue la lluvia, el agua se mueve hacia los puntos de recogida, drenando las superficies, y a su vez, transportando y limpiando en suspensión o disolución los sólidos y contaminantes acumulados.

En la tabla 1 Se pueden ver los componentes de dos fuentes de contaminación de la escorrentía.

FUENTES DE CONTAMINACIÓN DE AGUAS DE ESCORRENTÍA.		
Contribución		características
Contaminación atmosférica		15-25% contaminación de las aguas de escorrentía. 70-75% metales pesados de las aguas de escorrentía.
Contaminación superficial	Tráfico vial	Principal fuente de gran número de contaminantes: hidrocarburos, Pb, etc.
	Erosión del suelo	Principal fuente de sólidos en suspensión.
	Excrementos de animales	Aumenta cada día más.
	Basuras	Depende de la limpieza de las vías.
	Industria	Aporte variable en función del tipo de actividad de la ciudad.
	Vegetación urbana	Aporte importantes de materia carbonada (flores, hojas muertas, etc.) Aporta N y P (Abonos). Aporta productos organoclorados (pesticidas, herbicidas).

Tabla 1 Fuentes de contaminación de aguas de escorrentía.

### Contaminación atmosférica

Los contaminantes presentes en la atmósfera siempre son recogidos por la lluvia al caer y transportados por la escorrentía por las superficies impermeables.

Numerosos autores comparan zonas urbanas e industriales con zonas rurales, mostrando la calidad del agua de lluvia al pasar por la atmósfera.

### Contaminación de la superficie de la cuenca

- Tráfico vial:

En la escorrentía urbana el zinc y el plomo son los metales pesados de mayor representación, el primero se da por ser parte considerable en la composición de los neumáticos de los vehículos, el segundo es por las emisiones de los vehículos y está asociado con las partículas finas. Otros

metales son el hierro, el bario y el cesio debido al desgaste de los frenos. Por otra parte las emisiones de los motores, las fugas de aceites y lubricantes e incluso las colisiones de los vehículos por residuos como el vidrio y el plástico son fuentes considerables de contaminación.

- Erosión del suelo:

En primera instancia el desgaste, edad y conservación de los pavimentos influyen en el mayor o menor aporte de cargas contaminantes ya que muchas partículas que tienen su origen en los pavimentos son agregados de muchos materiales de gran aporte de contaminación a la escorrentía urbana.

En muchas zonas existen terrenos sin ninguna explotación, es decir no tienen ningún tipo de edificación, o son tierras abandonadas, por lo general estos suelos están expuestos a grandes índices de erosión.

Por otra parte la cantidad de sedimentos que se dan en zonas con terrenos en construcción es considerablemente alta, ya que pueden variar. Esto debido a que en periodos de tiempo pequeños estos terrenos aportan a las redes de alcantarillado más sedimentos de lo normal.

- Excrementos de animales:

Estos no se pueden despreciar ya que los perros, gatos y aves representan una población significativa, además generan residuos que en gran parte se depositan en las aceras, calles y plazas. Los residuos animales aportan virus y bacterias a las aguas de escorrentía. Los microorganismos pueden traer patógenos susceptibles a causar enfermedades a los seres humanos.

- Basuras:

Residuos textiles, papeles, cartones, Gomas, maderas, colillas, latas, plásticos, lixiviados producto de residuos domésticos dejados al aire libre, y

en general polvo, una vez arrojadas sobre las avenidas da lugar a un proceso de degradación tanto física como química haciendo más fácil su transporte hacia las aguas de escorrentía.

- Vegetación urbana:

En el núcleo urbano de la ciudad no se pueden despreciar las posibles actividades de jardinería. Ya que implican; pesticidas, fertilizantes y herbicidas. Claro ejemplo de esto lo son los parques, los jardines de nuestras casas, e incluso los campos de golf que en cierta manera incalculable pero cierta, aportan gran parte de sustancias químicas a la escorrentía urbana.

### 3. URBANIZACIONES ESTUDIADAS



Figura 6 delimitación de los barrios a analizar.

Los barrios que se tendrán en cuenta están transportando su caudal a la misma entrega sobre el río frío, el cual está aledaño y en la parte inferior de los barrios, su detalle se puede observar en planos posteriores.

#### MUNICIPIO DE GIRÓN:

- 🚰 EL CONSUELO (1).
- 🚰 URBANIZACIÓN PORTAL DEL CAMPESTRE (2).
- 🚰 CIUDADELA VILLAMIL (3).
- 🚰 PORTAL CAMPESTRE NORTE I (4 y 5).
- 🚰 PORTAL CAMPESTRE NORTE II (4 y 5).
- 🚰 LOS GUAYACANES (6).
- 🚰 BALCONES DE GALICIA (7).

### **FICHAS TÉCNICAS:**

Para la recolección de los datos de los barrios, es necesario contar con el apoyo de la empresa EMPAS S.A. quienes con sus funcionarios (trabajadores) han venido realizando la recopilación de la información de las viviendas que están alterando el flujo normal de la aguas por sus respectivas redes pluviales y de aguas negras.

Y con respecto a la ubicación topográfica y del diseño de las redes en los barrios la coordinación de Proyectos Externos es quien dará la información necesaria para la identificación detallada de todo el sector, teniendo en cuenta que debemos realizar un levantamiento topográfico que nos muestre en detalle los flujos que entran a la red principal y que posteriormente la lleva al río en la zona de descargue.

El resto de datos que hacen falta se tomaran de visitas previas que se realizaran durante el desarrollo del proyecto, con el acompañamiento de funcionarios de la empresa EMPAS S.A.

### **3.1 EL CONSUELO**



**Figura 7 barrio El Consuelo**

Municipio: Girón

Fecha: En 1986 se aprobó el proyecto de alcantarillado por la CDMB, realizado por las firmas Beltrán Pinzón & Cía. Ltda.

Ubicación: al costado derecho de la carrera 19 en la parte norte de la zona a intervenir.

No. de viviendas: 300 viviendas se encuentran diseñadas en este sector.

Tipo de alcantarillado:

Sistema tipo separado. Alcantarillado pluvial y alcantarillado sanitario.

Alcantarillado Pluvial: las aguas lluvias van al río por un conducto cerrado.

Tipo de tubería: Se utilizaron tubería de Gres tipo A de diámetros:

[8"– 10"] para el alcantarillado de aguas negras.

[10"– 21"] para el alcantarillado de aguas Lluvias.

Plano:



Figura 8 barrio el Consuelo

Punto de conexión: P1, del plano portales campestres que pasa frente al barrio específicamente en la carrera 19.

Caudales que maneja el barrio:

TRAMO		ÁREA	CAUDAL Q
DE	A	(Ha)	(L/Seg)
P1	P2	0,04	8,26
P2	P3	0,1	20,65
P3	P4	0,04	8,26
P4	P5	0,04	8,26
P3	P6	0,2	41,3
P6	P5	0,24	48,72
P5	P12	0,46	89,19
P8	P7	0,09	18,59
P7	P14	0,26	53,69
P14	P13	0,28	56,84
P11	P13	0,11	22,72
P13	P12	0,42	82,32
P14	P15	0,03	6,2
P10	P15	0,1	20,65
P15	P16	0,15	30,98
P9	P16	0,05	10,33
P16	P17	0,37	76,41
P21	P20	0,07	14,46
P20	P19	0,09	18,59
P22	P19	0,18	37,17
P19	P18	0,35	72,28
P23	P18	0,08	16,52
P18	P17	0,69	142,49
P17	P25	1,23	249,69
P24	P25	0,04	8,26
P25	P26	1,27	200,7
P28	P27	0,15	30,98
P27	P26	0,25	51,63
P26	P36	1,52	292,6

P12	P29	0,88	163,24
P29	P28	1,14	209,87
P28	P33	1,27	231,14
P30	P31	0,03	6,2
P31	P32	0,07	14,46
P32	P33	0,08	16,52
P33	P34	1,4	249,9
P34	P35	1,49	260,75
P35	P36	1,53	261,35
<b>P36</b>	<b>P1</b>	<b>3,2</b>	<b>716,8</b>

Tabla 2 Caudales de aguas pluviales del barrio EL CONSUELO.

Observaciones: “Beltrán Pinzón & CIA. Ltda.”, se encargo de los diseños del alcantarillado interno del barrio.

Topografía de la zona: la zona de este barrio es la que mayor pendiente posee con respecto a los demás barrios, y a pesar de esto no es una pendiente considerable para catalogarla como zona montañosa.

### 3.2 URBANIZACIÓN PORTAL DEL CAMPESTRE



Figura 9 Barrio Urbanización portal del campestre

Municipio: Girón

Fecha: En 1992 se aprobó el proyecto de alcantarillado por la CDMB, realizado por la firma Hernández Gómez & Cía. Ltda.

Ubicación: En el sector norte del barrio el consuelo comprendido entre las calles 16 a 19 y las carreras 19 a 26.

No. de viviendas: 370 viviendas unifamiliares.

Tipo de alcantarillado:

Sistema tipo separado. Alcantarillado pluvial y alcantarillado sanitario.

Tipo de tubería: Se utilizaron tubería de Gres tipo A de diámetros:

8" para el alcantarillado de aguas negras.

Plano:



Figura 10 barrio Urbanización portal del campestre

Punto de conexión: El pozo de conexión después de que viene el flujo por todas las redes internas del barrio. P1

Caudales que maneja el barrio:

Datos de diseño del alcantarillado pluvial.

TRAMO		ÁREA	CAUDAL Q
DE	A	(Ha)	(L/Seg)
P(PC)1L	P(PC)2L	0,48	113,28
P(PC)2L	P(PC)3L	1,42	335,12
P(PC)3L	P(PC)4L	1,78	420,08
P(PC)4L	P(PC)5L	3,22	1030,4
P(PC)5L	P(PC)6L	3,76	1205,2
P(PC)6L	P(PC)7L	4,16	1331,2
<b>P(PC)7L</b>	<b>P1</b>	<b>4,69</b>	<b>1500,8</b>

Tabla 3 Caudales de aguas pluviales del barrio URB. PORTAL CAMPESTRE.

Diseño del alcantarillado sanitario.

TRAMO		ÁREA	Dens b	Cons	Poblad	R	Qmdf	Qmdh	Qc.err	Qinf
DE	A	Ha	Hab/Ha	Hab/d	hab		Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg
P(18-24)	P(18-22D)	0,21	320	210	67,2	0,8	0,131	0,392	0,039	0,084
P(18-22c)	P(18-22B)	0,636	320	210	203,5	0,8	0,396	1,187	0,118	0,254
P(18-22B)	P(18-22A)	1,496	320	210	478,7	0,8	0,931	2,793	0,277	0,598
P(18-22A)	P(18-22)	1,866	320	210	597,1	0,8	1,161	3,483	0,346	0,746
P(18-22)	P(18-21A)	2,226	320	210	712,3	0,8	1,385	4,155	0,412	0,89
P(18-21A)	P(18-21)	2,536	320	210	811,5	0,8	1,578	4,734	0,47	1,014
P(18-21)	Pi (RF) 11	3,296	320	210	1055	0,8	2,051	6,153	0,61	1,318
Pi (RF)11	P (RF) 11	3,456	320	210	1106	0,8	2,15	6,451	0,64	1,382

Tabla 4Diseño de caudales de aguas negras del barrio URB. PORTAL CAMPESTRE.

TRAMO		ÁREA	Q.Diseño
DE	A	Ha	Lts/Seg
P(18-24)	P(18-22D)	0,21	0,514
P(18-22c)	P(18-22B)	0,636	1,559
P(18-22B)	P(18-22A)	1,496	3,667
P(18-22A)	P(18-22)	1,866	4,575
P(18-22)	P(18-21A)	2,226	5,457
P(18-21A)	P(18-21)	2,536	6,217
P(18-21)	Pi (RF) 11	3,296	8,08
<b>Pi (RF)11</b>	<b>P (RF) 11</b>	<b>3,456</b>	<b>8,473</b>

Tabla 5 Caudales de aguas negras del barrio URB. PORTAL CAMPESTRE.

Observaciones: “Hernández Gómez & Cía. Ltda.”, se encargo de los diseños del alcantarillado interno del barrio.

El sistema de alcantarillado sanitario de la urbanización no entrega las aguas residuales en su totalidad a los colectores principales que pasan por la carrera 19 sino que algún aporte es dado al colector principal de la carrera 26, por lo que no se tuvo en cuenta este aporte a la hora de los cálculos.

No se consideraron perdidas previendo estructuras optimas con  $\Delta E$  mínimos, se da este rango de tolerancia debido a la complejidad de la topografía.

El box culvert al cual se entregan las aguas lluvias es de sección rectangular (H=1,1 x B=1,1).

Topografía de la zona: no es una pendiente considerable para catalogarla como zona montañosa.

### 3.3 CIUDADELA VILLAMIL



Figura 11 barrio Ciudadela Villamil

Municipio: Girón.

Fecha: Diseño del año 2005.

Ubicación: al costado izquierdo de la carrera 19 en la parte sur de la zona a intervenir.

No. de viviendas: podemos identificar dos zonas de viviendas:

La primer zona constituida por 12 manzanas y 294 viviendas las cuales su red de alcantarillado pluvial lo transporta a la red principal que pasa por la cra. 19 y que posteriormente a la entrega.

La segunda zona constituida por 10 manzanas y 218 viviendas las cuales su red de alcantarillado pluvial lo transporta a la red del barrio portal campestre.

Tipo de alcantarillado: sistema tipo separado. Alcantarillado pluvial y alcantarillado sanitario.

Tipo de tubería: se utiliza tubería de pvc de diámetros:

Alcantarillado pluvial

9" para acometidas peatonales

14" para interceptores de las acometidas peatonales

23" para la entrega de interceptor al colector de la vía principal.

Alcantarillado sanitario

De 8" a 10" para todo el proyecto.

Plano:

- ZONA 1

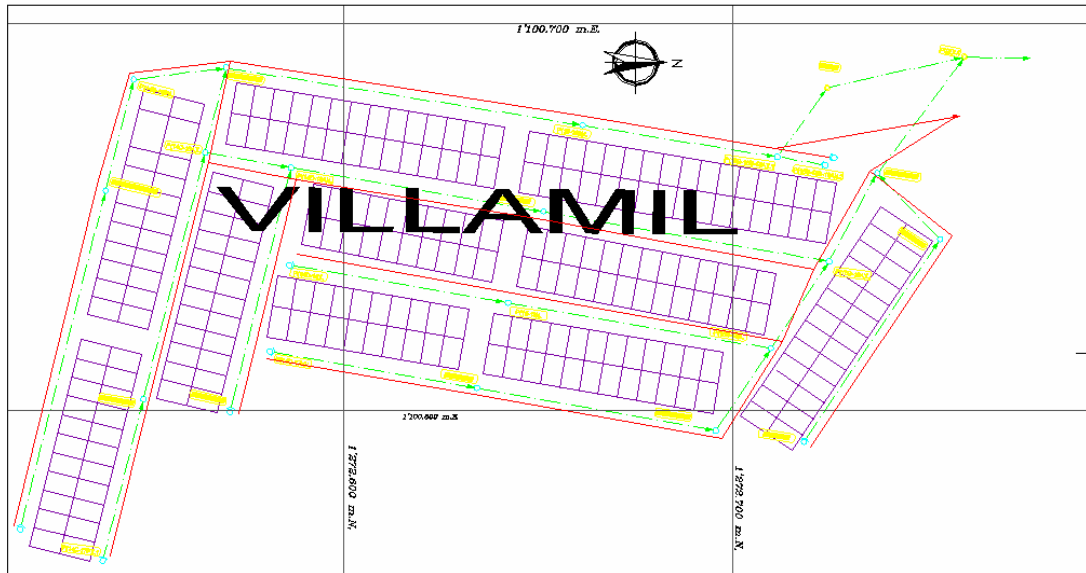


Figura 12 Barrio Villamil zona 1

- ZONA 2

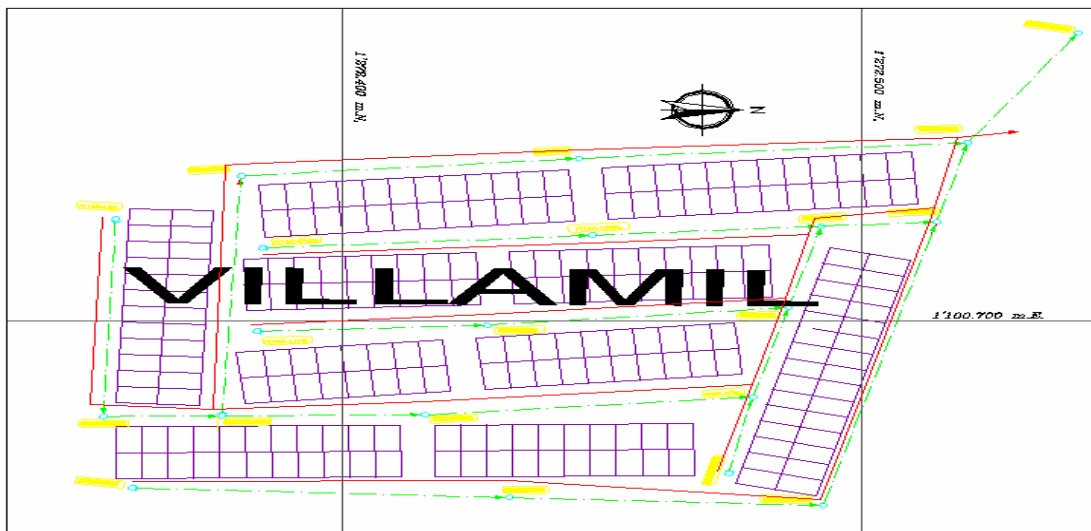


Figura 13 Barrio Villamil zona 2

Punto de conexión: el flujo del agua que llega al barrio se entregara a los pozos P1, P3, y P4.

Caudales que maneja el barrio: datos que se utilizaron cuando se realizo el diseño del alcantarillado pluvial.

ZONA 1

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(14B-17E)L1	P(14B-17H-18B)L	0,22	51,0
P(14B-17H-18B)L	P(14B-18B)L	0,32	76,62
P(14B-18B)L	P(14C-18B)L	0,32	76,62
P(14C-18B)L	P(15-18B)L	0,66	156,08
P(15-18B)L	P(15B-18B-18A)L1	0,77	177,54
P(15B-18B-18A)L2	P(15B-18B-18A)L1	0,02	4,74
<b>P(15B-18B-18A)L1</b>	<b>P3</b>	<b>0,79</b>	<b>182,28</b>
P(14C-17F)L1	P(14C-17G)L1	0,07	16,13
P(14C-17G)L1	P(14C-18A)L	0,23	53,37
P(14C-18A)L	P(14D-18A)L	0,03	7,12
P(14D-18A)L	P(15-18A)L	0,27	63,33
P(15-18A)L	P(15B-18A)L	0,46	108,16
P(14D-17G)L	P(14D-18A)L	0,10	22,53
P(14D-18)L	P(15-18)L	0,13	31,78
P(15-18)L	P(15B-18)L	0,29	69,26
P(15B-18)L	P(15B-18A)L	0,64	152,05
P(14D-17H)L	P(15-17H)L	0,13	30,60
P(15-17H)L	P(15B-17H)L	0,28	65,23
P(15B-17H)L	P(15B-18)L	0,31	74,01
P(15B-18A)L	P(15B-18B)L	1,13	266,43
P(16-17H)	P(16-18B)L	0,12	27,28
P(16-18B)L	P(15B-18B)L	0,13	31,31
<b>P(15B-18B)L</b>	<b>P4</b>	<b>1,26</b>	<b>295,20</b>

Tabla 6 Caudales de aguas pluviales del barrio VILLAMIL.

ZONA 2

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(13B-18)L	P(13B-17E)L	0,18	42,93
P(13B-17E)L	P(13C-17E)L	0,20	48,39
P(13C-17E)L	P(13C-18)L	0,06	14,71
P(13C-18)L	P(14-18)L	0,25	59,54
P(14-18)L	P(14B-18)L	0,22	51,71
P(13C-17E)L	P(14-17E)L	0,32	76,85
P(14-17E)L	P(14A-17E)L	0,47	111,72
P(14A-17D)L	P(14A-17E)L	0,05	12,33
P(14A-17E)L	P(14A-17F)L	0,59	138,76
P(13C-17F)L	P(14-17F)L	0,12	27,28
P(14-17F)L	P(14A-17F)L	0,22	51,95
P(14A-17F)L	P(14-17G)L	0,84	199,83
P(13C-17G)L	P(14A-17G)L	0,16	36,77
P(14A-17G)L	P(14-17G)L	0,26	61,43
P(14-17G)L	P(14B-17G)L	1,14	266,47
P(13B-17D)L2	P(14-17D)L	0,16	38,43
P(14-17D)L	P(14B-17D)L3	0,3	71,87
P(14B-17D)L3	P(14B-17G)L	0,39	91,56
P(14B-17G)L	P(14B-18)L	1,55	355,95
P(14B-18)L	P(14C-18B)L	1,77	402,58
<b>P(14C-18B)L</b>	<b>P1</b>	<b>1,77</b>	<b>402,58</b>

Tabla 7 Caudales de aguas pluviales del barrio VILLAMIL.

Diseño del alcantarillado sanitario.

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P (14B-19)	P (14B-19)1	2.7	14.15
P (15B-18B)	P3N	2.06	10.82
P (Diag16-17)	P3N	3.21	16.86

Tabla 8 Caudales de aguas negras del barrio VILLAMIL.

Observaciones: viviendas construidas por “HG CONSTRUCTORA”, quien se encargo de los diseños del alcantarillado interno del barrio.

Topografía de la zona: el dimensionamiento de la tubería de conexión del sumidero al sistema de alcantarillado, ya sea un pozo o fuentes receptoras, tiene un diámetro mínimo de 12 pulgadas, y pendiente superior al 2%, y en general no tienen longitudes mayores de 20m de conexión al pozo de alcantarillado.

### 3.4 PORTAL CAMPESTRE NORTE I-II



Figura 14 barrio Portal Campestre I-II

Municipio: Girón

Fecha: En 1994 se aprobó el proyecto de alcantarillado por la CDMB, realizado por las firmas Beltrán Pinzón & Cia. Ltda. Y Hernández Gómez & Cia. Ltda.

Ubicación: al costado derecho de la carrera 19 dividido en manzanas distribuidas de las siguientes maneras:

Manzanas H-I-J-K-L

No. de viviendas: podemos identificar las viviendas por manzanas:

Manzana F: con un número total de 152 viviendas

Manzana G: con un número total de 92 viviendas

Manzana H: con un número total de 94 viviendas.

Manzana I: con un número total de 64 viviendas.

Manzana J: con un número total de 134 viviendas.

Manzana K: con un número total de 96 viviendas.

Manzana L: con un número total de 122 viviendas.

Tipo de alcantarillado: sistema tipo separado. Alcantarillado pluvial y alcantarillado sanitario.

Tipo de tubería: se utiliza tubería de Gres de diámetros:

Canaletas para las peatonales en las manzanas H y K, entre colectores.

10" para peatonales de las manzanas K y L, entre pozos.

12", 36", 40" y 48" para los tramos con más caudal, recolectado de las manzanas.

Punto de conexión: el flujo del agua que llega al barrio se entregara a los pozos P2, P3, P4, P5, P6, P7. De las manzanas H, K y L, las manzanas J e I no se tienen datos de sus redes y donde hacen su entrega.

Plano:



Figura 15 barrios del Portal campestre I y II.

Caudales que maneja el barrio:

TRAMO MANZANAS F,G,H,I		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P (11) LL	P (12) LL	1.73	404.66
P (12) LL	P (13) LL	0.45	697.6
P (13) LL	P (14) LL	0.80	929.76
P (14) LL	P (15) LL	1.14	1153.6
P (15) LL	P (16) LL	0.82	1304.16
<b>P (16) LL</b>	<b>P5</b>	<b>0.30</b>	<b>1362.40</b>

Tabla 9 Caudales de aguas pluviales del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

TRAMO MANZANAS K		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(6B)LL	P(6A)LL	0,08	26,24
P(6D) LL	P(6C) LL	0,10	32,80
P(6C) LL	P(6A) LL	0,10	32,80
P(6A) LL	P(6) LL	0,18	59,04
P(5B) LL	P(5A) LL	0,09	29,52
P(5D) LL	P(5C) LL	0,10	32,8
P(5C) LL	P(5A) LL	0,10	32,8
P(5A) LL	P(5) LL	0,19	62,32
P(4B) LL	P(4A) LL	0,06	19,68
P(4A) LL	P(4) LL	0,12	39,36
P(4) LL	P(5) LL	0,12	39,36
P(5) LL	P(6) LL	0,31	101,68
P(6) LL	P(7) LL	0,46	160,72
P(7) LL	P(8) LL	0,49	160,72
<b>P(8)LL</b>	<b>P2</b>	<b>0,49</b>	<b>160,72</b>

Tabla 10 Caudales de aguas pluviales del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

TRAMO MANZANAS L		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(5)	P(6)	0,13	42,64
P(6)	P(8)	0,13	42,64
P(7)	P(7A)	0,92	30,10
P(7A)	P(8)	0,20	30,10
P(8)	P(10)	0,20	72,74
P(9)	P(9A)	0,11	36,08
P(9A)	P(10)	0,23	36,08
<b>P(10)</b>	<b>P3</b>	<b>0,43</b>	<b>108,82</b>
P(11)	P(11A)	0,11	36,08
P(11A)	P(12)	0,23	36,08
P(12)	P(14)	0,23	36,08
P(13)	P(13A)	0,12	39,36
P(13A)	P(14A)	0,24	39,36
P(15)	P(15A)	0,12	39,36
P(15A)	P(16)	0,24	39,36
P(16)	P(14A)	0,24	39,36
P(14A)	P(14)	0,48	78,72
<b>P(14)</b>	<b>P4</b>	<b>0,71</b>	<b>114,8</b>

Tabla 11 Caudales de aguas pluviales del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

TRAMO MANZANAS J		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(1)	P(2)	0,05	16,40
P(2)	P(4)	0,05	16,40
P(3)	P(4)	0,09	29,52
P(4)	P(6D)	0,14	45,92
P(5)	P(6D)	0,14	45,92
<b>P(6D)</b>	<b>P6</b>	<b>0,28</b>	<b>91,84</b>
P(7)	P(8)	0,10	32,8
P(8)	P(9)	0,20	65,60
P(9)	P(12)	0,20	65,60
P(10)	P(11)	0,195	63,96
P(11)	P(12)	0,39	127,92
<b>P(12)</b>	<b>P7</b>	<b>0,59</b>	<b>193,52</b>

Tabla 12 Caudales de aguas pluviales del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

Diseño del alcantarillado sanitario.

TRAMO		ÁREA	Dens b	Cons	Pobla	R	Qmdf	Qmdh	Qc.eri	Qinf
DE	A	Ha	Hab/Ha	Hab/d	hab		Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg
P(16) N	P(31) N	1,552	560	210	869	0,8	1,69	5,069	0,503	0,621
P(30) N	P(31) N	0,871	560	210	488	0,8	0,949	2,847	0,282	0,349
P(31) N	P(32) N	2,423	560	210	1357	0,8	2,639	7,916	0,785	0,969
P(45) N	P(29c)N	3,221	560	210	1804	0,8	3,507	10,52	1,044	1,288
P(40) N	P(29) N	0,702	560	210	393	0,8	0,764	2,292	0,227	0,281
P(70) N	P(29) N	0,685	560	210	383	0,8	0,746	2,237	0,222	0,274
P(29) N	P(29A)N	1,386	560	210	776	0,8	1,51	4,529	0,449	0,555
P(29A)N	P(29c)N	1,529	560	210	856	0,8	1,665	4,996	0,496	0,612
P(29c)N	P(18) N	4,75	560	210	2660	0,8	5,172	15,52	1,539	1,9

Tabla 13 Diseño de caudales de aguas sanitarias del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

TRAMO		ÁREA	Q.Diseño
DE	A	Ha	Lts/Seg
P(16) N	P(31) N	1,552	6,1928
P(30) N	P(31) N	0,871	3,4775
<b>P(31) N</b>	<b>P(32) N</b>	<b>2,423</b>	<b>9,6703</b>
P(45) N	P(29c)N	3,221	12,853
P(40) N	P(29) N	0,702	2,80
P(70) N	P(29) N	0,685	2,732
P(29) N	P(29A)N	1,386	5,533
P(29A)N	P(29c)N	1,529	6,103
<b>P(29c)N</b>	<b>P(18) N</b>	<b>4,75</b>	<b>18,95</b>

Tabla 14 Caudales de aguas sanitarias del barrio PORTAL CAMPESTRE I Y II.

Observaciones: viviendas construidas por “las firmas Beltrán Pinzón & Cia. Ltda. Y Hernández Gómez & Cía. Ltda.

Los sistemas de alcantarillado sanitario de las manzanas F y G no entregan las aguas residuales a los colectores principales que pasan por la carrera 19 sino que lo hacen al colector principal de la carrera 26, por lo tanto no se tuvieron en cuenta a la hora de los cálculos.

Topografía de la zona: Podemos decir y afirmar que la zona es relativamente plana, debido a que el desnivel que hay en el sector es mínimo y también las pendientes de la tubería son mínimas pero lo suficiente para poder transportarse el flujo hacia la entrega a las redes principales.

### 3.5 LOS GUAYACANES



Figura 16 barrio Guayacanes

Municipio: Girón

Fecha: 29 de diciembre de 1986

Ubicación: Ubicado en predios de la antigua Urbanización payador en su costado Sur-Occidental.

No. de viviendas: Podemos identificar 36 viviendas unifamiliares, en un lote de 2650 m<sup>2</sup>.

Tipo de alcantarillado: Sistema tipo separado. Alcantarillado de aguas negras y lluvias.

Tipo de tubería: se utiliza tubería de Gres de diámetros:  
10" y 14" para el alcantarillado de aguas lluvias.  
8" para el alcantarillado de aguas negras.

Plano:

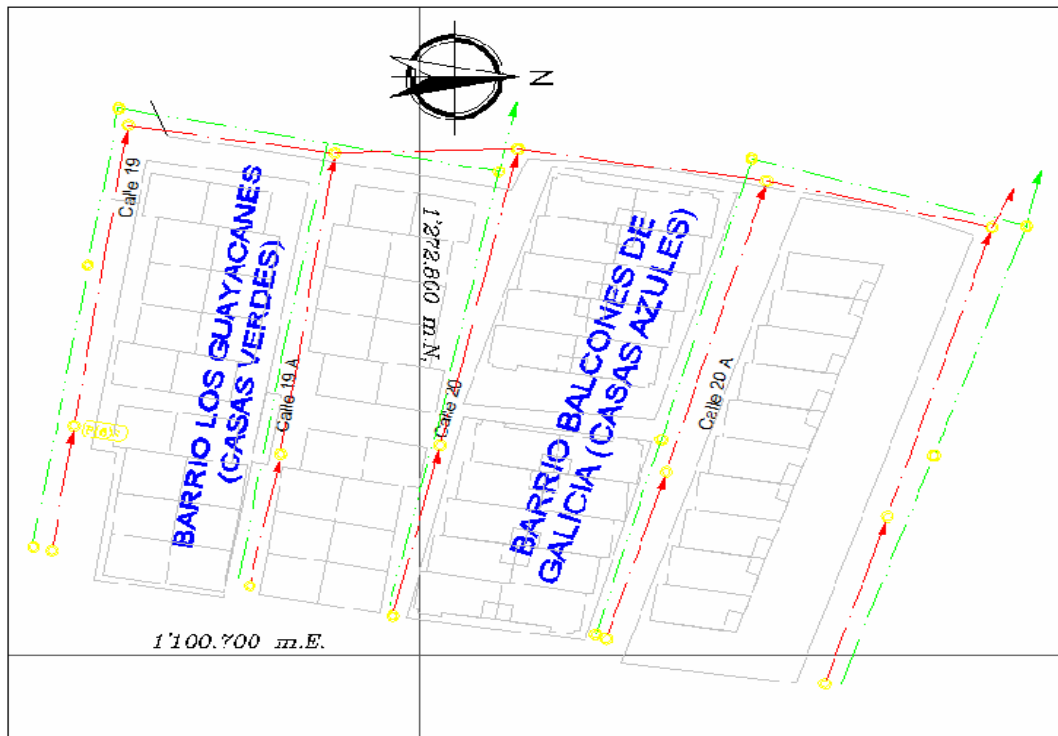


Figura 17 barrio Los Guayacanes

Punto de conexión: El flujo del agua que llega al barrio se entregara al pozo P110.

Caudales que maneja el barrio: Datos que se utilizaron cuando se realizo el diseño del alcantarillado pluvial.

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(5) LL	P(6) LL	0,24	42,62
P(6) LL	P(4) LL	0,24	42,62
P(3) LL	P(4) LL	0,56	99,45
P(7) LL	P(1) LL	0,115	20,42
P(1) LL	P(2) LL	0,265	47,1
P(2) LL	P(4) LL	0,265	47,1
<b>P(4) LL</b>	<b>P110</b>	<b>1,18</b>	<b>189,17</b>

Tabla 15 Caudales de aguas pluviales del barrio LOS GUAYACANES.

Diseño del alcantarillado sanitario.

TRAMO		ÁREA	Dens b	Const	Pobl	R	Qmdf	Qmdh	Qc.en	Qinf
DE	A	Ha	Hab/Ha	Hab/d	hab		Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg	Lt/seg
P(1) N	P(2) N	0,095	500	210	48	0,8	0,092	0,277	0,027	0,038
P(2) N	P(3) N	0,215	500	210	108	0,8	0,209	0,627	0,062	0,086
P(3) N	P(5) N	0,215	500	210	108	0,8	0,209	0,627	0,062	0,086
P(4) N	P(5) N	0,481	500	210	241	0,8	0,468	1,403	0,139	0,192
P(6) N	P(7) N	0,256	500	210	128	0,8	0,249	0,747	0,074	0,102
P(7) N	P(5) N	0,256	500	210	128	0,8	0,249	0,747	0,074	0,102
P(5) N	P(RF-MI)	0,952	500	210	476	0,8	0,926	2,777	0,275	0,381

Tabla 16 Diseño de caudales de aguas sanitarias del barrio LOS GAUYACANES.

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P(1) N	P(2) N	0,095	0,343
P(2) N	P(3) N	0,215	0,775
P(3) N	P(5) N	0,215	0,775
P(4) N	P(5) N	0,481	1,734
P(6) N	P(7) N	0,256	0,923
P(7) N	P(5) N	0,256	0,923
<b>P(5) N</b>	<b>P(RF-MI) R16</b>	<b>0,952</b>	<b>3,433</b>

Tabla 17 Caudales de aguas sanitarias del barrio LOS GAUYACANES.

Observaciones: viviendas construidas por “URBICO LTDA.”, quien se encargó de los diseños del alcantarillado interno del barrio.

Topografía de la zona: la zona se puede determinar como plana, debido a que no posee diferencias considerables en su terreno de construcción.

### **3.6 BALCONES DE GALICIA**



**Figura 18** barrio Balcones de Galicia

Municipio: Girón

Fecha: En el año 1992 se iniciaron las obras.

Ubicación: Ubicado sobre la carrera 19, frente a la Urbanización portal del campestre.

No. de viviendas: Podemos identificar 31 viviendas unifamiliares en un conjunto no cerrado, en un lote de 3.265,14 m<sup>2</sup>.

Tipo de alcantarillado:

**Alcantarillado Sanitario:** Se hace uso de la red existente de la urbanización los Guayacanes en el tramo P (3) N – P (4) N, P (4) N – P (5) N, P (5) N – P (6) N, y P (6) N- P (RF-M1) R16, del colector EL Consuelo.

**Alcantarillado Pluvial:** las aguas lluvias van al rio por un conducto cerrado.

**Tipo de tubería:** Se utilizaron tubería de Gres y de PVC Novafort de diámetros: 8" para el alcantarillado de aguas negras. 10" Y 12" para el alcantarillado de aguas Lluvias.

**Plano:**

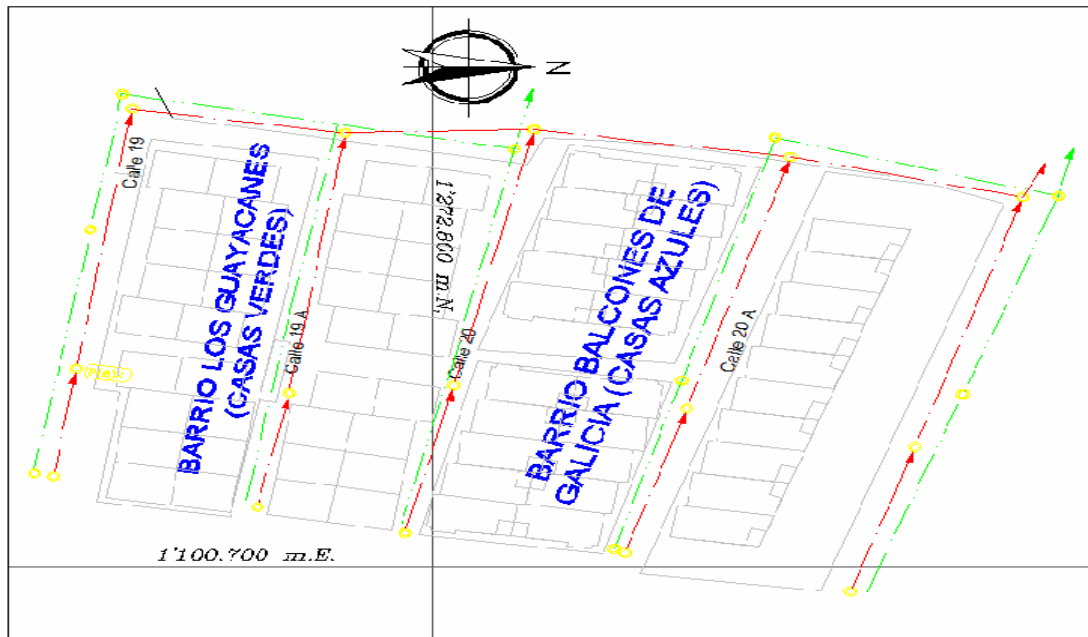


Figura 19 barrio Balcones de Galicia

**Punto de conexión:** P146, del colector EL Consuelo que pasa frente al barrio específicamente en la carrera 19.

**Caudales que maneja el barrio:** Datos que se realizaron cuando se realizo el diseño del alcantarillado pluvial.

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P (1) LL	P (2) LL	0,21	49,56
P (3) LL	P (4) LL	0,093	21,95
P (4) LL	P (2) LL	0,117	27,61
P (2) LL	P (5) LL	0,327	77,17
P (5) LL	P (6) LL	0,327	77,17
<b>P (6) LL</b>	<b>P146</b>	<b>0,327</b>	<b>77,17</b>

Tabla 18 Caudales de aguas pluviales del barrio BALCONES DE GALICIA.

Diseño del alcantarillado sanitario.

TRAMO		ÁREA	Q diseño
DE	A	Ha	Lts/seg
P (1) N	P (2) N	0,21	0,982
P (2) N	P (5) N	0,22	0,986
P (3) N	P (4) N	0,117	0,435
P (4) N	P (5) N	0,17	0,881
P (5) N	P (6) N	0,414	1,88
<b>P (6) N</b>	<b>P1 (E) 6</b>	<b>0,692</b>	<b>3,15</b>

Tabla 19 Caudales de aguas negras del barrio BALCONES DE GALICIA.

Observaciones: viviendas construidas por “D’MARCA ARABELLA LTDA.”, quien se encargo de los diseños del alcantarillado interno del barrio.

Topografía de la zona: El barrio está localizado conjuntamente con los demás y la zona se puede estimar como plana debido a que no posee pendientes considerables.

### 3.7 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO EN LOS BARRIOS

#### 3.7.1 Parámetros de diseño.

Los parámetros mínimos con los cuales diseñaron estas redes en los barrios son importantes conocerlas, para saber cuánto caudal puede transportar las redes principales hacia la zona de entrega, en la tabla 20 se darán algunas observaciones que se deben tener en cuenta para los diseños de las redes.

Información requerida	Tipo de información	Características de la información
Información topográfica	Levantamiento topográfico de la zona donde estará situada la red de alcantarillado.	Es recomendable que siempre se realice el levantamiento topográfico exacto del terreno, para conocer la forma y establecer por donde se realizara el trazado de la red de alcantarillado. Permite calcular las cotas de terreno de los pozos y determinan las pendientes promedios de las áreas tributarias.
Catastro de la zona	Planos de las manzanas en estudio. Planos de la malla vial.	Para realizar el diseño de la red de alcantarillado de los barrios, es importante conocer las peatonales, vías, estructuras y red de servicios públicos para observar posibles trazados de la red de alcantarillado.
Distribución poblacional	Consumos y tipos de usuarios. Planes de ordenamiento territorial, POT.	Para la estimación de los caudales de aguas <b>residuales</b> se debe conocer la distribución de la población y su consumo, los cuales con las conexiones erradas involucraran las aguas <b>pluviales</b> .
Información hidrológica	Curvas IDF de las estaciones cercanas al proyecto. Distribución de la precipitación.	Esta información hidrológica es importante tenerla en cuenta en la hora de los diseños, para hacer las proyecciones.
Información hidráulica	Ubicación de las tuberías receptoras, o pozos.	Información necesaria para saber hacia donde será

	Rugosidades de los materiales de tuberías disponibles.	transportada las aguas que se transporten a través de las redes.
--	--	--

Tabla 20 Parámetros para el diseño de alcantarillado por cada barrio.

### 3.7.2 Esquema tipo de diseño.

Basando en archivos de cálculos realizados por las diferentes constructoras, datos que fueron suministrados por la empresa EMPAS S.A., en la sección de relaciones externas, podemos identificar los pasos que se llevaron a cabo para hallar los diámetros de las tuberías y los caudales que pueden transportar.

- Generalidades: Suponen que el flujo es permanente y uniforme en el conducto, para que el análisis se aproxime con la fórmula de Manning.
- Coeficiente de rugosidad de Manning: se le da un valor a N dependiendo con tipo de tubería su forma y el material.

Forma y material	“N” de Manning
Tubería de cloruro de polivinilo	0.010
Tubería prefabricada de asbesto cemento	0.010
Tubería prefabricada de concreto	0.013
Tubería prefabricada de gres	0.014
Tubería de concreto reforzado, fundida en situ y juntas elaboradas	0.015
Tubería de ladrillo común y vitrificado	0.016

Tabla 21 Coeficiente de rugosidad de Manning.

- Pendiente del conducto (S): la pendiente del conducto depende de tal manera se ajuste a la topografía del terreno, que cumpla con las velocidades permisibles y que puedan llegar a dar nivel a la zona de entrega.
- Dimensionamiento de la sección del conjunto: se diseña en base a la ecuación de Manning utilizando el caudal (Q), rugosidad (N), y pendientes (S).

$$V_o = \frac{0.001273 \times Q_o}{d_o^2} \quad (m)$$

Donde,

Q<sub>o</sub>= caudal de tubo lleno. (Lts/seg)

V<sub>o</sub>= velocidad a tubo lleno. (m/seg)

S= pendiente del tramo en porcentaje (%)

N= coeficiente de rugosidad de Manning

La relación del caudal de diseño con la tubo lleno (Q/Q<sub>o</sub>) es de 0.90 máximo.

Los diámetros de las alcantarillas según las normas de EMPAS S.A. no deben ser mínimo de 10 pulgadas.

Ya estimada la velocidad media (V) y la profundidad hidráulica (D), se calcula el número de Froude (F), mediante la fórmula.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times D}}$$

Donde,

V= velocidad media en m/seg.

D= profundidad hidráulica en metros

g= aceleración de la gravedad, igual a 9.81 m/seg.

Numero de Froude.

Subcrítico: (F<0.90)

Supercrítico: (F>1.10)

- *Velocidades permisibles:*

### Velocidades mínimas

- ✓ Velocidad mínima a tubo lleno ( $V_0$ ) en cualquier material será mayor de:

Tipo de alcantarillado	$V_0$ (m/seg)
Sanitario	0.6
Pluvial o combinado	1.0

Tabla 22 Velocidad mínima en tubería de aguas lluvias.

- ✓ Los valores mínimos permisibles de velocidad media ( $V$ ), y fuerza tractiva ( $F_t$ ) serán.

Tipo de alcantarillado	$V$ mínima (m/seg)	$F_t$ (K/m <sup>2</sup> )
Sanitario	0.4	0.15
Pluvial o combinado	0.7	0.35

Tabla 23 Valores de la fuerza tractiva.

### Velocidades máximas

- ✓ Valores máximos permisibles para la velocidad media en función del material es.

Material	$V$ máxima (m/seg)
pvc	5

Tabla 24 Velocidad máxima en tuberías de aguas lluvias.

### 3.8 DATOS DE LAS CASAS CON CONEXIONES ERRADAS

#### EL CONSUELO.

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
ALIRIO ARDILA	CLL 14 A # 14 A-02	CE	LAVADERO, LAVAPLATOS
ALVAN BARRERA	KRA 22 A # 14 A-30 2P	CE	LAVADERO, LAVADORA, BAÑO 1 Y2 PISO, LAVAPLATOS 2 PISO
ANA AIDÉ RUEDA	KRA 22 A # 14 A-30 1P	CE	LAVADERO, BAÑO 1PISO, TODO, LAVAPLATOS
ANA MILENA DUARTE	CLL 13 A # 19 A-44	CE	LAVADORA, LAVADERO
ESPERANZA GONZÁLEZ	KRA 18 A # 13 C-29 1P	CE	LAVADERO Y BAÑO 1 PISO
GLADIS GÓMEZ	KRA 21 A # 13 B-48	CE	LAVADERO
MARÍA ELVA MUÑOZ	CLL 13 A # 21-24	CE	LAVADORA

Tabla 25 Conexiones errada en el barrio EL CONSUELO.

ESTADO	#USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	287	96%
IN	0	0%
AR	4	1%
VV	3	1%
CE	6	2%
TOTAL	300	100%

Tabla 26 Seguimiento de las casas del barrio EL CONSUELO.



Figura 20 Estado de las viviendas del barrio EL CONSUELO.

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	3	19%
BAÑO	4	25%
LAVAPLATOS	3	19%
LAVADERO	6	37%
TOTAL	16	100%

Tabla 27 Aparatos sanitarios del barrio EL CONSUELO.

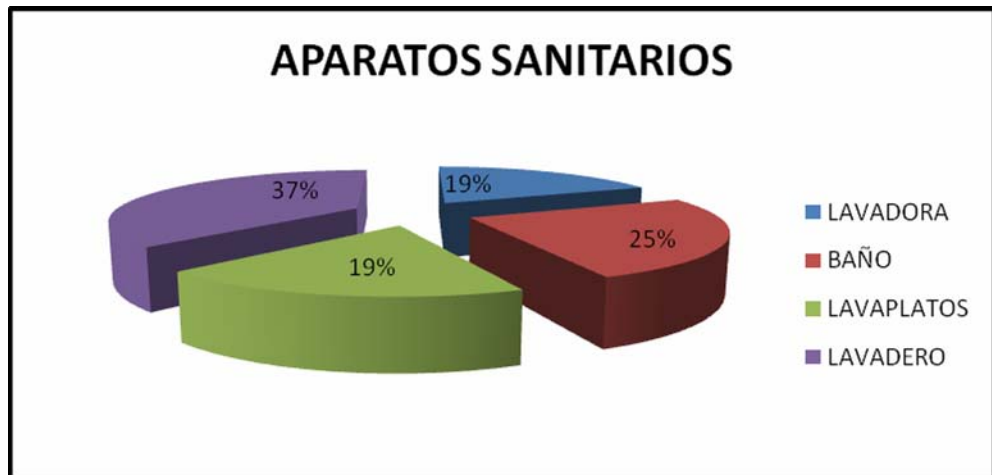


Figura 21 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio EL CONSUELO.

PORTAL CAMPESTRE NORTE I.

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
NUBIA L PARRA	CLL 18 # 25-82	CE	LAVADORA
WENDY RUEDA	CLL 18 # 22 C-14	CE	LAVADORA
GIOVANY LEAL	CLL 18 # 22 C-28	CE	LAVADORA
MARÍA LIZARAZO	CLL 18 # 22 C-40	CE	LAVADORA, LAVA TRAPEROS
PATRICIA MARTÍNEZ	CLL 18 # 22 C-114	SCE	LAVADORA
LUCIA AMADO	CLL 18 # 21-42	CE	LAVADORA
MARINA URIBE	CLL 18 # 21-28 1P	CE	LAVAMANOS
ZORAIDA MEDINA	CLL 18 # 21-04 2P	CE	LAVADERO
SANTOS MANTILLA	CLL 18 # 21-108	CE	LAVADORA
MARY CASTRO	CLL 18 # 21-50	CE	LAVADORA
ZORAIDA MEDINA	CLL 18 # 21-04 1P	CE	LAVADORA
ELIZABETH JEREZ	CLL 18 # 22 C-02	CE	LAVADORA
DORA ESPINOSA	KRA 22 # 14-36	CE	LAVADORA

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECÍFICAS DE GIRÓN UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS FUENTES RECEPTORAS.

MARGARETH MANTILLA	CLL 19 # 22 C-95	CE	LAVADORA
MARÍA E GARAY	CLL 19 # 22 C-31	CE	LAVADORA
MARTA SANTAMARÍA	CLL 19 # 22 C-17	CE	LAVADORA
DENIS ROMERO	CLL 19 # 21-115	CE	LAVADERO
ANA MARTÍNEZ	CLL 19 # 21-101	CE	LAVADORA
MERCEDES ROMERO	CLL 19 # 21-29 1P	CE	LAVAMANOS
MARLENE SANABRIA	CLL 19 # 21-51	CE	LAVADORA
CECILIA ARGUELLO	CLL 19 # 21-43	CE	LAVADORA
YESID PATIÑO	CLL 19 # 21-65	CE	LAVADORA

Tabla 28 Conexiones errada en el barrio PORTAL CAMPESTRE I.

ESTADO	# USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	77	70%
IN	5	5%
AR	5	5%
VV	0	0%
CE	22	20%
TOTAL	109	100%

Tabla 29 Seguimiento de las casas del barrio PORTAL CAMPESTRE I.

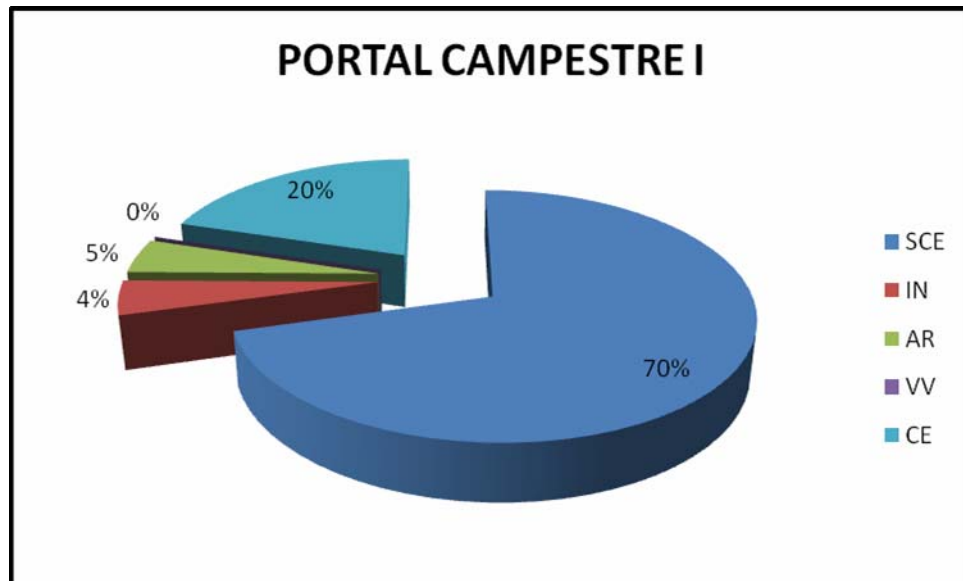


Figura 22 Estado de las viviendas del barrio PORTAL CAMPESTRE.

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	18	78%
BAÑO	0	0%
LAVAPLATOS	0	0%
LAVADERO	3	13%
LAVAMANOS	2	9%
TOTAL	23	100%

Tabla 30 Aparatos sanitarios del barrio PORTAL CAMPESTRE I.

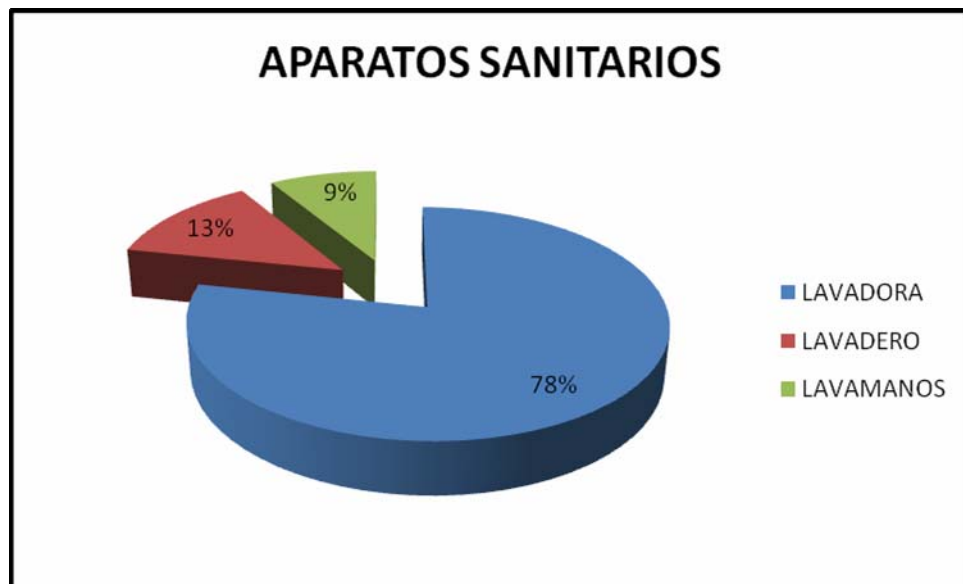


Figura 23 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio PORTAL CAMPESTRE.

PORTAL CAMPESTRE NORTE II.

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
DORALBA MENDOZA	KRA 20 #14-03	CE	LAVADERO
LUZ CARVAJAL	KRA 20 # 14-27 2 P	CE	LAVAPLATOS, BAÑO, LAVADORA
ANGELA REMOLINA	KRA 21 A # 14-02 1P	CE	BAÑO NO SALIÓ
ARACELY JARAMILLO	KRA 21 A # 14-10 1P	CE	LAVADORA
JULIO ALVARES	KRA 21 A # 14-12 2P	CE	LAVADERO LAVADORA
CARMEN PATINO	KRA 21 A # 14-16 2P	CE	LAVAPLATOS Y LAVADERO
ANGÉLICA BALBUENA	KRA 21 A # 14-56	CE	LAVADORA

JENNY TOBON	KRA 21 A # 14-63 2P	<b>CE</b>	LAVAPLATOS Y LAVADORA
LUIS FERNANDO	KRA 21 A # 14 – 28	<b>CE</b>	LAVADORA
WALTER MANTILLA	KRA 22 # 14-95 3P	<b>CE</b>	BAÑO
MARILUZ RODRÍGUEZ	KRA 22 # 14-51 1P	<b>CE</b>	LAVATRAPEROS,LAVADORA
DORA ESPINOZA	KRA 22 # 14-36	<b>CE</b>	LAVADORA
CARMEN E MORENO	KRA 22 # 14-42 3P	<b>CE</b>	LAVAPLATOS
WALTHER MANTILLA	KRA 22 # 14-95 4P	<b>CE</b>	LAVADERO, LAVADORA
BARBARA CORONADO	KRA 22 # 14-23 2P	<b>CE</b>	LAVAMANOS, LAVAPLATOS
BARBARÁ CORONADO	KRA 22 # 14-23 1P	<b>CE</b>	LAVADORA Y BAÑO
VIVIANA PEINADO	KRA 22 A # 14-42 2P	<b>CE</b>	LAVADORA
EDITH PRADA	KRA 22 A # 14-42 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
RUBIELA RIOS	KRA 22 A # 16-57 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
LUZ MARINA ACOSTA	KRA 22 A # 14-62	<b>CE</b>	FILTRACIÓN DE CAJAS
BEATRIZ DE GARCIA	KRA 22 A # 16-35 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
MIREYA ARENAS	KRA 22 A # 16-89 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
LUDY TELLEZ	KRA 22 A # 14-90 2P	<b>CE</b>	LAVAPLATOS
JHON FREDY MARTINEZ	KRA 22 A # 14-10	<b>CE</b>	LAVADERO, LAVADORA
MARIA GOMEZ	KRA 22 B # 16-82	<b>CE</b>	LAVADORA
CECILIA GRANADOS	KRA 22 B # 16-77	<b>CE</b>	LAVA TRAPEROS
ELVIA BELTRAN	KRA 22 A # 16-29 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
ARSELIA SALAMANCA	KRA 22 A # 14-16 1P	<b>CE</b>	LAVAPLATOS Y LAVADORA.
LUIS A. CARREÑO	KRA 22 A # 14-18 2P	<b>CE</b>	LAVAPLATOS
OLGA L. PEÑALOZA	KRA 22 B # 16-50	<b>CE</b>	LAVADORA EN LLUVIAS
CLAUDIA CASTELLANOS	KRA 22 B # 16-56	<b>CE</b>	LAVADORA
LINA M RAMOS	KRA 22 B # 16-57 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
ABEL MARQUEZ	KRA 22 B # 16-69	<b>CE</b>	LAVADORA
JACKELINE CORDOBA	KRA 22 D # 16-24 2P	<b>CE</b>	LAVADORA
BENJAMÍN DIAZ	KRA 22 D # 16-29	<b>CE</b>	LAVADORA
SANDRA DÍAZ	KRA 22 B # 16-28 2P	<b>CE</b>	LAVADERO
ANA M. CARVAJAL	KRA 22 B # 16-22 1P	<b>CE</b>	LAVADORA
LUZ STELLA BLANCO	KRA 22 B # 16-29	<b>CE</b>	LAVADORA
ESPERANZA ACACIO	KRA 22 B # 16-11 1P	<b>CE</b>	LAVADORA, LAVA TRAPEROS
ROSALBA SANABRIA	KRA 22 B # 16-02	<b>CE</b>	LAVADORA
RUTH PELÁEZ	KRA 22 C # 16-17	<b>CE</b>	LAVAPLATOS Y LAVADORA
VILMA ZARATE	KRA 22 C # 16-56 2P	<b>CE</b>	ORINALES, LAVAMANOS
CARLOS VANEGAS	KRA 22 C# 16-62 2P	<b>CE</b>	BAÑO 2PISO
JEFFERSON FLOREZ	KRA 22 C # 16-16 2P	<b>CE</b>	LAVADERO
ODIMAR SANCHEZ	KRA 23 # 16-22 2P	<b>CE</b>	LAVADERO 2P,LAVAPLATOS
GRACIELA MARTINEZ	KRA 24 # 16- 29	<b>CE</b>	LAVADORA EN LLUVIAS

CLAUDIA HERNANDEZ	KRA 25 # 16-56 1 P	CE	LAVA TRAPERO
LILIA RANGEL R.	KRA 25 # 16- 42	CE	LOS SERVICIOS SALEN EN NEGRAS PERO SE FILTRAN EN LLUVIAS
CARLOS PALOMINO	KRA 25 # 16- 36 1P	CE	LAVADORA
OLGA RIVERA	KRA 25 # 16-75 1P	CE	LAVADORA
ENRIQUE ALVARADO	KRA 25 # 16-23	CE	LAVA TRAPEROS,
SANDRA LEGUIZAMÓN	KRA 25 A # 17-43 2P	CE	LAVAPLATOS LAVADERO
CLARA I. GODOY	KRA 25 A # 17-43 1P	CE	LAVAPLATOS, LAVADORA SANITARIO
JOSÉ OVIEDO	KRA 26 # 17-62 1P	CE	ORINAL EXTERIOR
JOSÉ OVIEDO	KRA 26 # 17-62 2P	CE	SANITARIO EN LLUVIAS

Tabla 31 Conexiones errada en el barrio PORTAL CAMPESTRE II.

ESTADO	# USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	306	75%
IN	7	2%
AR	36	9%
VV	2	0%
CE	56	14%
TOTAL	407	100%

Tabla 32 Seguimiento de las casas del barrio PORTAL CAMPESTRE II.

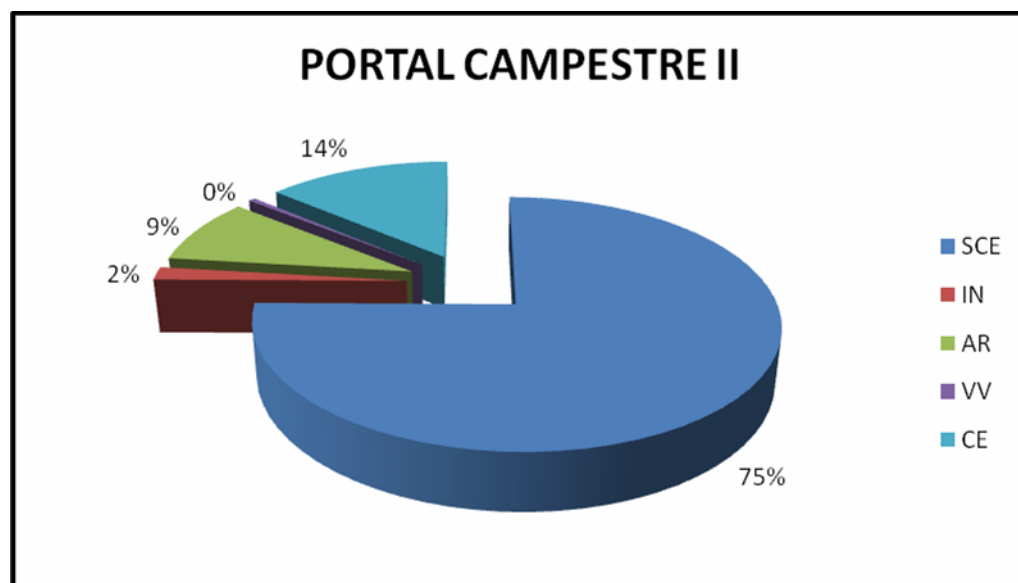


Figura 24 Estado de las viviendas del barrio PORTAL CAMPESTRE II.

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	36	47%
BAÑO	8	10%
LAVAPLATOS	14	18%
LAVADERO	15	19%
LAVAMANOS	4	5%
TOTAL	77	100%

Tabla 33 Aparatos sanitarios del barrio PORTAL CAMPESTRE II.

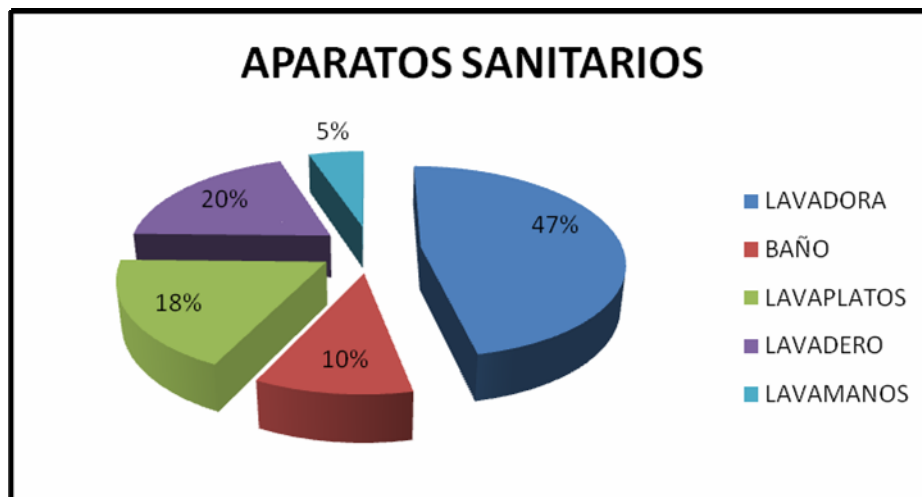


Figura 25 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio PORTAL CAMPESTRE II.

### PORTAL CAMPESTRE NORTE

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
MARIA INFANTE PLAZO	CLL 21 A # 22-14	CE	Lavadero, lavadora
CELINA ORDUZ	CLL 21 # 22-26	CE	LAVADERO, LAVA TRAPEROS
ROSALBA FIGUEROA	CLL 21 # 22-09	CE	LAVADORA
RAMONA DIAZ	CLL 20 C # 22-44	CE	LAVADERO
LENIS GALVIS	CLL 20 C # 22-38	CE	LAVADORA
YOLANDA GONZALEZ	CLL 20 C # 22-08	CE	LAVADORA
OLGA FLORES	CLL 20 B # 22-50	CE	LAVADORA
DILMA BARAJAS	CLL 20 B # 22-03	CE	LAVADORA
GLORIA QUINTERO	CLL 20 B # 22-02	CE	LAVADORA
RICARDO GOMEZ	CLL 20 A # 22-21	CE	LAVADORA

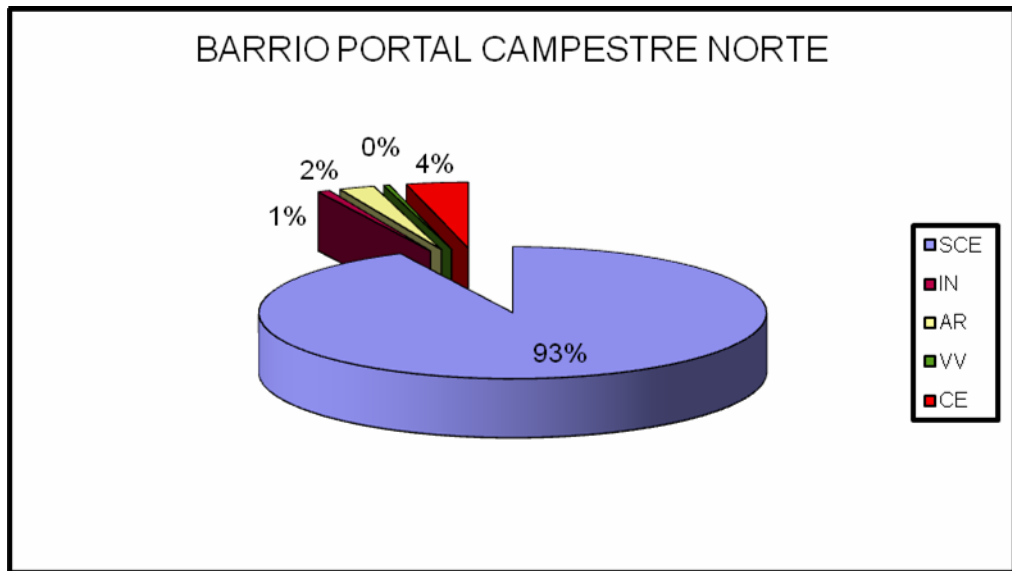
ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECIFICAS DE GIRÓN UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS FUENTES RECEPTORAS.

MAURICIO OVIEDO	CLL 20 A # 22-15	CE	LAVADORA
WILMAN POLO	CLL 20 # 22-81	CE	LAVADORA
ELDA MENDEZ	CLL 20 # 22-27	CE	LAVADORA
JORGE PEDROZA	KRA 21 E # 20-81	CE	LAVADORA
JENNY SUAREZ	KRA 21 D # 20-38	CE	LAVADERO
GLADYS DIAZ	CALLE 20 # 19-110	CE	LAVADERO
	CLL 19 G # 19-74	CE	LAVADERO
MARIA NELY ARBOLEDA	CLL 19 F # 19-92	CE	LAVADORA, LAVADERO, BAÑO
	CLL 19 F # 19-104	CE	Lavadero
YERLY ADRIANA CORZO	CLL 19 D # 19-75	CE	LAVAPLATOS
MARIA NORY ROJAS	CLL 19 C # 19-02	CE	LAVADORA
RAMIRO PABON	CLL 20 A # 19-14	CE	LAVADERO, LAVADORA, LAVAPLATOS

**Tabla 34 Conexiones errada en el barrio PORTAL CAMPESTRE NORTE.**

ESTADO	# USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	496	93%
IN	4	1%
AR	12	2%
VV	2	0,37%
CE	21	4%
TOTAL	535	100%

**Tabla 35 Seguimiento de las casas del barrio PORTAL CAMPESTRE NORTE.**



**Figura 26 Estado de las viviendas del barrio PORTAL CAMPESTRE NORTE.**

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	15	56%
BAÑO	1	4%
LAVAPLATOS	2	7%
LAVADERO	9	33%
TOTAL	27	100%

**Tabla 36 Aparatos sanitarios del barrio PORTAL CAMPESTRE NORTE.**

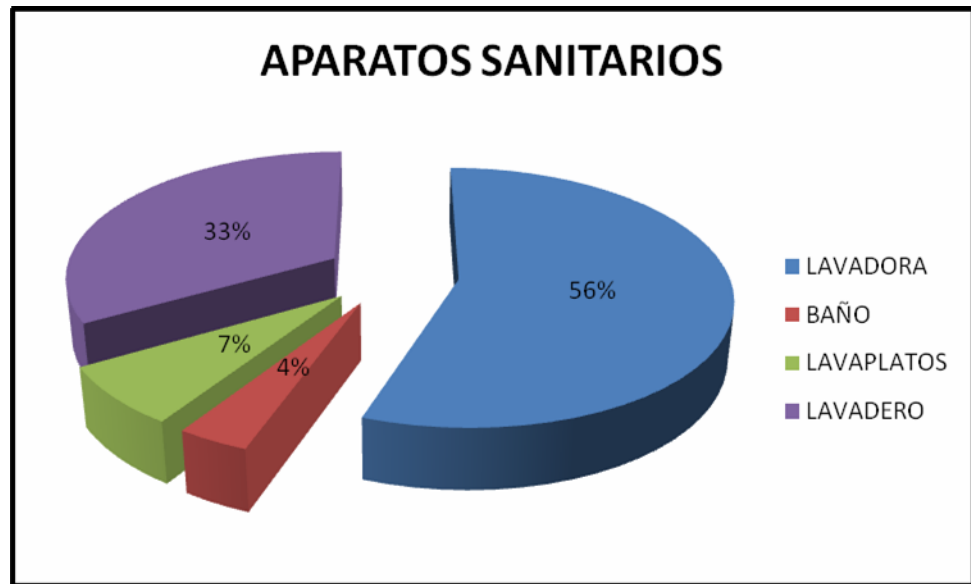


Figura 27 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio PORTAL CAMPESTRE NORTE.

#### LOS GUAYACANES.

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
MARIA HELENA TORRES	CLL 19 A # 18-16	CE	LAVADERO Y LAVATRAPEROS
ALBERTO SERRANO	CLL 19 A # 18-10	CE	LAVADERO EN LLUVIAS
LAUDITH CALDERON	CLL 19 A # 18-22	CE	LAVADERO EN LLUVIAS
ANA BARRERA PLAZO	CLL 19 A # 18 A-09	CE	LAVADERO
LUZ M SUAREZ	CLL 19 # 18-04	CE	LAVADERO EN LLUVIAS
MARLENY VARGAS	CLL 19 A # 18-03	CE	LAVADERO EN LLUVIAS
ELSA ARENAS	CLL19 # 18A-16	CE	LAVADERO PLAZO

Tabla 37 Conexiones errada en el barrio LOS GUAYACANES.

ESTADO	# USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	23	79%
AR	3	9%
IN	0	0%
VV	0	0%
CE	8	12%
TOTAL	34	100%

Tabla 38 Seguimiento de las casas del barrio LOS GUAYACANES.

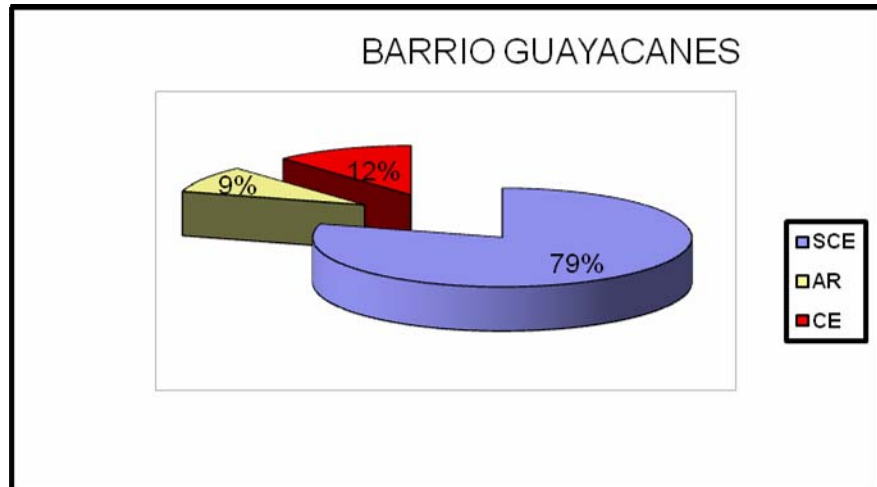


Figura 28 Estado de las viviendas del barrio GUAYACANES.

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	0	0%
BAÑO	0	0%
LAVAPLATOS	0	0%
LAVADERO	8	100%
TOTAL	8	100%

Tabla 39 Aparatos sanitarios del barrio LOS GUAYACANES.

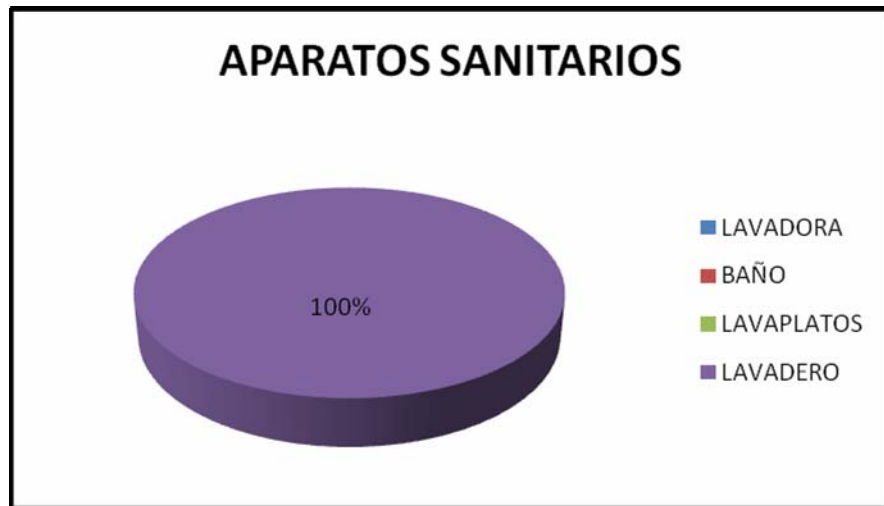


Figura 29 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio GUAYACANES.

🏡 BALCONES DE GALICIA.

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO	DIAGNOSTICO
ARMANDO URIBE	CLL 20 # 18 A-28	CE	LAVADERO

Tabla 40 Conexiones errada en el barrio BALCONES DE GALICIA.

ESTADO	#USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	30	81%
IN	1	3%
AR	3	8%
VV	2	5%
CE	1	3%
TOTAL	37	100%

Tabla 41 Seguimiento de las casas del barrio BALCONES DE GALICIA.

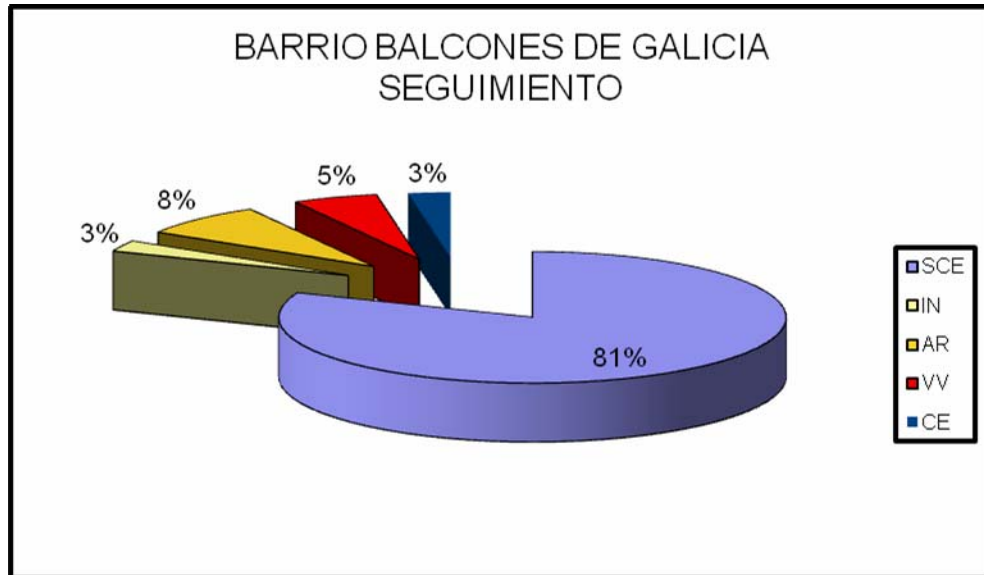


Figura 30 Estado de las viviendas del barrio BALCONES DE GALICIA.

APARATO	#APARATOS	PORCENTAJE %
LAVADORA	0	0%
BAÑO	0	0%
LAVAPLATOS	0	0%
LAVADERO	1	100%
TOTAL	1	100%

Tabla 42 Aparatos sanitarios del barrio BALCONES DE GALICIA.

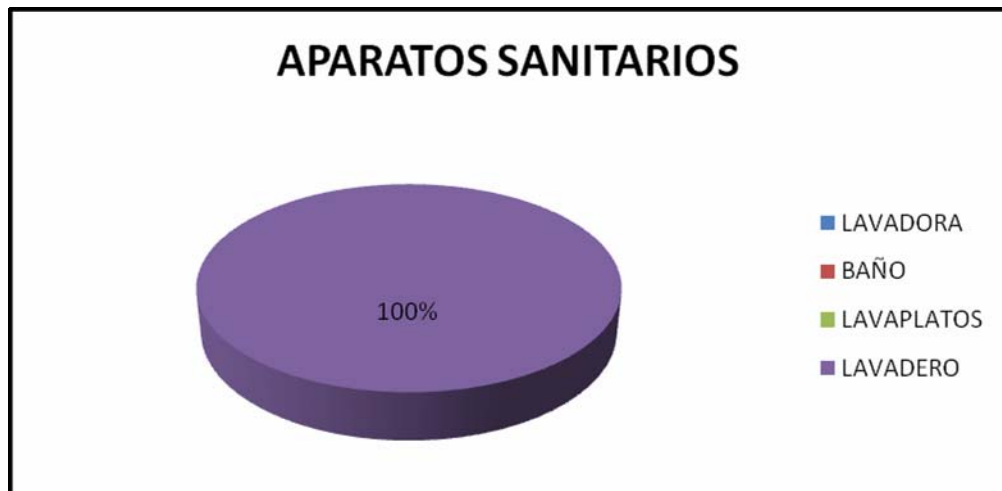


Figura 31 Aparatos sanitarios con conexiones erradas del barrio BALCONES DE GALICIA.

🌈 VILLA LINDA. ( Alcantarillado combinado)

NOMBRE	DIRECCIÓN	ESTADO
JUAN BARRAGAN	CLL 21 # 18-00	<b>SCE</b>
REYNALDO CARREÑO	CLL 21 # 18-33	<b>SCE</b>
EMILSE TRILLOS	CLL 21 # 18-57	<b>SCE</b>
JAIME LIZCANO	CLL 22 # 18-55	<b>SCE</b>
OLINDO PEREZ	CLL 22 # 18-21	<b>SCE</b>

Tabla 43 Conexiones errada en el barrio VILLA LINDA.

ESTADO	# USUARIOS	PORCENTAJE %
SCE	5	100%
AR	0	0%
IN	0	0%
VV	0	0%
CE	0	0%
TOTAL	5	100%

Tabla 44 Seguimiento de las casas del barrio VILLA LINDA.

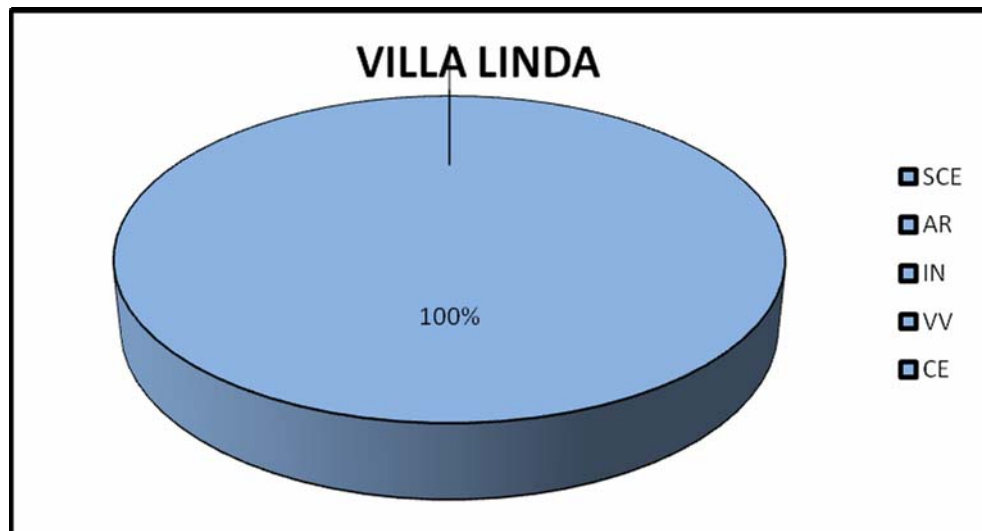


Figura 32 Estado de las viviendas del barrio VILLA LINDA.

Analizando toda la zona como un conjunto y sabiendo que los caudales de las conexiones erradas se van a desplazar por la canaleta en determinado punto hasta llegar a la zona de entrega, debemos sacar el caudal que en estos momentos debido a estas malas conexiones está circulando por la tubería, el método que se va a utilizar es el método HUNTER, creado por Roy B. Hunter. Por medio de este método analizaremos una unidad de descarga de cada aparato sanitario y después por medio de las tablas del método hallaremos un caudal para el total de unidades de descarga. A continuación procederemos a mostrar el análisis de este procedimiento.

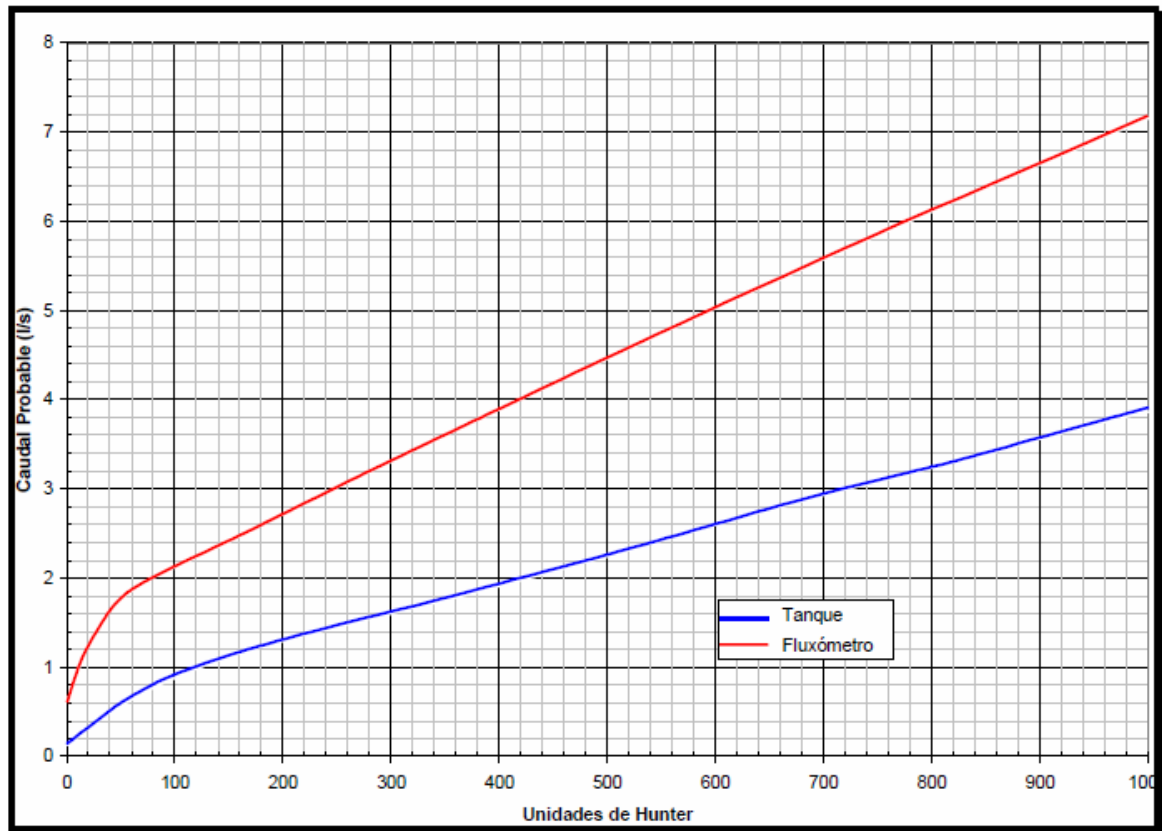


Figura 33 Curva de caudal máximo probable método Hunter para Colombia unidades hasta 1000

Tabla N° 2. CAUDAL MÁXIMO PROBABLE MÉTODO DE HUNTER PARA COLOMBIA

Unidades	Caudal (l/s)		Unidades	Caudal (l/s)		Unidades	Caudal (l/s)	
	Flujómetro	Tanque		Flujómetro	Tanque		Flujómetro	Tanque
1	0.63	0.13	66	1.91	0.68	775	5.97	3.16
2	0.67	0.14	69	1.93	0.70	811	6.17	3.27
3	0.71	0.15	73	1.96	0.72	850	6.37	3.39
4	0.75	0.16	76	1.98	0.74	931	6.80	3.66
5	0.78	0.17	82	2.02	0.78	1009	7.20	3.89
6	0.82	0.18	88	2.05	0.82	1091	7.61	4.13
7	0.86	0.19	95	2.09	0.86	1173	8.02	4.38
8	0.89	0.20	102	2.13	0.89	1254	8.41	4.61
9	0.92	0.21	108	2.17	0.92	1335	8.80	4.85
10	0.96	0.22	116	2.21	0.96	1418	9.19	5.08
11	0.99	0.23	124	2.25	1.00	1500	9.57	5.31
12	1.02	0.24	132	2.30	1.04	1583	9.94	5.55
13	1.05	0.25	140	2.35	1.07	1668	10.32	5.78
14	1.08	0.26	148	2.39	1.11	1755	10.69	6.02
15	1.11	0.27	158	2.45	1.15	1845	11.08	6.27
16	1.14	0.28	168	2.52	1.18	1926	11.41	6.49
18	1.19	0.30	176	2.57	1.21	2018	11.78	6.74
20	1.24	0.32	186	2.63	1.25	2110	12.14	6.99
21	1.27	0.33	195	2.69	1.28	2204	12.50	7.24
23	1.32	0.34	205	2.75	1.31	2298	12.86	7.49
25	1.36	0.36	214	2.80	1.34	2388	13.18	7.74
26	1.38	0.37	223	2.86	1.37	2480	13.51	7.98
28	1.42	0.39	234	2.92	1.40	2575	13.83	8.24
30	1.46	0.41	245	2.98	1.44	2670	14.15	8.49
31	1.48	0.41	270	3.13	1.51	2765	14.45	8.74
33	1.52	0.43	295	3.28	1.59	2862	14.76	9.00
35	1.55	0.45	329	3.48	1.69	2960	15.12	9.26
37	1.58	0.46	365	3.69	1.80	3060	15.49	9.53
39	1.62	0.48	396	3.87	1.90	3150	15.82	9.76
42	1.66	0.50	430	4.06	2.01	3620	17.61	11.01
44	1.69	0.52	460	4.23	2.11	4070	19.38	12.18
46	1.71	0.54	490	4.40	2.21	4480	21.04	13.24
48	1.74	0.55	521	4.58	2.32	5380	24.69	15.53
50	1.76	0.57	559	4.79	2.45	6280	28.13	17.78
52	1.78	0.58	596	5.00	2.58	7280	31.65	20.28
54	1.80	0.60	631	5.19	2.70	8300	35.21	22.93
57	1.83	0.62	666	5.38	2.82	9000	37.81	24.89
60	1.86	0.64	700	5.57	2.93	10000	41.52	28.01
63	1.88	0.66	739	5.78	3.05			

Tabla 45 Método Hunter

Total de casas inspeccionadas

ESTADO	#USUARIOS
SCE	1228
IN	17
AR	63
VV	9
CE	110
TOTAL CASAS	1427

Tabla 46 Total casas inspeccionadas

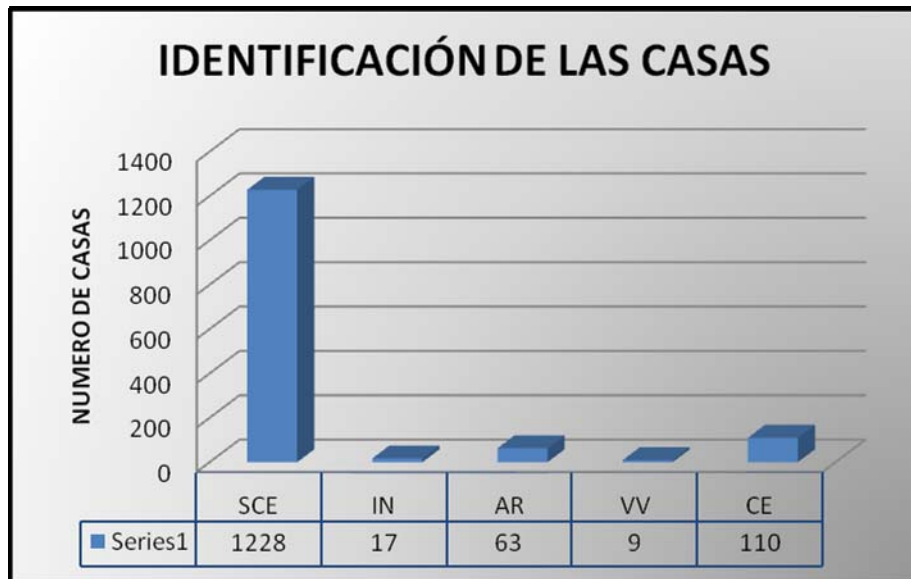


Figura 34 Análisis total de las viviendas de la zona

Total de aparatos sanitarios que tienen conexiones erradas.

APARATO	#APARATOS	U.D.D	TOTAL U.D.D
LAVADORA	72	3	216
BAÑO	13	4	52
LAVAPLATOS	19	2	38
LAVADERO	42	2	84
LAVAMANOS	6	1	6
TOTAL	152	12	396

Tabla 47 Total de unidades de descarga por cada aparato sanitario.

Para el total de unidades de descarga que se hallo, podremos encontrar en las tablas del método que el caudal es de 474.5 lpm.

Este caudal expresado en litros por minuto lo tenemos que dar en litros por segundo para efectos de diseño de la estructura.

$$Q_{\max}=474.5/60= 7,9 \text{ lps}$$

Ahora para efectos de cálculo debemos proyectar a futuro las conexiones erradas a un periodo de retorno de 5 años, con lo cual los datos se expresan en la siguiente tabla.

APARATO	#APARATOS	U.D.D	TOTAL U.D.D
LAVADORA	93	3	279
BAÑO	17	4	68
LAVAPLATOS	25	2	50
LAVADERO	54	2	108
LAVAMANOS	8	1	8
TOTAL	197	12	513

Tabla 48 Total de unidades de descarga por cada aparato sanitario a 5 años.

Para el total de unidades de descarga que se hallo, podremos encontrar en las tablas del método que el caudal es de 548.1 lpm.

Este caudal expresado en litros por minuto lo tenemos que dar en litros por segundo para efectos de diseño de la estructura.

$$Q_{\max}=548.1/60= 9,13 \text{ lps}$$

El caudal que acabamos de hallar siendo un caudal máximo que se produce en época seca, en el caso del diseño de la estructura será el caudal mínimo y quizás puede llegar a ser el caudal que podamos aliviar todo dependiendo de la cantidad podamos enviar a la tubería de aguas negras.

### 3.8.1. Caudal transportado por la red principal.

Analizado cada barrio y el punto de conexión en la red principal, y teniendo conocimiento de la problemática en las viviendas con las conexiones erradas podemos dar el detalle del caudal que estaría transportando las redes principales, que para nuestro caso están constituidas por un canal y tubería a los costados de la vía, y que antes de la entrega la red le aporta su flujo al canal. Ver detalle en los esquemas anexos.

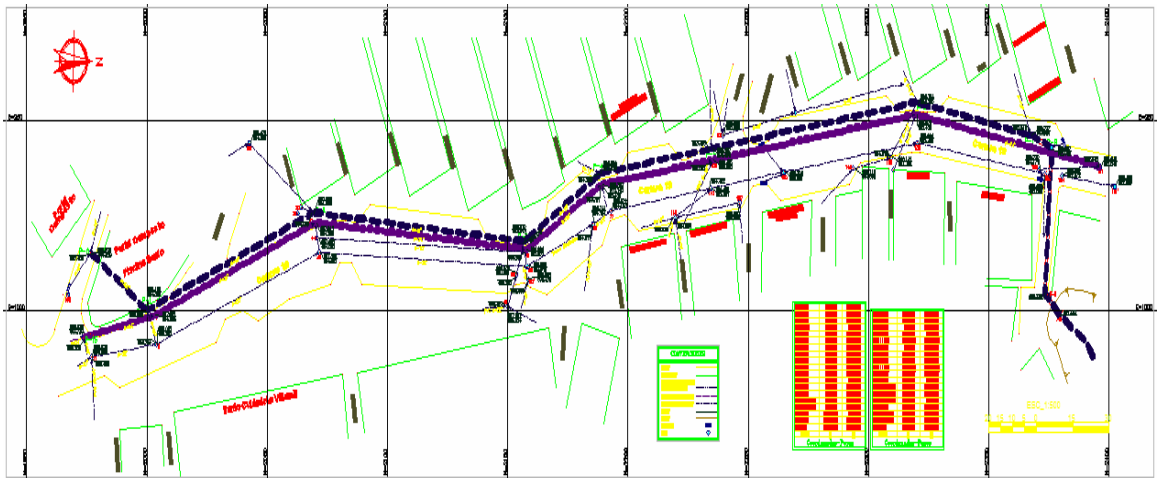


Figura 35 Flujo de las aguas negras y pluviales de la zona

El plano del flujo de los caudales de aguas negras y aguas lluvias están más específicos en el plano anexo al final de este libro.

Detalle de los tramos de la vía principal con el caudal de **aguas lluvias** que transporta hasta la entrega.

TRAMO		Q Transporta (L/S)
DE	A	
Consuelo P36	P 1	716,80
U. Portal Campestre P (PC)7L	P 1	1500,8
Villamil P(14c-18B)	P 1	402,58
Villamil P(15B-18B-18A)	P 3	182,28
Villamil P(15B-18B)	P 4	295,20
Portal Campestre II P (8)	P2	160,72
Portal Campestre I P (10)	P3	108,82
Portal Campestre I P (14)	P4	114,8

Portal Campestre II P (6D)	P6	91,84
Portal Campestre II P (12)	P7	193,52
Portal campestre II P17LL	P5	1362,40
Guayacanes P4LL	P110	189,17
Balcones de Galicia P6LL	P143	77,17
P 1	P 2	2620,18
P 2	P 3	2780,9
P 3	P 4	3072
P 4	P 5	3482
P 5	P 6	4844,4
P 6	P 7	4936,24
P 7	P 8	4936,24
P 8	ENTREGA	4936,24
P 152	ENTREGA	266,34

Tabla 49 Caudal total de aguas pluviales por la red principal de la zona.

Detalle de los tramos de la vía principal con el caudal de **aguas sanitarias** que transporta hasta la planta de tratamiento.

TRAMO		Q Transporta (L/S)
DE	A	
Consuelo	P4	7,66
Villamil P(14B-19)R	P 4	14,15
Villamil P(15B-18B)R	P 83	27,68
Portal Campestre P(29c)N	P146	28,62
Guayacanes P(5)N	P109	3,43
Balcones de Galicia P(6)N	P146	3,15
Villa Linda P155	P161	1,50
P 4	P 43	21,81
P 43	P 61	21,81
P 61	P 83	49,49
P 83	P 109	49,49
P 109	P 146	52,92
P 146	P 161	84,69

Tabla 50 Caudal total de aguas sanitarias por la red principal de la zona.

Conociendo los caudales totales de diseño para la tubería de aguas lluvias y el de la canaleta los cuales fueron:

Q= **266,34** lps y Q= **4936,24** lps, respectivamente.

Las cuales se realizarían en épocas críticas, ahora estos caudales se tomaran para el diseño de la estructura de separación de aguas como el caudal máximo que pasara en determinadas épocas de lluvia.

Y del mismo modo conociendo los caudales que esta transportando la red principal de alcantarillado de aguas negras el cual está llegando al pozo P161 ubicado en el plano anexo al final de este libro, el caudal es  $Q=86,19$  lps.

### 3.9 Caudal de escorrentía en los primeros minutos



Figura 36 Área aferente de la red principal de aguas lluvias

La cuenca hidrográfica es la unidad básica de estudio en hidrología. A la cuenca se le considera como un sistema hidrológico, que consta de una frontera cuya vista en planta tiene la forma de la divisoria, este sistema es estimulado con la precipitación (entrada) y responde con un caudal de salida, evaporación y flujo subsuperficiales (salida).

La relación estímulo-respuesta o precipitación-escorrentía, depende de los parámetros geomorfológicos de la cuenca, entre los cuales están los que vamos a determinar. Con esta relación establecida se puede analizar de la siguiente manera.

Trazar la línea divisoria de la cuenca para lo cual es necesario:

Identificar los puntos de mayor nivel en el área de separación con cuencas adyacentes

Tratar de predecir el recorrido del agua lluvia que cae en el área de separación entre cuencas.

Área de la cuenca, medida que se encontró en los planos que se encontraban en AUTOCAD.

A= 19,35 ha

Pendiente, existen varios métodos para determinar la pendiente del cauce principal. Para el caso nuestro lo determinaremos por un solo método, debido a que la topografía no va a variar considerablemente y su inclinación va a ser muy uniforme:

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{\text{Diferencia de nivel entre extremos del cauce}}{\text{Longitud del cauce medida en planta}}$$

Por medio del plano topográfico (anexo a este libro), denotamos las cotas del terreno, y la longitud que posee en planta.

Entonces:

tramo	cota inicial	cota final	$\Delta$ cotas	longitud	pendiente
1	698,165	697,959	0,206	73,6	0,0028
2	697,959	696,91	1,049	88,15	0,0119
3	696,91	696,896	0,014	36,4	0,0004
4	696,896	696,487	0,409	46,6	0,0088
5	696,487	696,194	0,293	86,5	0,0034
6	696,194	695,727	0,467	48	0,0097
7	695,727	695,667	0,06	9,32	0,0064
8	695,667	695,335	0,332	38,3	0,0087

Tabla 51 Cálculo de pendientes por tramos.

$S_{promedio} = 0,0065$

$S = 0,65 \%$

$L = 426.87 \text{ m}$

Determinando el tiempo de concentración:

$$T_c = 0,000325 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} = 0,239 \text{ (hr)}$$

$$T_c = 0,000325 \cdot 426,87^{0,77} \cdot 0,0065^{-0,385} = 0,239 \text{ (hr)}$$

$$T_c = 0.239$$

Luego determinamos la duración en exceso:

$$d_e = 2\sqrt{T_c}$$

$$d_e = 0.9784 \text{ (horas)}$$

El tiempo de retraso es entonces:

$$t_r = 0,61 \cdot T_c$$

$$t_r = 0.143 \text{ (horas)}$$

Procedemos a determinar el tiempo pico:

$$t_p = \frac{d_p}{2} + t_r$$

$$t_p = 0.6327 \text{ (horas)}$$

Determinamos el tiempo base:

$$t_b = 2.67 * t_p$$

$$t_b = 1.689 \text{ (horas)}$$

Con los datos obtenidos anteriormente determinamos el caudal pico:

$$Q_p = \frac{2.08 * A}{t_p}$$

$$Q_p = 0.636 \text{ m}^3/\text{s/mm}$$

Ahora como ya conocemos el **caudal pico** este se utilizara como el **caudal de diseño** el cual tiene un valor de **0,636 (m<sup>3</sup>/s/mm)**.

Ahora mirando las tablas de intensidad-frecuencia-duración (curvas IDF) de la CDMB, del mismo modo tenemos que tener en cuenta que vamos a utilizar un periodo de retorno de 5 años. De esta forma podemos hallar la intensidad obtenida de la lluvia en Litros por segundo por hectárea.

Como tenemos el  $T_c = 0,239$  horas, debemos expresarlo en minutos es:

$$T_c = 0,239 * 60 = 14.359 \text{ (min)}$$

Por tablas de IDF de la CDMB. El dato obtenido es de **153** litros por segundo por hectárea.

Ahora determinaremos el hidrograma Triangular del SCS

q/qp	t/tp	t, hr	q, m <sup>3</sup> /s
0,01	0,1	0,063	0,006
0,07	0,2	0,127	0,045
0,15	0,3	0,190	0,095
0,27	0,4	0,25	0,172
0,43	0,5	0,316	0,273
0,6	0,6	0,380	0,382
0,9	0,8	0,506	0,572
1	1	0,633	0,636
0,9	1,2	0,759	0,572
0,75	1,4	0,886	0,477
0,53	1,6	1,012	0,337
0,4	1,8	1,139	0,254
0,32	2	1,266	0,204
0,24	2,2	1,392	0,153
0,17	2,4	1,519	0,108
0,13	2,6	1,645	0,083
0,09	2,8	1,772	0,057
0,07	3	1,898	0,045
0,03	4	2,531	0,019
0,006	4,5	2,848	0,004
0	5	3,164	0,000

Tabla 52 Cálculo de caudal a determinado periodo.

Con los datos hallados por medio de este método utilizado en el análisis de cuencas, podemos hallar el caudal durante los primeros 15 minutos.

El caudal durante este periodo es:

$$Q_{15\text{min}} = 0.172 \text{ m}^3/\text{s}$$

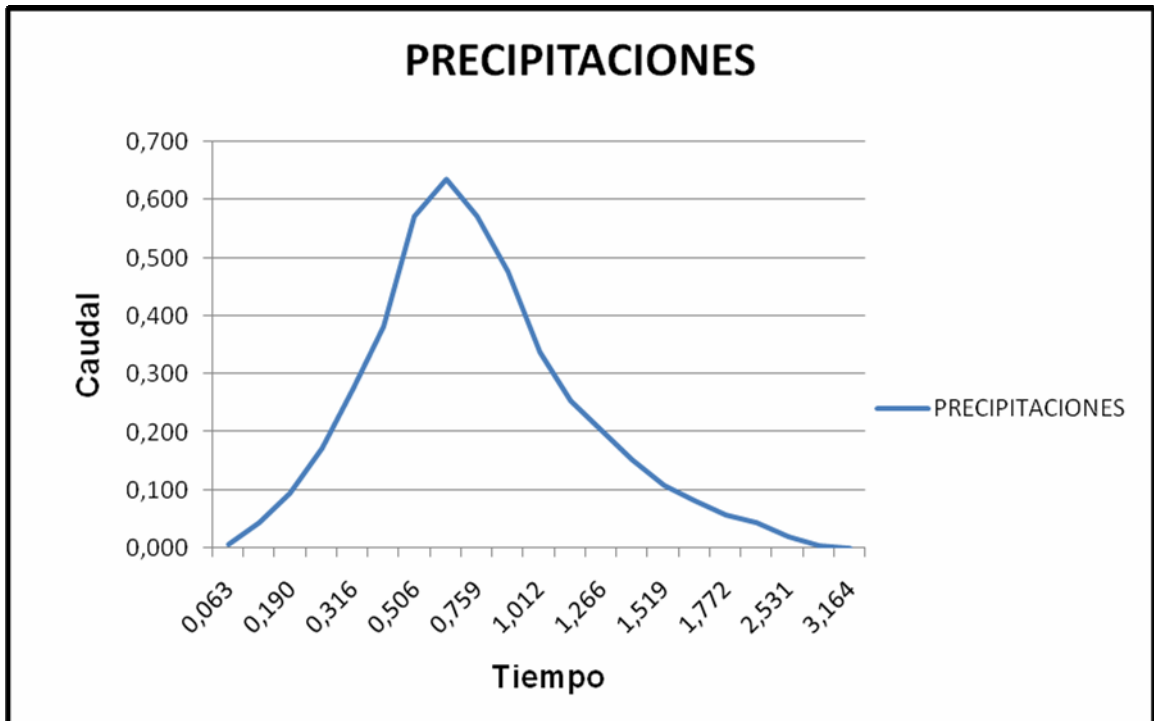


Figura 37 precipitaciones durante los primeros 15 minutos.

### 3.10 TOPOGRAFÍA DE LA ZONA EN GENERAL.

La zona consta más o menos 19,35 hectáreas, la cual está dividida por 8 barrios, el barrio Consuelo, la Urbanización Portal Campestre y el Portal Campestre I y II, al costado occidental de la vía principal que es la carrera 19 y hacia el costado oriental de dicha vía se encuentran los barrios restantes, los cuales son Ciudadela Villamil, Guayacanes, Balcones de Galicia y Villa Linda.

Por la carrera 19 pasan las redes principales de flujo pluvial y sanitario que son los que entregan los barrios ya nombrados anteriormente, y su posterior descarga ya sea en el Río Frio para las aguas pluviales y en la PTAR para las aguas sanitarias. La entrega queda hacia el costado oriental de dicha vía y en la parte más baja de los barrios.

Podemos decir que la zona es relativamente plana por que las pendientes oscilan alrededor de 0.6% desde la parte superior de los barrios hasta la parte de la entrega.



Figura 38 vista GENERAL de la vía principal y a sus costados los barrios.

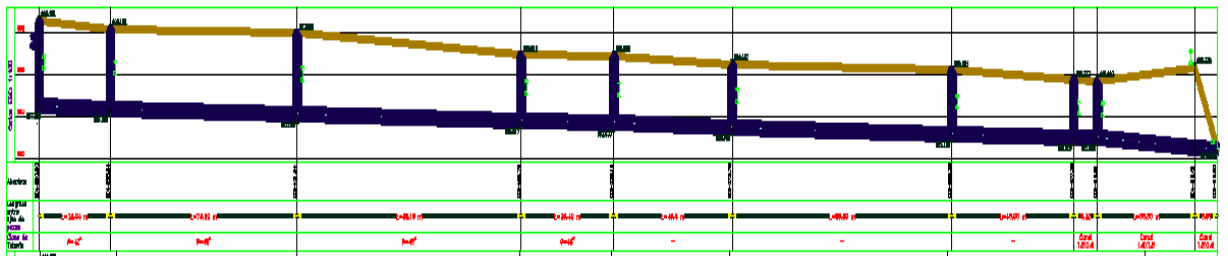


Figura 39 Perfil de la canaleta que transporta el flujo contaminado.

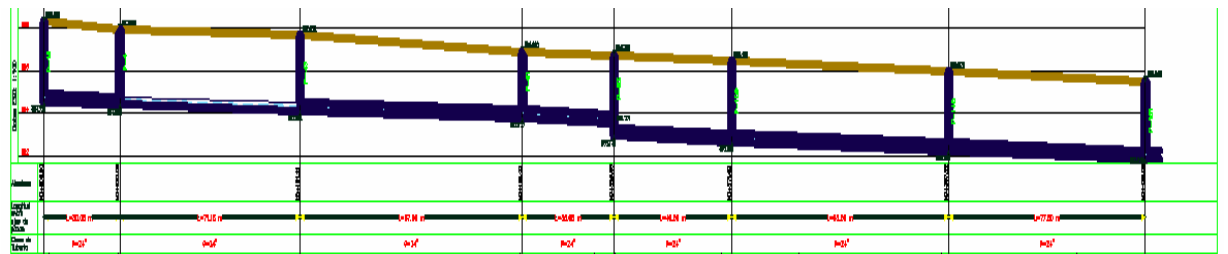


Figura 40 Perfil de la tubería que transporta el flujo de aguas negras.

Los planos anteriores estarán visibles en el plano anexo de este libro, detallando perfectamente la pendiente del terreno y la ubicación de los pozos y sus cotas.

## **4. ESTRUCTURAS DE SEPARACIÓN**

Los aliviaderos son utilizados con frecuencia en sistemas de riego, protección de crecientes y en sistemas de alcantarillado. En este último caso se hace importante disponer de una metodología de cálculo que entregue resultados precisos para así garantizar un correcto diseño de la red. Cuando el aliviadero está instalado en múltiples sitios de un sistema de drenaje, es indispensable considerar esta estructura para el diseño de dicho sistema. Es decir la manera en que va a interactuar esta estructura en el sistema, con el fin de conectar tuberías del alcantarillado combinado (que lleva aguas residuales y lluvias) con tramos de la red de aguas residuales de un alcantarillado separado. La idea es permitir que el caudal de aguas residuales que se conduce por el Box Culvert sea entregado a un tramo del alcantarillado separado. Para ello debe diseñarse la estructura de manera que en ausencia de lluvias todo el caudal de aguas residuales conducido por la red combinada sea llevado a un tramo del alcantarillado separado y que en presencia de lluvias, cuando el caudal de aguas combinadas puede ser muchas veces mayor que el de residuales presupuestado en el diseño, sólo un caudal cercano a este último sea entregado al tramo del alcantarillado separado. El caudal excedente debe ser vertido por el aliviadero. Es por esto que una metodología deficiente de cálculo puede llevar a problemas en la red de aguas residuales si el caudal vertido no alcanza a ser el esperado y la red recibe un caudal residual mayor que para el cual fue diseñado.

### **4.1. TIPOS DE ALIVIADEROS**

Como su nombre lo indica son estructuras hidráulicas que permiten aliviar los caudales de exceso producidos por eventos de lluvias.

Estas estructuras primordialmente están diseñadas para controlar el caudal que va a entrar a una planta de tratamiento (PTAR), manejando factores de dilución que

son función de la capacidad de recuperación del cuerpo hídrico receptor más cercano.

En el diseño de los aliviaderos tiene gran influencia el factor hidrológico, meteorológico, estadísticos, y económicos, ya que estos solo cumplirán su función durante periodos en que se sobrepase la capacidad de la misma, por lo que se tiene que tener presente, que diseñar con un alto factor de seguridad puede reducir pérdidas por fallas, pero también puede llevar a pérdidas económicas por la construcción de grandes aliviaderos y no enfrentar eventos extremos en largos periodos de tiempo.

Las estructuras diseñadas hasta el momento están siendo utilizadas como vertederos de excedencia constituyéndose en el órgano de seguridad de mayor importancia, evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas, controlando los caudales tanto de depuración de una planta de tratamiento, como de colectores sanitarios producto de conexiones erradas pero de aguas lluvias, todo lo contrario en nuestro caso porque estudiaremos estas alternativas produciendo el alivio de un colector pluvial que está siendo afectado por las conexiones erradas domiciliarias hacia el colector sanitario más cercano.

Existen otras estructuras que de una u otra forma alivian y controlan los caudales picos que generan grandes inconvenientes en una cuenca.

Estas son estructuras de depósito y retención las cuales tiene la capacidad de retener en gran medida los caudales picos productos de las precipitaciones reales en la cuenca, aliviando en gran parte la saturación de los colectores principales aguas abajo y evitando reboses en los mismos.

A continuación se observan dichas estructuras anteriormente mencionadas:

## Tipos de aliviadero

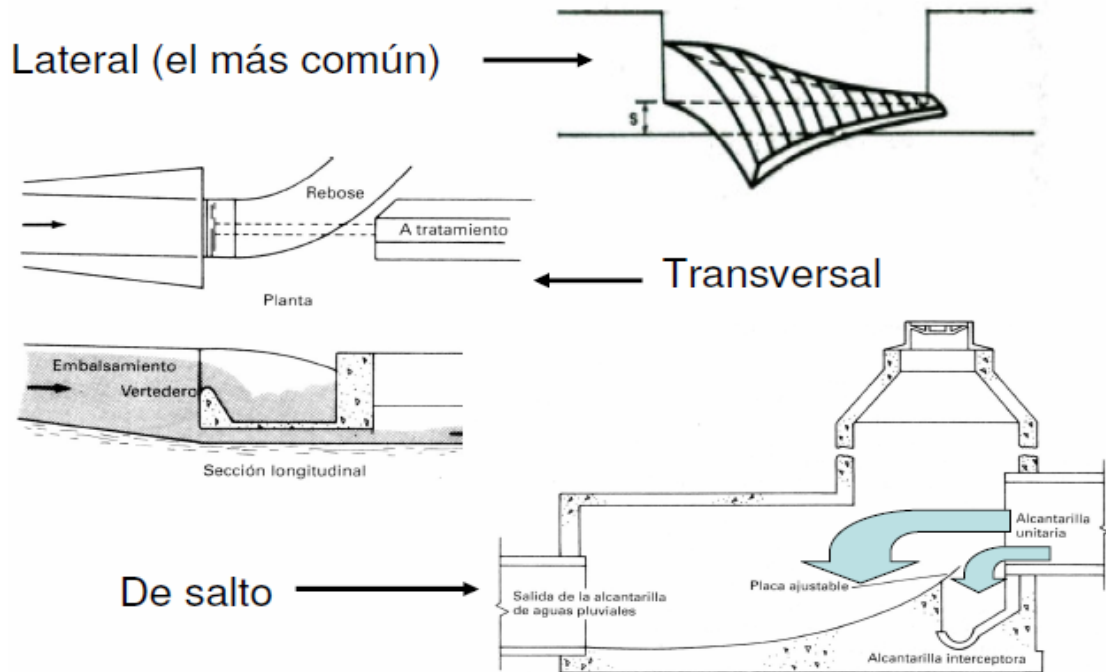


Figura 41 tipos de aliviaderos

### 4.1.1. Aliviadero lateral

Este tipo de estructura es el más común en nuestro medio y es conocido como un vertedero de excedencias ya que se sitúan a la entrada de una planta de tratamiento cumpliendo la función de alivio por excesos controlando la entrada del caudal para el cual fue diseñada dicha planta.

La capacidad de descarga es mucho menor que un vertedero normal a la dirección del flujo debido a que todas las láminas del flujo están en contacto con la estructura, todo lo contrario a lo que sucede en el lateral que parte de la lámina de flujo es contrario a su ubicación.

Por esta razón es que existen limitantes para el rango de aplicaciones y es cuando se cumple el rango

$$1 < L/h < 10$$

Donde:

H= carga media sobre el vertedero.

L=longitud de la cresta del vertedero.

Para canales uniformes la longitud de la cresta de un aliviadero normal es equivalente a 1,7 o 2 veces la longitud de un aliviadero lateral.

Para canales contraídos la longitud de la cresta de un aliviadero normal es equivalente a 2,2 o 3,2 veces la longitud de un aliviadero lateral.

Además de la aplicación de la ecuación dinámica para flujo gradual espacialmente variado, considerando las dos condiciones de flujo tanto Subcrítico como Supercrítico.

$$\frac{D_y}{D_x} = \frac{(S_o - S - Q \cdot d_q) / (g \cdot A^2 \cdot d_x)}{1 - F^2}$$

Donde:

$S_o$  = Altura de la cresta del aliviadero.

S = Pendiente del canal.

$D_y / D_x$  = Variación de la profundidad de la lamina agua e dirección del flujo.

Q = Caudal.

G = Aceleración de la gravedad.

A = Área de la sección transversal del canal.

F = número de FROUDE.

Parámetros de diseño de un aliviadero lateral:

- Determinar el caudal en el aliviadero:

Para régimen Subcrítico.

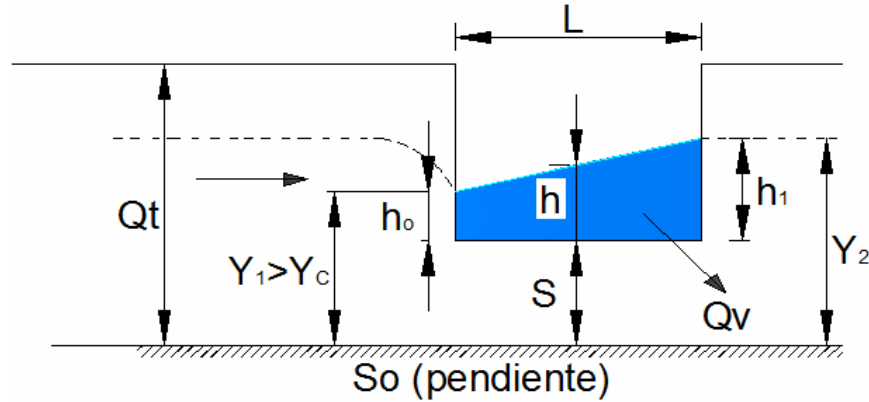


Figura 42 Perfil del aliviadero en condición de flujo Subcrítico.

$$Q_v = \frac{2(1 - K^{5/2})}{(1 - K) * 5} * C * L * h_1^{3/2}$$

Donde:

$Q_v$  = Caudal a ser aliviado.

$C$  = coeficiente de descarga del aliviadero.

$L$  = longitud de la cresta del aliviadero.

$K$  = coeficiente de caudal que equivale a la relación

$$\frac{h_0}{h_1} = \frac{\text{Altura inicial del agua}}{\text{Altura final del agua}}$$

Otra alternativa es la propuesta por Engels:

$$Q_v = \frac{2(1 - K^{5/2})}{(1 - K) * 5} * C * L * h_1^{3/2}$$

Para régimen Supercrítico.

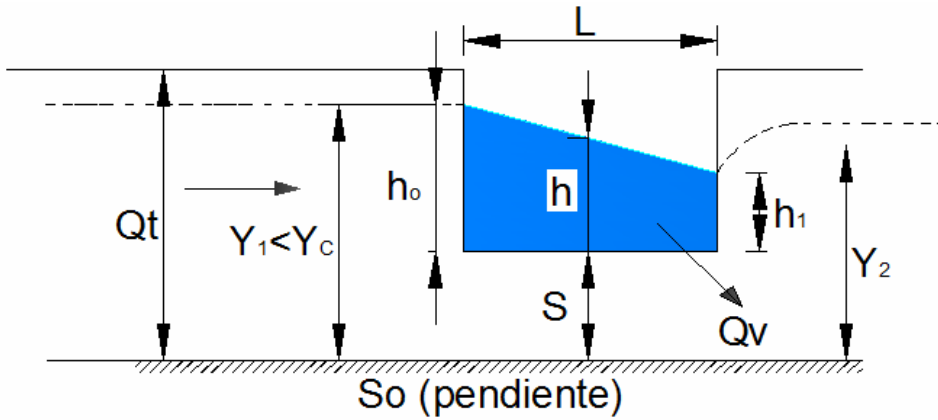


Figura 43 Perfil del aliviadero en condición de flujo Supercrítico.

$$Q_v = \frac{2(1 - K^{5/2})}{(1 - K) * 5K^{3/2}} * C * L * h_o^{3/2}$$

- Analizar los perfiles de flujo que se presentan a través del aliviadero:

Según Frazer es posible que se presenten cinco tipos de perfiles superficiales.

TIPO 1.

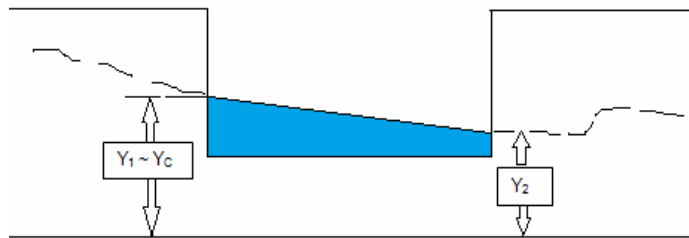


Figura 44 Perfil superficial tipo I

La profundidad de flujo aguas arriba del aliviadero lateral será aproximadamente igual a la profundidad crítica presentando condiciones de flujo crítico, pero al llegar al aliviadero, la altura de la lámina de agua será decreciente produciéndose condiciones de flujo Supercrítico.

TIPO 2.

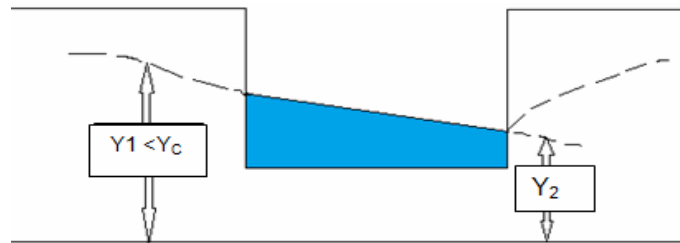


Figura 45 Perfil superficial tipo II

La profundidad de flujo aguas arriba del aliviadero lateral será menor a la profundidad crítica presentando condiciones de flujo Supercrítico, ya que la lámina de agua será decreciente.

TIPO 3.



Figura 46 Perfil superficial tipo III

La profundidad de flujo aguas arriba del aliviadero lateral será mayor a la profundidad crítica presentando condiciones de flujo Subcrítico, pero al llegar al aliviadero, la altura de la lámina de agua empieza a crecer produciéndose un flujo lento.

TIPO 4.

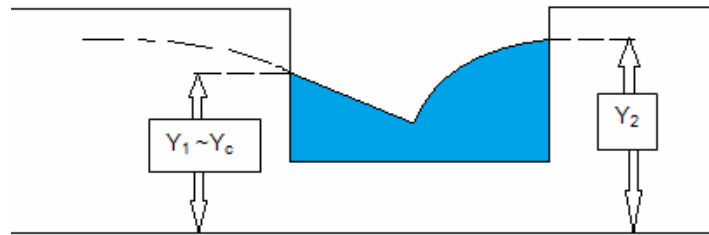


Figura 47 Perfil superficial tipo IV

Aguas arriba, cerca y al inicio del aliviadero lateral el comportamiento del flujo será similar al tipo 1 presentando condiciones de flujo Supercrítico, pero al llegar en la sección de alivio, se produce un resalto cambiando la condición del flujo a Subcrítico.

TIPO 5.

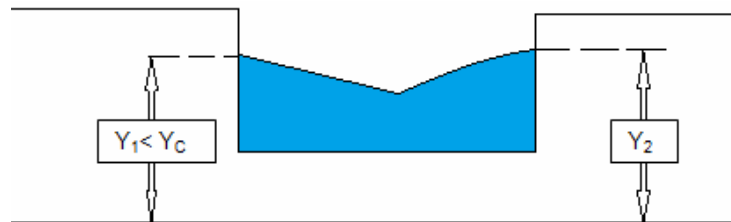


Figura 48 Perfil superficial tipo V

Las condiciones al inicio del aliviadero son como las del tipo 2 y dentro del aliviadero son como las del tipo 4.

Algoritmo de un aliviadero lateral

- Determinar la profundidad normal de flujo aguas arriba del alivio.

$$AR^2/3 = \frac{nQ_T}{\sqrt{S_0}}$$

Teniendo en cuenta (Z=0)

$$A = bY \quad (m^2)$$

$$P = b + 2Y \quad (m)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (m)$$

$$bYn_1 \left( \frac{bYn_1}{b + 2Yn_1} \right)^{2/3} = \frac{nQ_{Total}}{\sqrt{S_0}}$$

Despejo  $Yn_1$  y realizo la misma operación para hallar  $Yn_2$  con el caudal final.

- Determinar la profundidad crítica aguas arriba y aguas abajo del aliviadero.

$$q = \frac{Q_{Total}}{b} \quad Y_{c1} = \frac{q^2}{g}$$

$$q = \frac{Q_{final}}{b} \quad Y_{c2} = \frac{q^2}{g}$$

- Observar el régimen de flujo y detallar que debe cumplirse que la energía sea constante a lo largo del aliviadero.

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$E_2 = Y_2 + \frac{Q_{final}^2}{(bY_2)^2 2g}$$

Igualamos  $E_2 = E_1$  y despejamos  $Y_1$

$$E_1 = Y_1 + \frac{Q_{Total}^2}{(bY_1)^2 2g} = E_2$$

- Determinar la altura de la cresta (S).

Suponiendo un S

Calculamos  $h_o = Y_1 - S$  y  $h_1 = Y_2 - S$

Determinar  $K = \frac{h_0}{h_1}$

Deducir el valor de  $h_0$  de la ecuación dinámica para flujo subcrítico.

Finalmente calcular el valor de “S” y chequear si es el mismo asumido inicialmente y si no es el mismo empezar a iterar las formulas.

En alcantarillados unitarios que vierten las aguas directamente a un cauce, la DBO5 del cauce sobrante no debe superar el umbral relacionado con la capacidad de auto-depuración de la fuente receptora.

Valor mínimo de la dilución  $S_{min} \sim [3-5]$ .

$S = Q_{LL} / Q_S > S_{min} = Q_{final} / Q_S$  Donde  $Q_{LL}$  = Caudal cuando hay lluvia.

$Q_S$  = Caudal aliviado.

$Q_{final}$  = Caudal que pasa.

#### 4.1.2. Aliviadero transversal

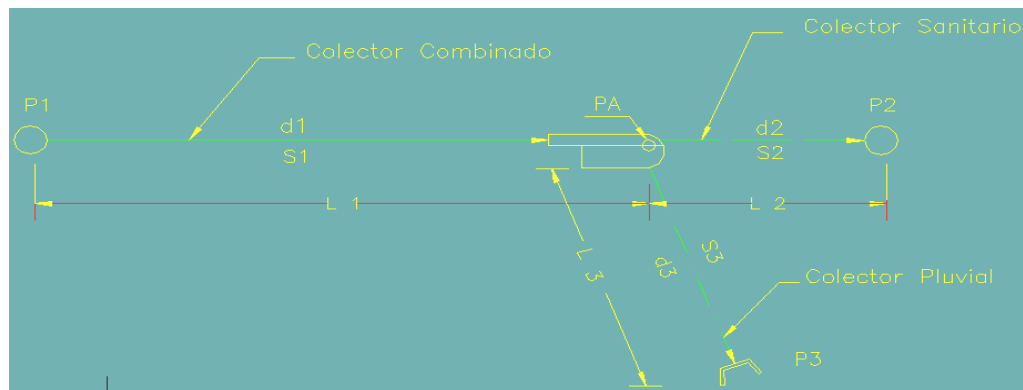


Figura 49 Sistema de funcionamiento de un aliviadero transversal

Este tipo aliviaderos son los más utilizados aguas arriba de las plantas de tratamiento y también son llamados vertederos de crecidas ya que son elementos que permiten el fácil y rápido vertido de los caudales de aguas a cauces naturales, permitiendo:

- Desechar las aguas antes de que lleguen a la P.T.A.R.
- Ahorro importante en secciones de red, al poder realizar los vertidos de aguas a cauces naturales.

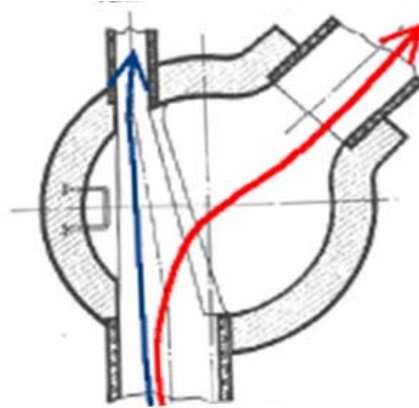


Figura 50 Planta del vertedero transversal

Esta figura ilustra la manera como el flujo trabaja para el caudal con el cual se diseña, representado con la línea azul, mostrando que para épocas de lluvia intensa es decir cuando sobrepase este tipo de caudal lo que haga es una rebose representado por la línea roja, hacia la otra tubería la cual esta a una altura mayor aliviando la tubería que va a la planta de tratamiento.

Para el cálculo de la longitud de vertimiento, diversos investigadores han propuesto formulas diferentes. Los resultados obtenidos difieren considerablemente entre sí, y sería difícil indicar cuál es la más conveniente, ya que los autores de ellas son especialistas de reconocida competencia y, por otra parte, parece que aun el asunto no ha sido estudiado completamente.

- Formula de Coleman. Smith y Dempster (Abastecimiento de aguas – steel)

$$L = 1.417 * W * V * (H_2)^{0.12} * \frac{1}{\sqrt{H_2}} - \frac{1}{\sqrt{H_1}}$$

Donde,

L= longitud del vertedero (m)

W= ancho medio del canal (m)

V= velocidad de llegada m/s

H2= altura de la lámina de agua aguas abajo (no menor de 2 cm)

H1= altura de la lámina de agua aguas arriba

- Formula de Babbitt (en sistema métrico)

$$L = 7.55 * V * D * \log \left( \frac{H_1}{H_2} \right)$$

Donde,

L= longitud del vertedero (m)

D= diámetro del conducto de llegada (m)

V= velocidad en el conducto de llegada (m/s)

H1 y H2 = espesores de la lamina de agua, aguas arriba y aguas abajo (m)

H2 debe ser diferente de 0

- Formula de Gómez Navarro (Saltos y presas de embalses)

$$L = \frac{Q}{0.75 * H * 3/2}$$

Donde,

L=longitud (m)

Q=caudal por verter (m)

H= espesor de la lamina de agua, aguas arriba

- Algoritmo del cálculo de un aliviadero transversal

Conociendo los siguientes datos:

Caudal de aguas negras (l/s)

Caudal de aguas lluvias + negras

Conducto de llegada  $D= 24''$   $P=1.4\%$

Capacidad de tubo lleno= $Q$  (lleno)

Velocidad tubo lleno= $V$  (lleno)

Dilución= caudal de aguas negras diluidas (l/s)

Suponiendo:

Pendiente de salida del aliviadero

Diámetro de tubería para esa pendiente de las aguas negras diluidas

Hallando:

$Q$  (lleno) de salida

$V$  (lleno) de salida

Condiciones de espesor de lamina y velocidad en el conducto de llegada

Para caudal total:

$Q$  (lleno) y  $V$  (llena)

Dependiendo del  $q/Q$ , del  $h/D$  y el  $v/V$

Para caudal diluido:

$Q$  (lleno) y  $V$  (llena)

Dependiendo del  $q/Q$ , del  $h/D$  y el  $v/V$

Condiciones de espesor de lamina y velocidad en el conducto de salida.

$Q$  (lleno) y  $V$  (llena)

Dependiendo del  $q/Q$ , del  $h/D$  y el  $v/V$

Hallar el caudal por verter

$Q_i - Q_f$  (l/s)

Aplicando la formula de Gómez Navarro

$$L = \frac{Q}{0.75 \cdot H \cdot 3/2}$$

Determinación de la cañuela:

Radio hidráulico inicial

Radio hidráulico final

Radio hidráulico promedio

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

Velocidad promedio (m/s)

Aplicando Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot S^{1/2} \cdot R^2 \cdot A$$

Perdidas de energía por transición

$$h_s = \frac{k \cdot v^2}{2g}$$

Condiciones de empate de energía para el cálculo de aguas negras diluidas:

Se suponen una pérdidas de energía en el pozo (fondo de llegada)

Cota de fondo de la tubería de llegada

Cota de energía en tubería de llegada

Cota de energía en tubería de salida

Cota de fondo de tubería de salida

Cota de clave de tubería de salida

Cota de la cresta del vertedero:

Aguas arriba

Aguas abajo

### 4.1.3. Aliviadero de salto

Para el cálculo de los aliviaderos llamados de salto, Babbitt propone las siguientes expresiones.

Curva exterior:

$$X = 0.355 * V^2/3 + 0.60 * y^4/7$$

Curva interior:

$$X' = 0.181 * V^4/7 + 0.74 * y'^3/4$$

Donde,

x,y= coordenadas de la curva exterior

x',y'=coordenadas de la curva interior

v=velocidad (m/s)

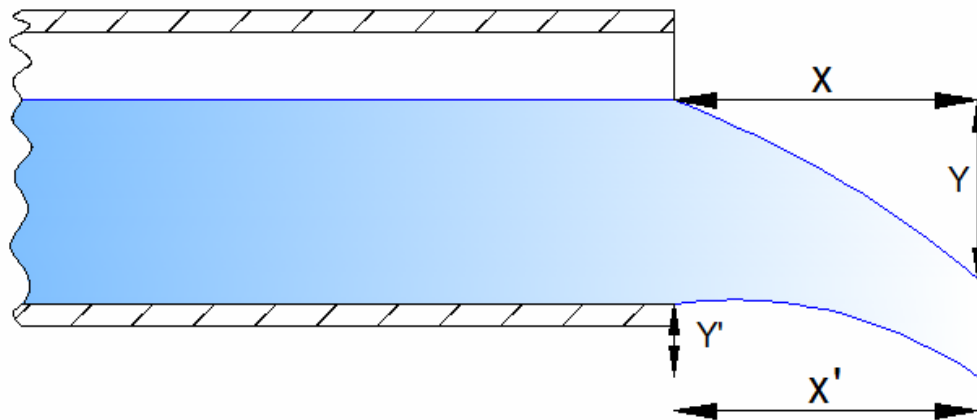


Figura 51 Perfil vertedero de Salto

El procedimiento más sencillo consiste en trazar las siguientes curvas

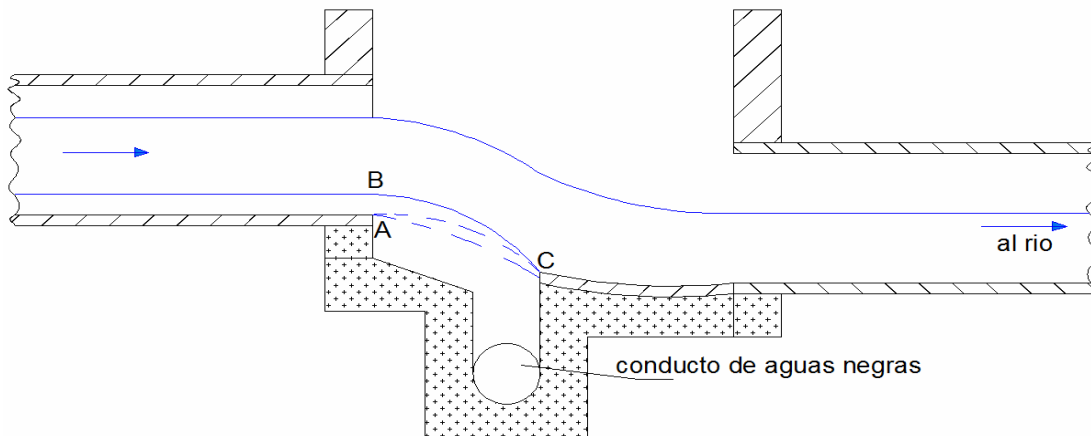


Figura 52 Planta del vertedero transversal

A partir del fondo (A) la curva interior correspondiente al caudal total máximo de lluvias + negras.

A partir del punto (B), la curva exterior correspondiente al caudal de aguas negras diluidas. En el punto de corte (C) deberá proyectarse el borde deslizante, con lo cual se obtiene que cuando solo existe el caudal de aguas negras o negras diluidas la totalidad del caudal cae en la cañada y continúa por la red de desagües y cuando se presenta el caudal máximo, la totalidad del caudal se vierte al rio.

#### 4.1.4. Aliviaderos flexibles

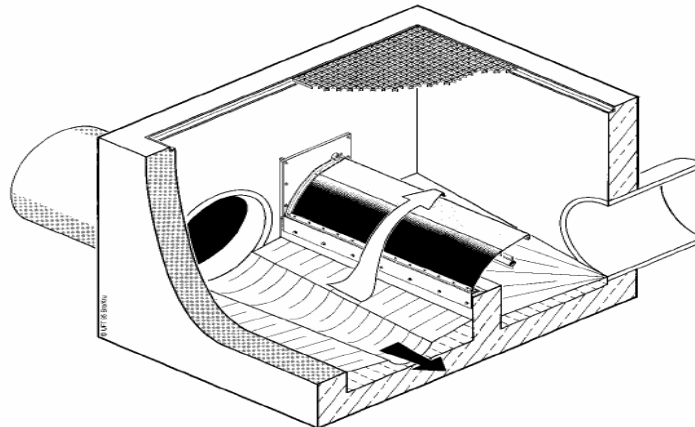


Figura 53 Corte de un vertedero flexible

Estos tipos de aliviaderos se implementan en redes de saneamiento unitarios que funciona a manera de tanque de tormenta y aliviadero, con el fin de evitar una sobrecarga en los desagües de salida.

La mayoría de las veces se manejan como vertederos fijos de excesos. La altura del vertedero se determina por el volumen de retención admisible en la red, para un caudal nominal  $Q_b$  y la longitud total de vertido.

La altura del vertedero es la de mayor importancia para la eficacia del tratamiento de las aguas en horas de lluvias. Para una utilización óptima del volumen de retención es necesario que la longitud del vertedero sea considerablemente grande.

Por lo tanto es difícil de implementar ya que los costos tanto en construcción como en mantenimiento son altas y la mayoría de las veces complicadas por ser relativamente nuevas.

#### **4.1.5. Aliviaderos de orificio**

Se diseñan para separar las aguas lluvias combinadas por conexiones erradas, entregando las aguas contaminadas al colector de aguas negras que pasa por la vía y el caudal de aguas lluvias al río frío.

Este diseño se basa en determinar las cotas en las que debe instalarse el tramo de entrada en este caso las aguas combinadas, y los tramos de salida.

Para este diseño se dimensiona el orificio de entrada ya que este es función del orificio de salida, del caudal de entrada y de la sección transversal interna de la tubería.

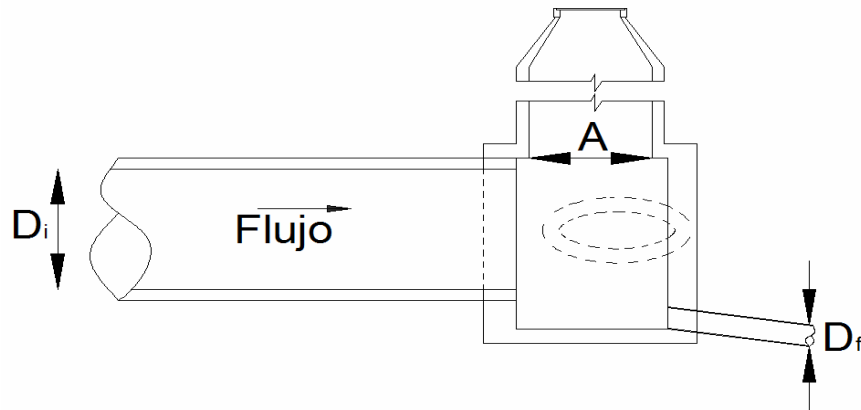


Figura 54 Perfil de un aliviadero de orificio

$$Q = C_d * A * (2gH)^{0.5}$$

Donde:

$Q$  = Caudal de descarga a través del orificio ( $m^3$ /seg).

$C_d$  = Coeficiente de descarga (-).

$A$  = Área de la sección transversal interna de la tubería ( $m^2$ ).

$H$  = Profundidad de la lámina de agua por encima del orificio (m).

$g$  = Aceleración de la gravedad.

	diametro	0,3
Q=	0,08	( $m^3$ /seg).
Cd=	0,6	
A=	0,070684128	( $m^2$ ).
g=	9,81	(m/seg)
H=	( $Q / C * A$ ) (1/2g)	(m).
H=	0,181	(m).

Tabla 53 Datos de un aliviadero de orificio.

Algunos estudios de estas estructuras sirven para obtener unas curvas de diseño de volúmenes de depósitos-aliviaderos en cuencas de características climáticas parecidas a las de la subcuenca estudiada. Además, la caracterización y

modelización del depósito-aliviadero han servido para proponer una serie de mejoras en el diseño de estas infraestructuras que se pueden resumir en:

- Aumentar la relación entre el volumen fuera de línea y el volumen en línea.
- Regular el caudal de salida hacia PTAR de forma que no existan variaciones de caudal.
- Situar el aliviadero de salida hacia el medio receptor en el tanque fuera de línea.
- Diseñar el tanque en línea de forma que no se produzcan acumulaciones de sedimentos en su fondo.

#### 4.1.6. Depósito, control y alivio en línea



Figura 55 Depósito, control y alivio en línea

Los depósitos-aliviaderos constan de dos a tres cámaras, una en línea al caudal, y las otras fuera de la línea del caudal, tanto que una es de detención ya que solo deja pasar el caudal para el cual fue diseñada la tubería colectora siguiente o la estructura siguiente a esta como un vórtice y la otra es de alivio del caudal ya que al colmatarse la primera cámara el caudal pasa a ser vertido por excesos a la otra cámara como se ilustra a continuación.

### SUCESO TIPO A.

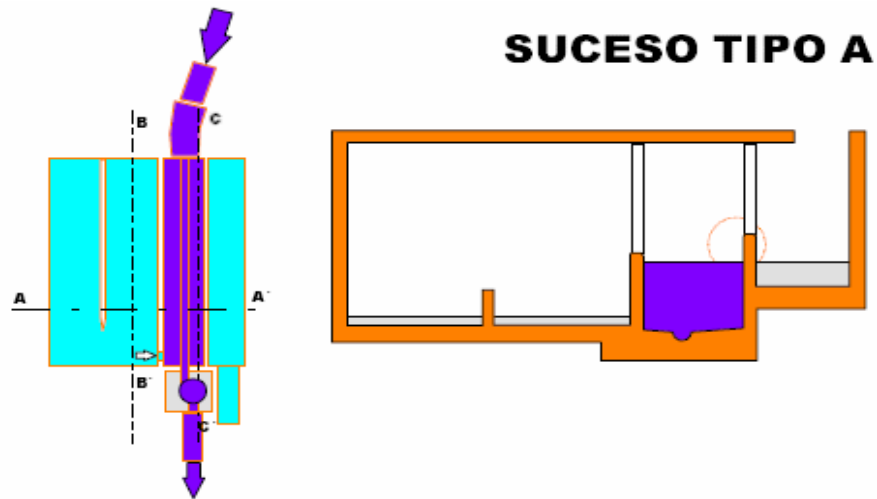


Figura 56 Alivio en línea suceso tipo A

Este suceso se da en los inicios de las lluvias con intensidades relativamente bajas, por lo tanto la cámara que está en línea al flujo se llenará pero el caudal seguirá su recorrido hacia el tramo de salida.

### SUCESO TIPO B:

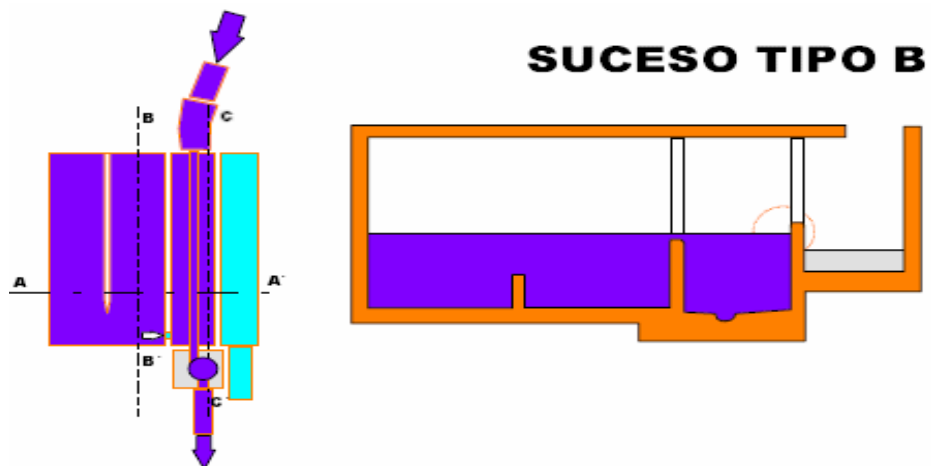


Figura 57 Alivio en línea suceso tipo B

En este caso la cámara central que está en línea al flujo del agua se llena debido a tiempos mayores de lluvias, por lo tanto la segunda cámara entrará en

funcionamiento reteniendo parte de este caudal con el objeto de no saturar el siguiente tramo del sistema de alcantarillado.

SUCESO TIPO C:

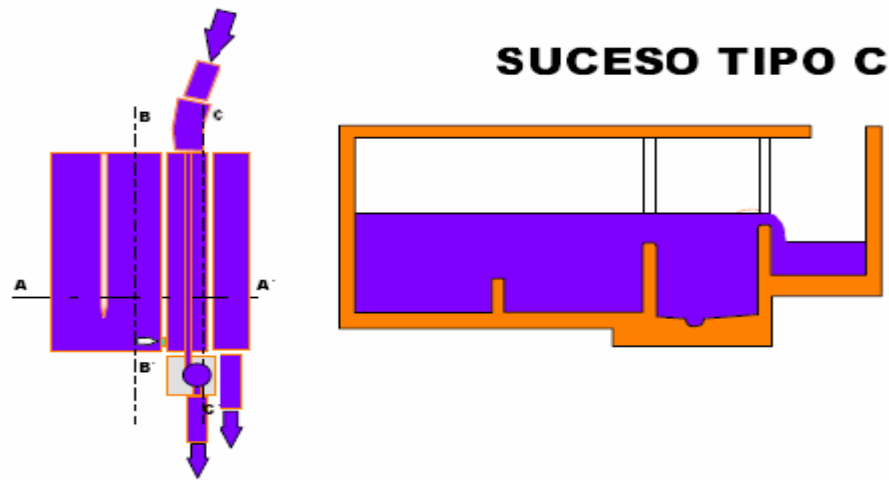


Figura 58 Alivio en línea suceso tipo C

Debido a intensidades de lluvias mayores y saturación de las dos primeras cámaras entrara en funcionamiento la tercera cámara la cual verterá parte del caudal a la tubería de alivio.

Este tipo de depósitos están conectados en línea al colector de conducción, por lo que siempre tendrá flujo de caudal procedente de áreas arriba al sistema.

Es decir al agua residual en tiempo seco y de lluvia pasa siempre por el depósito el cual estará equipado por un regulador de caudal en la salida el cual tiene menos capacidad hidráulica que la entrada, lo que hace que el flujo sea constante hasta que el caudal entrante sea mayor que la capacidad del colector de Salida, por lo cual el exceso de caudal se almacena hasta llenar el tanque o que el caudal entrante disminuya.

Cuando el depósito está lleno el agua en el tanque queda aislada y el caudal que no se puede almacenar es aliviado por un ducto que está dentro del depósito a una cota superior, como resultado los caudales de escorrentía de los primeros minutos de lluvia recibirán un tratamiento primario mientras que el resto de la escorrentía no. Una vez la escorrentía cesa el depósito se vacía.

El principal problema de este tipo de depósitos de control y alivio es que la mayoría por no decir el total de las grasas y las partículas flotantes serán vertidas fuera del sistema, además que es muy complicado garantizar el efecto auto-limpiante del mismo.

Esta manera de detención aprovecha el exceso de capacidad que se puede encontrar en una red de alcantarillado existente o bien se puede construir nuevas instalaciones adicionales para almacenar los volúmenes en épocas de lluvia reduciendo los reboses y saturaciones en los colectores posteriores, para luego descargar este mismo caudal por gravedad al colector que conducirá este caudal bien sea a la PTAR o al cuerpo receptor más cercano.

El caudal de salida de estas estructuras es regulado por dispositivos de control de caudal con altos costos de construcción, capacidad de control para áreas relativamente grandes, para lo cual necesita disponibilidad de terreno, limitando así su capacidad de tratamiento pero tiene bajos costos en mantenimiento y elimina parte considerable de la carga de contaminantes al inyectar aire en su interior, como lo son las válvulas vortex.

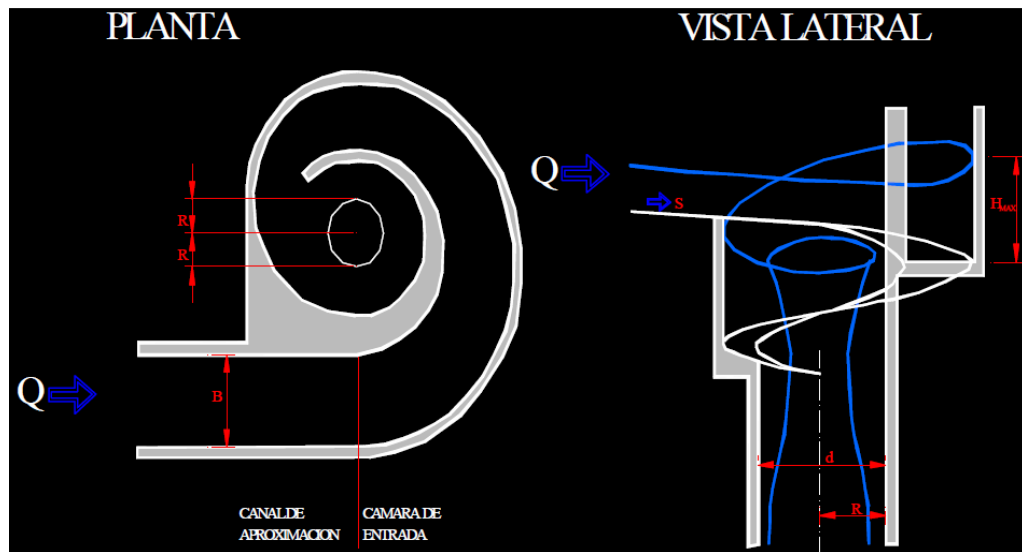


Figura 59 Alivio con válvulas vortex planta y perfil

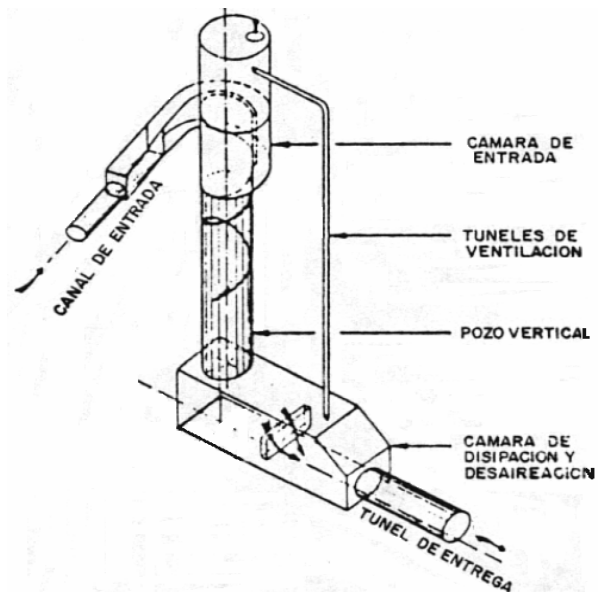


Figura 60 Alivio con válvulas vortex en 3D

Cuando el flujo se aproxima al canal de entrada se convierte en un flujo horizontal por medio de la cámara de entrada, haciendo que el flujo en el conducto de caída sea de tipo helicoidal para lo cual descenderá apegado a la pared interna.

Dentro del conducto de caída se formara un núcleo de aire el cual garantiza la estabilidad del movimiento y a la vez incorpora cierta cantidad de aire de ayuda importante en los niveles de  $DBO_5$ .

La energía es continuamente disipada por la fricción que genera el flujo en las paredes internas y también por el cambio de dirección inicial del flujo.

La energía que permanece es disipada por al pie del pozo vertical.

Las ventajas de implementar este dispositivo son:

El flujo es estable en el movimiento helicoidal.

Hay excelente aireación y el flujo no produce ruido al chocar con el fondo, por lo cual hay disminución de olores desagradables.

Excelente control en la eficiencia de crecidas.

Energía mínima al pie del desnivel para lo cual hay ausencia de presiones negativas en el pozo vertical.

La única desventaja son los elevados costos de construcción e implementación.

#### **4.2. NORMAS RAS**

Para el proyecto que se está realizando es importante tener en cuenta las normas con las cuales se debe cumplir a la hora de dar propuestas de estructuras a realizar, con este motivo se analizan los parámetros que se emplean en la norma RAS-2000 capítulo D.1.5, dentro de los aspectos previos al diseño son necesarios desarrollar la descripción y diagnóstico de los sistemas existentes de abastecimiento de evacuación de aguas residuales y pluviales en el sector objeto del nuevo proyecto.

#### **4.2.1. Descripción y diagnóstico del sistema existente de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias (RAS-2000, D.1.5.2)**

Determinar el estado actual de los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias de la localidad o del sector de interés proyectado, identificando los siguientes aspectos, entre otros, que permitan establecer un diagnóstico adecuado de los mismos.

- Entidad responsable del servicio

Es necesario identificar la entidad que presta el servicio y su carácter municipal, y en lo posible conocer su capacidad técnica, operativa y administrativa.

En nuestro caso es la empresa EMPAS S.A. y cuando fueron los diseños de los alcantarillados internos de los barrios fueron aprobados por la CDMB.

- Componentes del sistema

Identificar el tipo (o tipos) de sistema(s) existente(s) e información completa de catastro de red de alcantarillado en el sector objeto del proyecto. Recopilar la información cartográfica existente sobre el sistema. Hacer una descripción general de los sistemas actuales de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias en el área de interés y de cada uno de sus componentes, tales como formas de disposición in situ, edad, materiales, redes de colectores, pozos y cajas de inspección, interceptores, emisarios, canales, estaciones de bombeo y estructuras especiales, al igual que el plan maestro si existiese. Calificar el estado funcionalidad y condiciones de operación de los sistemas en el área de interés y estimar los periodos en los cuales los componentes principales podrán operar sin adiciones o refuerzos de capacidad. Describir las diferentes formas de disposición final y los sitios para tal fin en el subsuelo, en cuerpos de agua receptores y/o plantas de tratamiento de las aéreas asociadas con el proyecto.

Se han tenido en cuenta desde un principio, el área de los barrios que intervienen con sus redes, la localización de cada pozo, la dirección que

poseen los flujos, toda esta recopilación se logra a través de información que se saca en campo y que se tienen en los archivos de EMPAS S.A.

- Conexiones domiciliarias

Revisar la información sobre la prestación actual del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector objeto del proyecto. Identificar las contribuciones especiales.

La prestación actual del servicio es llevada por parte de la empresa EMPAS S.A., y con este motivo quiere mejorar el préstamo del servicio a la comunidad.

- Operación y mantenimiento

Revisar la capacidad operativa de la entidad prestadora del servicio, las condiciones existentes de mantenimiento preventivo y correctivo de los diferentes componentes del sistema y los manuales de operación y mantenimiento, si existen.

- Deficiencias del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales

Puntualizar los aspectos débiles del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector proyectado. Describir las áreas urbanas no servidas por el sistema existente y que puedan tener relación con el proyecto.

Se realizó el análisis de los errores que se han cometido en las conexiones y se ha llegado que en viviendas se están realizando conexiones erradas las cuales afectan el sistema de alcantarillado produciendo malos olores a la comunidad.

- Análisis de estudios previos

Revisar los estudios previos existentes sobre recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector del proyecto.

- Percepción de la comunidad

Establecer la percepción de la comunidad con relación al estado del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias, si

existen en el área de interés, y su posible vinculación y aceptación de un nuevo proyecto.

La comunidad está a la expectativa de una solución a los problemas que se están presentando en la zona.

#### **4.2.2. Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales (RAS-2000, D.1.6)**

##### **Tipos de sistemas**

Sistema convencional: los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son el **alcantarillado combinado** y el **alcantarillado separado**. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema, mientras que en el tipo separado esto se hace mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial. En el caso de este proyecto y la zona que se está analizando se encontró que los barrios que le están aportando los caudales a las redes principales están conformados por sistema de alcantarillado separado.

#### **4.2.3. Actividades para el planeamiento y diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales (RAS-2000, D.1.7)**

Las actividades que de manera general deben seguirse en el desarrollo de un proyecto completo de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales se listan a continuación. Para el caso de expansiones el diseñador debe establecer cuáles de estas actividades son relevantes para el caso específico.

<b>Parámetros</b>	<b>Descripción</b>	<b>Consideraciones para el proyecto</b>
Información básica	Estudios básico	Se recolectaron información que tenían en EMPAS S.A.
Delimitación del perímetro sanitario municipal	Establecer limite del perímetro sanitario y la relación con el área del proyecto.	Se analizaron los planos de los barrios que estaban en la zona.
Delimitación del área del proyecto	Se debe definir el área para la cual debe ser proyectado el sistema	Se analizaron los barrios que están en la zona.
Definición del periodo de análisis	Es necesario establecer el periodo de planeamiento del sistema y el año inicial de operación	Se retomo información de la realización de cuando se realizaron las obras
Estimación de la población	Para los sistemas sanitarios se deben tener en cuenta.	Se tomaron los cálculos de los barrios que están en la zona.
Delimitación de áreas de drenaje	Es necesario delimitar las áreas de drenaje contenidas en el área de planeamiento	Fue necesario hacer un levantamiento topográfico y analizar los planos ya existentes.
Determinación de las características del sistema	Se deben determinar las características del sistema existente.	Se analizaran los barrios con sistema separado.
Generación de alternativas de sistemas para la recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales	Es necesario evaluar cada alternativa desde el punto de vista de impacto ambiental.	Se analizara las diferentes zonas y el tipo de estructura necesario.
Aprovechamiento de componentes existentes	Se debe aprovechar la posibilidad total o parcial de elementos del sistema de recolección y evacuación existente.	Se tuvieron en cuenta los pozos y redes existentes.
Análisis de sitios de descarga	Se debe identificar la población existente aguas debajo de los posibles sitios de entrega, conocer las	La población son barrios contiguos a los que se están analizando en este

	características de autodepuración de los cuerpos de agua receptores, los posibles efectos ambientales.	proyecto y tienen las mismas características, los cuerpos receptores son el RIO FRIO contiguo a la zona, y los efectos ambientales son tenidos en cuenta con respecto a la norma RAS-2000.
Pre dimensionamiento de los componentes de las alternativas.	Se debe dimensionar de manera preliminar los componentes de cada alternativa de evacuación de las aguas.	Como objetivo general de este proyecto se van a analizar las diferentes alternativas de una nueva evacuación de aguas.
Definición de criterios para la estimación de costos.	Se debe recopilar funciones de costos para las diferentes alternativas, tanto de construcción, operación y mantenimiento.	Se van a tener informes de la empresa EMPAS S.A. con experiencia en estas estructuras.
Determinación de etapas de construcción.	Se debe determinar las etapas de construcción o periodos óptimos de expansión.	Este proceso debe tenerlo en cuenta la empresa cuando se le den las alternativas propuestas en este proyecto.
Selección de la mejor alternativa.	Con base en las consideraciones técnicas, económicas, financieras, culturales y ambientales se debe seleccionar la mejor alternativa para ser diseñada, construida, operada y mantenida. Y tener un plan de manejo ambiental.	Para efectos del proyecto se tendrán en cuenta las consideraciones técnicas, económicas y ambientales, después de la alternativa la empresa EMPAS S.A. se encargara de la construcción la operación y el

		mantenimiento.
Diseño de la alternativa seleccionada.	La mejor alternativa debe ser dimensionada completamente y sus costos de construcción total cuantificados dentro de un cronograma preciso de ejecución de obras.	Este ítem será analizado detenidamente por la empresa, no entre específicamente en el contenido del proyecto.

Tabla 54 Consideraciones para el proyecto.

#### 4.2.4. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO (RAS-2000, D.3)

El sistema de alcantarillado sanitario para la zona analizada la debemos tener en cuenta también, debido a que le vamos a aumentar en un mínimo porcentaje el caudal antes de que llegue a la planta de tratamiento.

Los parámetros de diseño fueron tenidos en cuenta por los constructores y aprobados por la respectiva entidad que observa que cumplan con los requisitos empleados en las normas, que en este caso fue la empresa CDMB.

Se tuvieron en cuenta

- La población del momento y a futuro, y teniendo en cuenta el plan de ordenamiento territorial.
- Las contribuciones de aguas residuales, se tienen en cuenta por el volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domesticas, industriales, comerciales e institucionales. Cada una tiene un proceso de consideraciones para sus cálculos.

Domesticas ( $Q_D$ ):

$$Q_D = \frac{A * C * D * R}{86400} \quad Q_D = \frac{C * P * R}{86400}$$

Donde:

$Q_D$  = Caudal de descarga domestica, en litros por segundo.

C = Consumo medio diario por habitante.

P = Población servida que se estima a partir de (D) la densidad de población y (A) el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario, en hectáreas (ha).

El consumo medio diario por habitante (C) corresponde a la cantidad de agua que el consumidor recibe, lo cual corresponde a la dotación neta que depende del nivel de complejidad del sistema, del clima y la dimensión de la población.

La mayor densidad (D) de población futura o de saturación depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento territorial, teniendo en cuenta que para la población y densidad inicial se debe analizar las condiciones hidráulicas.

La población servida (P) es el producto entre la densidad de población y el área bruta acumulada.

Otra forma de estimación es a partir del número de viviendas y el promedio de habitantes por cada una.

El coeficiente de retorno (R) es la fracción de agua de uso domestico servida entregada como agua negra al sistema de evacuación de aguas residuales, su estimación depende del nivel de complejidad.

Nivel de complejidad	Coeficiente de retorno (R)
Bajo y Medio	0,7 – 0,8
Medio alto y Alto	0,8 – 0,85

**Tabla 55 Coeficiente de retorno**

- El caudal medio diario ( $Q_{MD}$ ), para un colector con área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

- Las conexiones erradas ( $Q_{Cerr}$ ), deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios.

Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes.

- ✓ En la tabla 56 se dan como guía valores máximos de los aportes de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias.

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L/s-ha)
Bajo y medio	0.2
Medio alto y alto	0.1

Tabla 56 Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.

- ✓ En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliarios a la red sanitaria, de acuerdo con la tabla 57

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L/s-ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto	2

Tabla 57 Aportes máximos por drenaje de aguas lluvias sin sistema pluvial

- ✓ El caudal de conexiones erradas debe ser estimado para las condiciones iniciales  $Q_{C\text{Err}i}$  y finales  $Q_{C\text{Err}f}$  de operación del sistema, de acuerdo con los planes previstos de desarrollo urbano.
  - ✓ Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, para niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación a mediano plazo. Para niveles de complejidad del sistema bajo y medio es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas de control para reducir el aporte de conexiones erradas. Para el nivel bajo de complejidad del sistema el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 L/hab-día.
- Infiltración ( $Q_{\text{INF}}$ ), es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticos, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en estos cuando no son completamente impermeables.  
 En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la tabla 58 en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de colectores y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica. La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación.

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (L/s-ha)	Infiltración media (L/s-ha)	Infiltración baja (L/s-ha)
Bajo y medio	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2
Medio alto y alto	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2

Tabla 58 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

- Caudal máximo horario ( $Q_{MH}$ ), el caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración,  $F$ .
- Factor de mayoración ( $F$ ), tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población, y los valores que toma son iguales o mayores a 1.4, y debe tomarse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.
- Caudal de diseño, el caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, los aportes por infiltración y conexiones erradas. Una recomendación que se hace cuando el caudal sea inferior a 1.5 L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.
- Diámetro interno real mínimo, el diámetro permitido en redes en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es de 200 mm (8 pulg).
- Velocidad mínima, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo, para lograr esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es de 0.45 m/s. Los colectores que transportan aguas residuales típicamente industriales deben ceñirse a la legislación y normativa vigente sobre vertimientos de este tipo. Para estos colectores la velocidad mínima real aceptable para evitar la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la tabla 59.

<b>DBO efectiva (mg/l)</b>	<b>Velocidad mínima real (m/s)</b>
Hasta 225	0.50
De 226 a 350	0.65
De 351 a 500	0.75
De 501 a 690	0.90
De 691 a 900	1.00

**Tabla 59 Velocidad mínima de aguas residuales industriales**

- Velocidad máxima, los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase 5 m/s.
- Pendiente mínima, debe ser aquel que permita tener condiciones de auto-limpieza y de control de gases adecuadas de acuerdo con los criterios del literal de la velocidad mínima.
- Pendiente máxima, el valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real.
- Profundidad hidráulica máxima, para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste.
- Profundidad mínima a la cota clave, los colectores de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de estas de 2%. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de los colectores se definen en la tabla 60.

<b>Servidumbre</b>	<b>Profundidad a la clave del colector (m)</b>
Vías peatonales o zonas verdes	0.75
Vías vehiculares	1.20

**Tabla 60 Profundidad mínima de colectores.**

- Profundidad máxima a la cota clave, la profundidad de los colectores es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante su construcción.

#### 4.2.5. Diseño de alcantarillado pluvial

- *Evaluación del caudal de diseño pluvial:* se utiliza el método racional que matemáticamente se expresa así:

$$Q = C \times I \times A \quad \text{lps}$$

Donde,

Q= descarga estimada en un sitio determinado en litros por segundo

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de la lluvia en litros por segundo por hectárea, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (Tc), y para una frecuencia o periodo de retorno determinado (F)

A= área de drenaje en hectáreas (ha)

- *Coeficiente de escorrentía:* es función del tipo de suelo, la impermeabilización de la zona, la pendiente del terreno, y otros factores que determinan la fracción de lluvia que se convierte en escorrentía.

Sector	Coeficiente de escorrentía
Comercial	0.90
Desarrollo residencial con casas contiguas y predominio de zonas duras	0.80
Desarrollo residencial con casas antiguas y predominio de zonas duras	0.70
Desarrollos residenciales unifamiliares con casas antiguas y predominio de jardines	0.60
Residencial con casas rodeadas de jardines	0.50
Desarrollos residenciales con multifamiliares apreciablemente separados	0.50
Áreas recreacionales con predominio de zonas verdes y cementerios tipo jardines.	0.30

Tabla 61 Coeficiente de escorrentía.

- *Intensidad de la lluvia (I)*: se determinan con las curvas de intensidad-duración-frecuencia, o de aguaceros equivalentes en función del periodo de retorno.

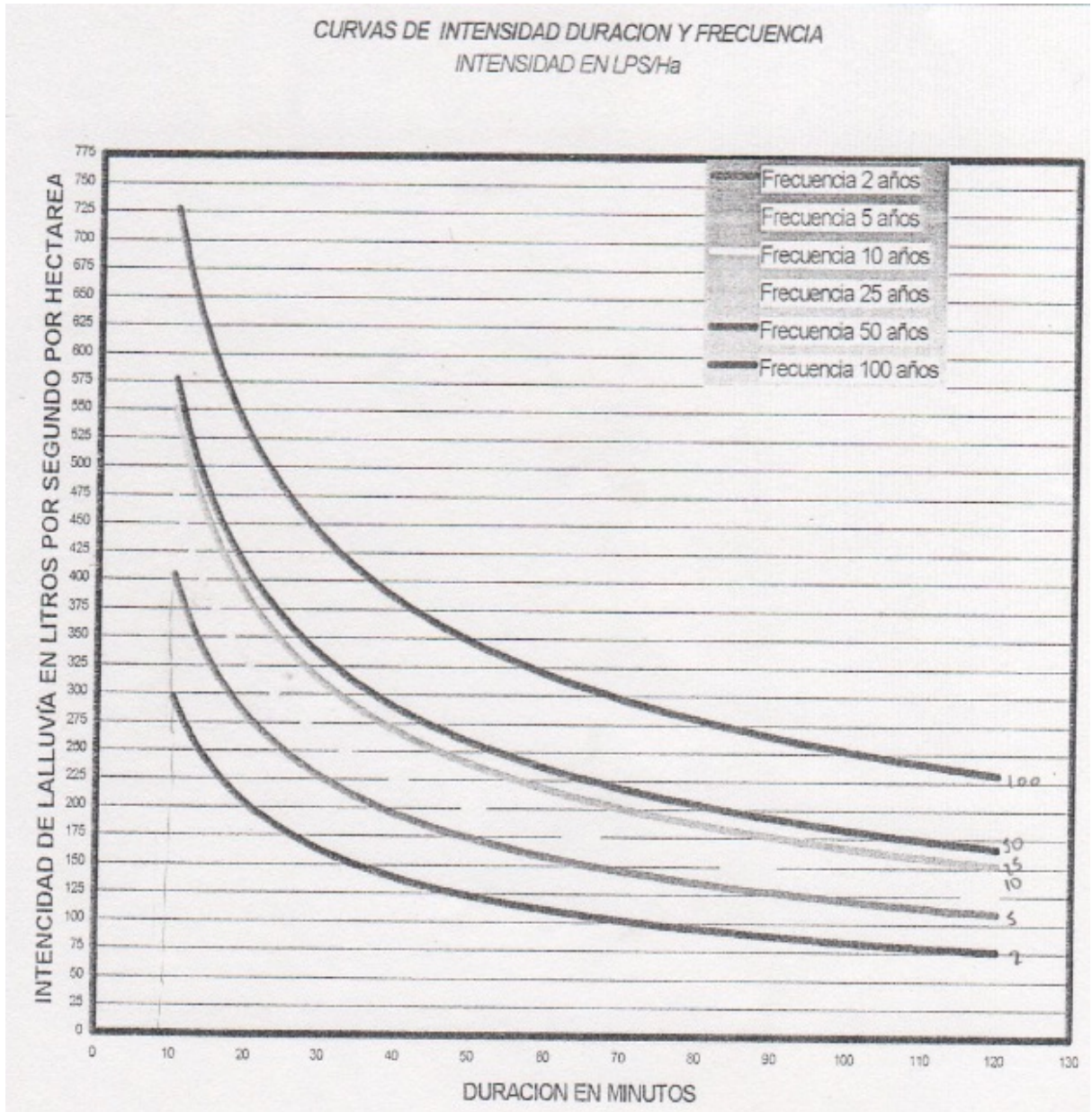


Figura 61 Alivio con válvulas vortex en 3D

- Periodo de retorno: el periodo de diseño se seleccionara de acuerdo con los criterios indicados a continuación.

Características del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Para tramos iniciales con áreas tributarias menores a dos hectáreas	2 años
Para tramos del sistema con áreas tributarias comprendidas entre 2 y 10 hectáreas	5 años

Tabla 62 Periodo de retorno.

- Tiempo de concentración ( $T_c$ ): La tormenta de diseño será igual al tiempo de concentración de la cuenca, definido como el tiempo de viaje del agua desde el punto más alejado hasta el punto de desagüe de la cuenca. El tiempo de concentración mínimo, para tramos iniciales de alcantarillado sin sistemas afluentes, será igual a 8 minutos.
- Área de drenaje (A): la extensión y el tipo de áreas tributarias se determinaron para cada tramo por diseñar, se expresara en hectáreas con aproximación de 0.01ha.
- Caudal de diseño (Q): el caudal de diseño para cada tramo de alcantarillado, se obtendrá evaluando los parámetros de cálculo.

#### 4.2.7. MARCO LEGAL PARA ALIVIADEROS (RAS-2000, D.1)

Dentro del diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas **combinadas**, es necesario considerar el alivio de los caudales, cuyos criterios deben estar basados en el **grado de dilución**, las características **hidrológicas** de la zona, los **volúmenes** esperados de alivio, la **capacidad de depuración** del cuerpo de agua receptor de estos volúmenes, la **funcionalidad hidráulica** requerida y el **efecto ambiental** de las aguas de alivio.

Se debe tener en cuenta el terreno donde se planea construir un aliviadero, porque se debe garantizar que no produzca problemas de inundaciones a futuro en las áreas aledañas a la estructura.

Los estudios previos al diseño de la estructura se deben enfocar en los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas, tanto de aguas sanitarias como pluviales.

Cuando ya se estén en los diseños se deben tener en cuenta algunos parámetros que la norma colombiana propone, como los son:

**El caudal de alivio**, el cual se tiene el factor de dilución como la relación entre el caudal a partir del cual el aliviadero comienza a derivar agua y el caudal de aguas residuales, lo cual el resultado debe ser mayor que 1.

Donde el caudal de alivio corresponde al caudal medio diario de aguas residuales, que están llegando a la estructura, el cual es multiplicado por un factor de dilución y debe ser mayor que 1.

Frecuencia de alivios, para establecer el número esperado de veces por año que opera un alivio es necesario conocer la frecuencia de eventos de precipitación que pueden generar escorrentía que produzcan los vertimientos de alivio, y una forma es analizando los periodos de retorno de las redes existentes.

Los volúmenes esperados de alivio, el cual es función del hidrograma generado de la zona y de las características de alivio de la estructura, los valores se pueden sugerir entre los 10 y 20 l/s\*ha de escorrentía directa.

La capacidad del curso, se debe tener en cuenta las características de la estructura o res que tendrá este caudal de alivio para poder determinar si tiene las condiciones hidráulicas para recibir un flujo adicional del que ya trae.

Los costos económicos, se tienen en cuenta con el enfoque costo-eficiencia, para de esta forma seleccionar la alternativa de mínimo costo, comparando las diferentes alternativas que se proponen.

El comportamiento hidráulico, para cada aliviadero se tienen unos parámetros que se deben cumplir, como lo son para un aliviadero lateral se tiene en cuenta la profundidad antes de la estructura, el régimen de flujo y la longitud del vertedero, en los aliviaderos transversales se tiene en cuenta la profundidad del flujo de aproximación, la altura del vertedero y las dimensiones del colector de salida.

Los métodos de cálculo, realizando un aliviadero de vertedero lateral el cual correspondería a un flujo espacialmente variado, los cálculos se deben basar en el análisis de conservación de energía entre dos secciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo del vertedero, y la relación del caudal de alivio y la longitud del vertedero.

Para los aliviaderos transversales el vertedero de alivio se debe colocar perpendicular a la dirección del flujo y derivar el colector con las aguas no aliviadas por aberturas de fondo. El caudal de alivio se estima con base en las ecuaciones de vertederos libres de pared delgada, y el caudal no aliviado, con las ecuaciones de orificios.

### **4.3. ALIVIADEROS REALIZADOS POR EMPAS**

#### **4.3.1. Plan maestro sanitario y pluvial de las estructuras de separación.**

Las estructuras realizadas por la CDMB y EMPAS S.A., están basadas específicamente en aliviar las redes que transportan los flujos de aguas negras. Estas estructuras se han realizado en diferentes partes de Bucaramanga y especialmente en Florida.

En los archivos que poseen la empresa EMPAS S.A., y que fueron prestados para su evaluación se encuentran tres proyectos específicamente, esta poca información se debe a que las estructuras tienen varios años de construcción y además debemos denotar que estos archivos se encuentran diseñados a mano.

#### **4.3.1.1 Revisión estructura de separación LA CUMBRE – BUCARICA**

Para el diseño de la estructura se debió en su época realizar si era pertinente la construcción de una estructura de alivio en el sector de la Cumbre y Bucarica, los argumentos y explicaciones que se dieron en su momento se basaron específicamente en unas generalidades, los cuales se basaron el buen funcionamiento de las aguas combinadas.

Posteriormente a las generalidades, se tuvieron en cuenta unas consideraciones de diseño, las cuales se baso en obtener información de campo y de las redes ya existentes.

Con toda la información recolectada se analizo las soluciones de alivio, con cálculos hidráulicos que fueran viables, dando así los argumentos suficientes para encontrar pertinente el diseño de una estructura de alivio en la zona, en la cual se utilizo un canal de alivio para recolectar estas aguas lluvias que serian evacuadas del sistema combinado en determinadas épocas, las aguas que serian evacuadas por este canal, se están realizando sobre la quebrada Surata.

#### **4.3.1.2 Revisión estructura de separación ZONA NORTE**

La construcción de aliviios de separación en la zona norte de Bucaramanga, se baso básicamente por el mal funcionamiento que se tenían en su momento las redes de recolección y evacuación de las aguas sanitarias y de lluvias.

Un análisis detallado de los caudales y de las orientaciones de las aguas, la cual fue realizada por la empresa en el año 1993 llego a la conclusión de que los diseños de las redes y caudales no concordaban con lo especificado en los archivos de cálculo cuando fueron diseñados, es decir el mayor argumento del

diseño de estructuras de alivio, siendo pertinente realizarlo con datos verdaderos hallados en campo.

En la zona norte, para la época en que la empresa realizó esta investigación ya se encontraban algunos interceptores que hacían la parte de alivio de las aguas, siendo necesario revisarlas y sacar conclusiones sobre su funcionamiento, si estaba siendo suficiente para aliviar el caudal que estaba transportando dichas redes.

#### **4.3.1.3 Revisión estructura de separación ZONA SUR**

En la revisión de las estructuras de alivio en Floridablanca, se tuvo en cuenta que el caudal de alivio sería entregado al Río Frio, para lo cual se hace necesario que cada estructura tenga una nomenclatura que ayudara a estudios posteriores, es decir su ubicación y el tipo de alivio que se realiza.

Para el buen funcionamiento de la estructura es necesario que los datos con los cuales se diseñaron las estructuras concuerden con lo realizado en el campo, esto para garantizar su eficiencia a futuro, en el análisis de algunas investigaciones realizadas a estas estructura por funcionarios de la empresa denotaron algunas características que tenían cada una, las cuales podrían afectar en menor proporción la eficiencia de la misma.

Siendo un caso específico el del P(estructura No. 10) localizada en la calle 19 carrera 14 barrio Ciudad Valencia, que posee una estructura de separación tipo torpedo alusivo a un aliviadero lateral, donde se encontró que no se construyó curva de caída para el canal colector de aguas lluvias, sino que se realizó una recta, produciendo quizás un cambio en el régimen del flujo para el cual fue diseñado, lo cual posiblemente daría efectos de sedimentación y posterior taponamiento del colector de alivio, o mayor velocidad de vaciado al aumentar la pendiente, haciendo que la estructura ya no sea tan eficiente como se tenía previsto.

Dejando en claro que estos problemas se pueden minimizar con un seguimiento adecuado a la estructura.

## 5. DISPOSICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS PARA GARANTIZAR LA OPERACIÓN Y SOLUCIONES PROYECTADAS

### 5.1 Sistema de posición de aliviaderos paralelos y en serie.

Los caudales de alivio al llevar una carga diluida de aguas residuales afectan el cuerpo hídrico receptor, esto depende entre otros factores de las características hidrológicas de la localidad, del comportamiento hidráulico de los aliviaderos y de sus características hidráulicas, para lo cual la configuración del terreno y la posibilidad de derivar el caudal al cuerpo receptor sin causar problemas constituyen un factor importante en la disposición de alternativas estructurales bien sea en paralelo o en serie y que se complementen entre sí, de tal manera que puedan garantizar la eficiencia, en función de las dimensiones de la cuenca.

Disposición de las alternativas.

#### Aliviaderos en paralelo:

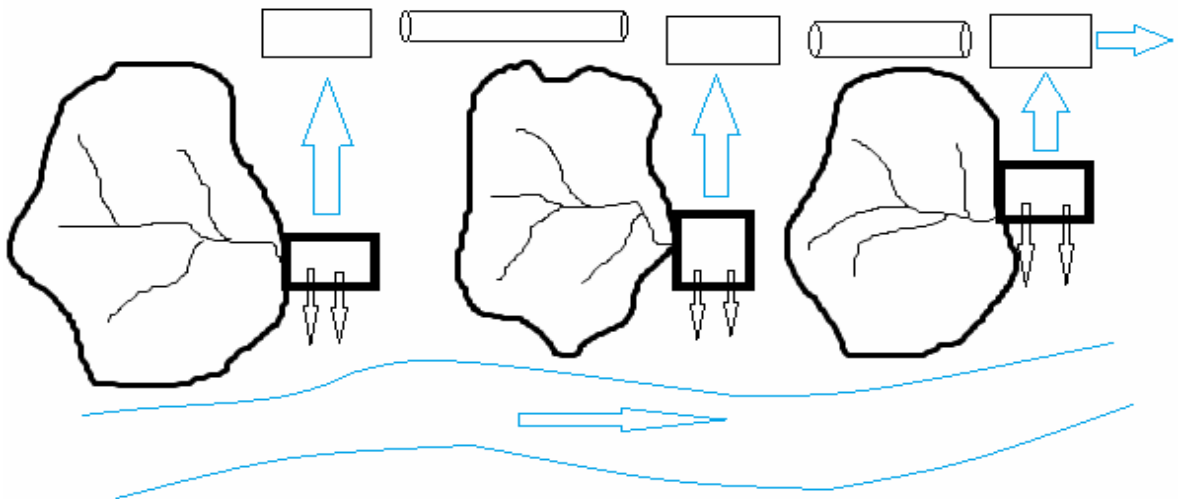


Figura 62 Esquema de aliviadero en paralelo.

Esta disposición de las estructuras de alivio es buena ya que la cuenca total se distribuye en subcuencas independientes y al final de cada una se coloca el dispositivo o aliviadero en paralelo.

Siendo muy ventajoso ya que las aguas residuales unitarias almacenadas en estas estructuras son conducidas siempre a la PTAR, mientras que el caudal tratado y captado en los aliviaderos son función de cada subcuenca ya que no hay influencia mutua entre los dispositivos por lo cual se diseña cada dispositivo por aparte haciendo más sencillo y claro el diseño y el control de las condiciones hidráulicas pero los costos de construcción son elevados y en función del número total de subcuencas.

#### Aliviaderos en serie:

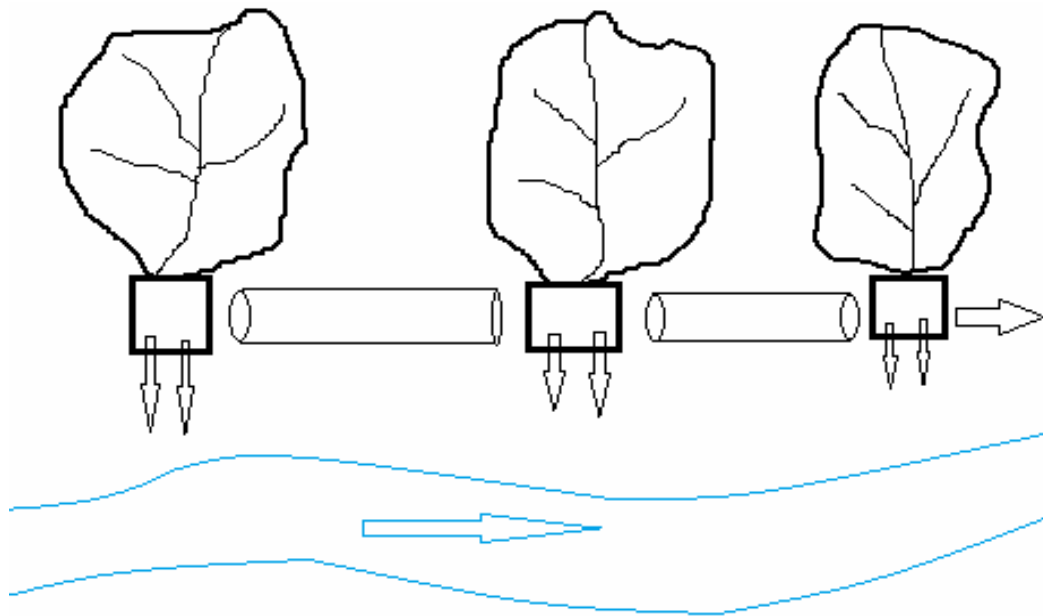


Figura 63 Aliviaderos en serie.

Aquí la cuenca se divide en subcuencas totalmente dependientes ya que por la red que las comunica circula agua residual propia de cada subcuenca más al caudal que deajo pasar la estructura anterior.

Al estar en serie se garantiza la eficiencia del funcionamiento del alcantarillado ya que el caudal que llega a la PTAR no supera un cierto valor máximo y en

situaciones de lluvia el caudal que llega a la planta será el máximo para el cual fue diseñado.

Pero posee serios inconvenientes debido a que los contaminantes separados en el depósito de aguas arriba puede verterse en el siguiente, por esto es que el diseño de cada tanque es más complejo que los aliviaderos dispuestos en paralelo por lo que no son independientes, condicionando cada uno en función del resto.

### **Consideración para nuestro caso.**

- Unas de las consideraciones claves en el diseño de la estructura será tanto el caudal a captar como la capacidad del colector al cual le vamos a enviar el caudal aliviado, evitando en gran medida el cambio del flujo de laminar a turbulento.

Flujo laminar:

No existe mezcla rápida.

Velocidades relativamente bajas.

Agitación por la existencia de intercambio de movimiento molecular.

Perturbaciones amortiguadas por la viscosidad entonces no hay mezcla.

Distribución de velocidades parabólico ya que va desde las paredes hacia el centro de la tubería formando una parábola.

La rugosidad no tiene efecto.

Flujo turbulento:

Avance irregular de las partículas.

Velocidades transversales fluctuantes es decir movimiento revuelto.

Cuando el caudal esta aliviado es necesario chequear el colector al cual se le están aportando estas aguas ya que el intercambio transversal de la cantidad de

movimiento es decir la agitación produce aumento en la velocidad generando cortantes turbulentos.

- Otro factor importante es la geometría del lugar que juega un papel importante en la instalación e implementación de las dos disposiciones anteriormente descritas.

### **Limitaciones de perforaciones en pozos de registro.**

Para mantener las estructuras resistentes en pozos de registro, al momento de realizar perforaciones para incorporar nuevos colectores y redes a pozos se debe chequear ante todo su comportamiento en cuanto a número y diámetro cumpliendo las siguientes condiciones:

$$\sum P \leq 0.75 * B \quad S \geq 20[cm]$$

Siendo:

P = el diámetro de las perforaciones realizadas en el pozo de registro.

B = perímetro exterior del pozo de registro.

S = separación entre perforaciones contiguas.

Si el diseño de la red no permite este cumplimiento por incorporaciones de colectores, se deben agrupar con anterioridad bien sea a uno de los colectores que llega a ese pozo de manera tal que se reduzca el número, redimensionando la capacidad hidráulica de dicho tramo comprendido entre el punto de agrupación y la incorporación así como la perforación necesaria en dicho tramo.

Dado el caso que sea muy complicado lo anteriormente mencionado se deben agrupar mediante la ejecución de un nuevo ramal.

## 5.2 ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURAS PARA EL PROYECTO

Estudiadas las zonas especificadas que están afectando de manera significativa la fuente receptora, se propone una y/o algunas estructuras que sean acordes a los diferentes caudales que transportarían cada red de alcantarillado, para lo cual, fue necesario calcular el caudal producto de la escorrentía en los primeros minutos de lluvia, el que se produce por conexiones erradas, y haciéndole una proyección de las viviendas en cada barrio estudiado.

Se analizo la capacidad del Box Culvert antes de llegar a la entrega y encontrar en él la zona precisa para realizar la estructura.

Todos estos datos serian los iniciales para describir cual de las alternativas serian la posible solución.

Datos iniciales		
Caudal	L/s	m <sup>3</sup> /s
Qescorrentía=	172	0,172
Qce=	9,13	0,00913
Qbox culvert=	4936,24	4,936
QtuberíaALL=	266,34	0,266
QAN1=	1,5	0,002
QAN2=	84,69	0,085

Tabla 63 Datos iniciales de caudal del proyecto en general.

Donde,

Qescorrentía: caudal de escorrentía a los primeros minutos

Qce: caudal de conexiones erradas

Qbox culvert: caudal que puede transportar el box culvert

QtuberíaALL: caudal que transporta aguas lluvias de los barrios Villamil y Balcones de Galicia

QAN1: caudal de aguas negras del barrio Villa Linda

QAN2: caudal de aguas negras de toda la zona.

Después de conocer los caudales que transportan cada red de alcantarillado, analizamos la tubería de aguas sanitarias, para saber cuánto caudal puede recibir sin alterar las condiciones de diseño iniciales que posee, esto se hace por medio de la formulas empleadas de diseño de **aguas sanitarias**.

Datos iniciales de flujo:

La pendiente del tramo es de 0,49 %

Q entrada	Ø"	Longitud	Manning	Q tubo lleno	Q/Qo	Altura Y	V tubo lleno	V agua	F. tractiva	Froude
L/s	pulg	m	n	L/s		m	m/s	m/s	Kg/m <sup>2</sup>	F
131.74	24	77,80	0,014	416,36	0,32	0,27	1,43	1,07	0,68	0,75

**Tabla 64 Flujo inicial aguas sanitarias.**

Datos para caudal que transporta el barrio VILLA LINDA se anexan al pozo P161 de las aguas negras.

Q entrada	Ø"	Longitud	Manning	Q tubo lleno	Q/Qo	Altura Y	V tubo lleno	V agua	F. tractiva	Froude
L/s	pulg	m	n	L/s		m	m/s	m/s	Kg/m <sup>2</sup>	F
133.24	24	77,80	0,014	416,36	0,32	0,27	1,43	1,07	0,69	0,75

**Tabla 65 flujo de caudal del barrio VILLA LINDA.**

Como podemos ver no altera los datos iniciales con un caudal de 1.5 L/s que se entregan del barrio con red combinada.

Ahora analizamos la cantidad total de caudal que puede recibir la tubería aguas abajo.

El caudal máximo que puede recibir es de 333 L/s, lo cual corresponde al caudal inicial que transporta más el que se le puede enviar por alivio.

Qinicial = 133.24 L/s

Qalivio que podría transportar = 200 L/s

Los cálculos corresponden a la siguiente tabla.

Q entrada	Ø"	Longitud	Manning	Q tubo lleno	Q/Qo	Altura Y	V tubo lleno	V agua	F. tractiva	Froude
L/s	pulg	m	n	L/s		m	m/s	m/s	Kg/m <sup>2</sup>	F
333	24	77,80	0,014	416,36	0,80	0,46	1,43	1,41	0,90	0,67

**Tabla 66 Máximo caudal que puede transportar la red de aguas negras.**

### 5.2.1 Primera alternativa

Considerando la topografía del terreno, y la distribución de las redes de alcantarillado separado junto con el box culvert existente, se propone diseñar un único **aliviadero de salto**.

El lugar más recomendable para esto es a 4[m] desde el pozo de inspección (8) situado sobre el box culvert, pretendiendo captar la mayor cantidad de agua contaminada por las conexiones erradas y un factor importante del caudal de escorrentía generado por las primeras lluvias calculado en el capítulo 3.

Para esto se calculo la velocidad del flujo aguas arriba del aliviadero, teniendo en cuenta que esta velocidad es función de la sección del box culvert y de la pendiente que hay entre el pozo (8) y el punto de entrega D-9, para lo cual fue fundamental las cotas tanto de terreno como de profundidad de los mismos pozos como lo indican los cálculos.

Esquema en planta

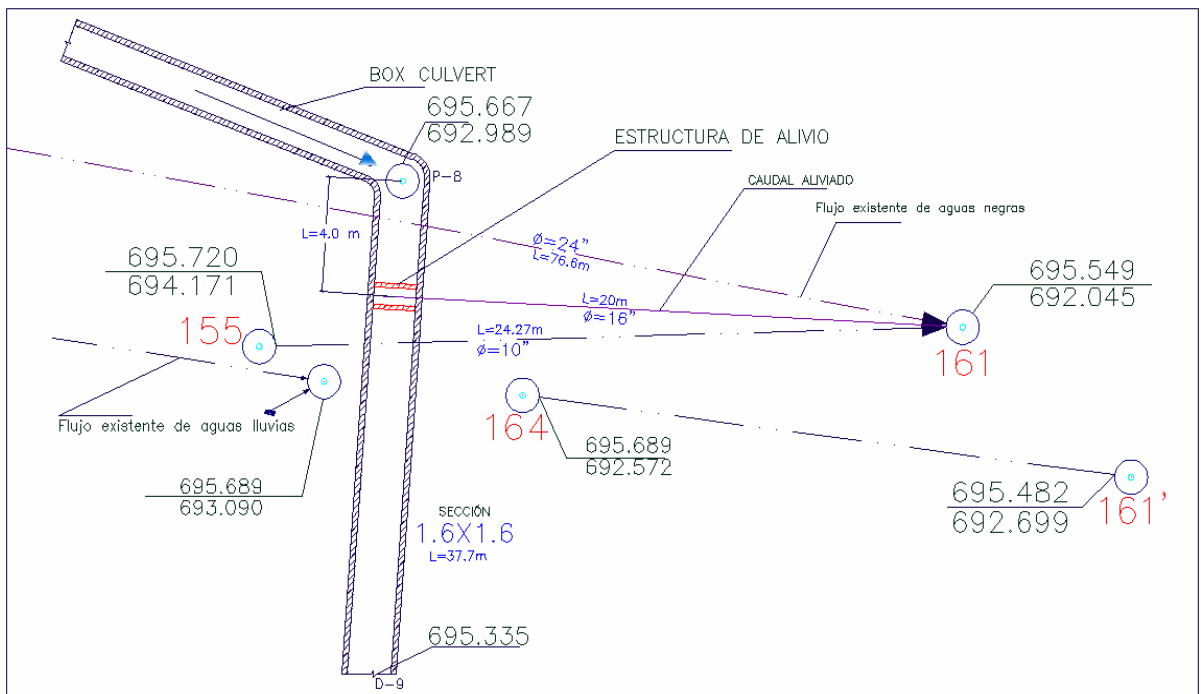
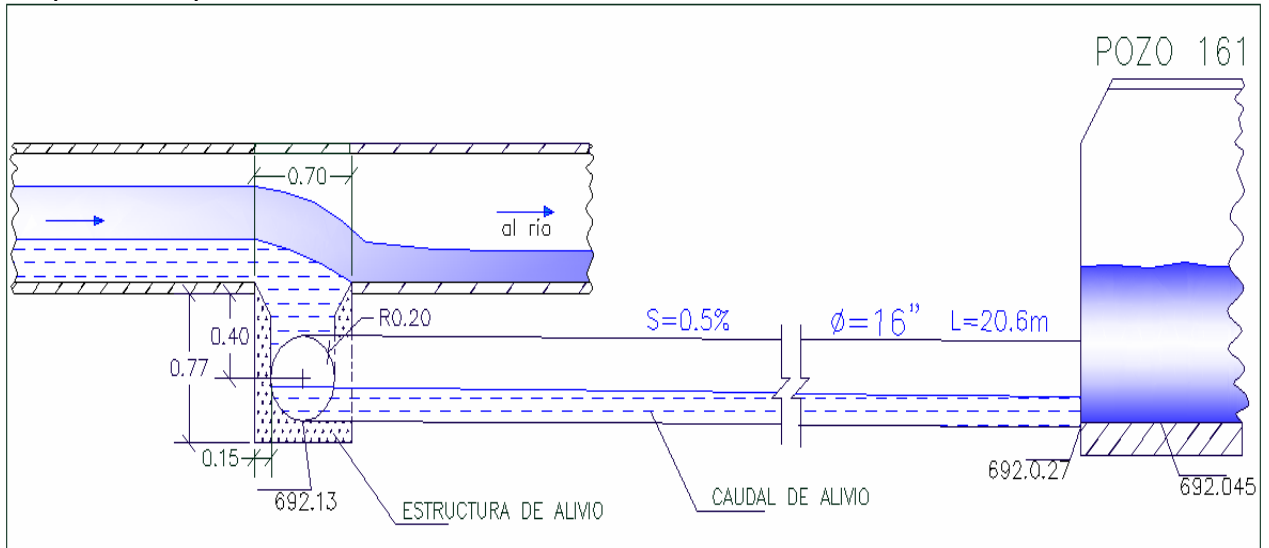


Figura 64 Detalle de la ubicación de la estructura de salto

### Esquema en perfil



**Figura 65** Alivio de salto en perfil

### CÁLCULOS.

Como se explico en el capitulo 4.1.3, los cálculos se basan en las ecuaciones

Curva exterior:

$$X = 0.355 * V^2/3 + 0.60 * y^4/7$$

Curva interior:

$$X' = 0.181 * V^4/7 + 0.74 * y'^3/4$$

Donde,

x,y= coordenadas de la curva exterior

x',y'=coordenadas de la curva interior

v=velocidad (m/s)

Donde se tienen que iteran dependiendo del caudal y su respectiva velocidad, para hallar las distancias de la estructura de salto.

A continuación los datos de entrada a las ecuaciones y las iteraciones.

Q mínimo=	172	lps
v mínimo=	0.30	m/s
Q captación=	26	lps
v captación=	0.17	m/s

Tabla 67 Caudal de captación estructura de salto.

iterando curva exterior

valores de Y	0,76	0,77	0,78	0,79
valores de X	0,672	0,676	0,680	0,683

iterando curva interior

valores de Y'	0,76	0,77	0,78	0,79
valores de X'	0,668	0,674	0,680	0,686

Tabla 68 Resultado de la estructura de salto.

Esta alternativa será imposible de poner en marcha ya que los cálculos de la misma obligan a hacer una perforación en el box culvert relativamente exagerada a lo largo del mismo, además que la excavación complementaria debe ser grande para pretender aliviar el caudal estudiado anteriormente.

El rango de la perforación no bajaría de 0,7 metros a lo largo del box culvert y la excavación complementaria al mismo, medido desde la cota de fondo del box culvert, hacia abajo es del rango de 0,7 metros, para lo cual la disposición de la tubería de aguas negras la cual recibiría el caudal aliviado no estaría en condiciones hidráulicas necesarias para este suceso, ya que la topografía del terreno impedirían esta implementación siendo necesario la disposición de un sistema de bombeo el cual elevaría los costos en gran medida.

### 5.2.2 Segunda alternativa

Se propone diseñar un aliviadero lateral.

Para disponer de esta alternativa es necesario retener el caudal que está circulando por este box culvert haciéndose necesario construir una semi-presa con el fin de disponer del caudal de alivio para el cual se diseñaría el aliviadero lateral.

Esto haría indispensable calcular la velocidad del flujo tanto aguas arriba del aliviadero como aguas abajo del mismo, teniendo en cuenta que esta velocidad es función del diámetro del box culvert, y de la pendiente que habría entre el pozo (8) y el punto 4[m] donde sería posible construir esta alternativa.

Esta alternativa sería eficiente para tramos del alcantarillado donde existieran pozos de inspección con cambios de diámetro en sus tuberías considerablemente grandes, ya que ayudarían a retener el caudal a aliviar aguas arriba con una altura considerable.

La posibilidad de aplicación es grande lo que se debe controlar es que al construir la semi-presa los cambios de perfiles hidráulicos del flujo no sea muy bruscos y puedan producir daños aguas abajo, y que aguas arriba a futuro no vayan a haber inconvenientes del tipo de reboses bien sea en el pozo de inspección o en los colectores aguas arriba cuando un suceso extremo ocurra.

Para el caso del área estudiada sería aconsejable la construcción de esta semi-represa ya que el represar los caudales sanitarios haría posible la retención de un gran número de sólidos en suspensión haciendo de esta estructura un tipo de sedimentación de partículas de considerable recurrencia de mantenimiento, es decir que estas partículas sedimentales deben ser regularmente retiradas del sitio, de lo contrario en sucesos de lluvias estas partículas sedimentadas sería reactivadas y posteriormente vertidas.

### **5.2.3 Tercera alternativa**

Se propone a diseñar una captación de fondo con rejilla.

Que consistiría en una perforación al fondo del box culvert, con una derivación de caudal al colector de aguas negras de cota más baja que el mismo.

Para efectos del diseño de esta rejilla es necesario tener en cuenta que el flujo a través de la misma, corresponde a un flujo gradualmente variado con disminución de caudal.

Considerando que para este diseño es necesario el dimensionamiento de la rejilla, el cálculo del caudal de captación y el dimensionamiento del canal colector.

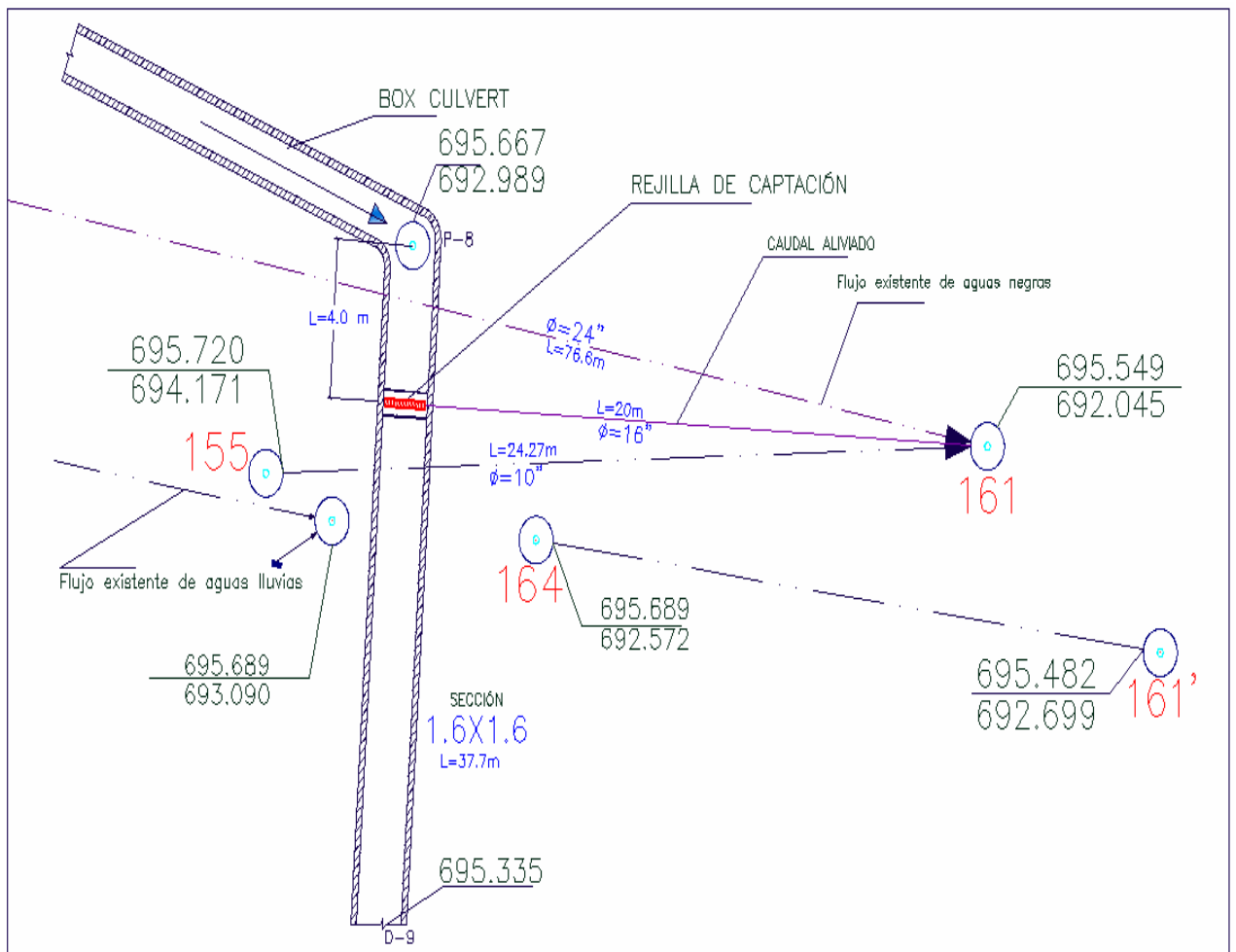


Figura 66 Ubicación de la estructura de alivio de captación.

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECIFICAS DE GIRÓN UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS FUENTES RECEPTORAS.

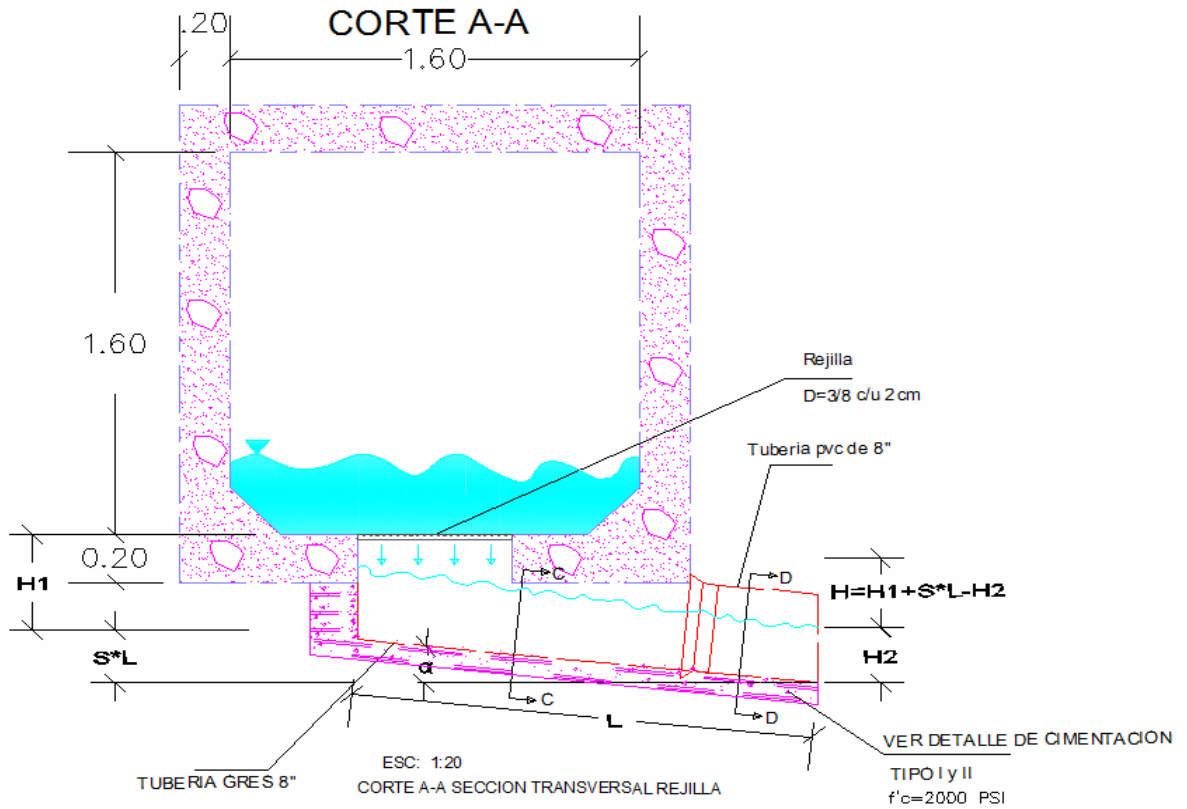


Figura 67 Alivio de captación en perfil.

## DISEÑO PLANTA REJILLA

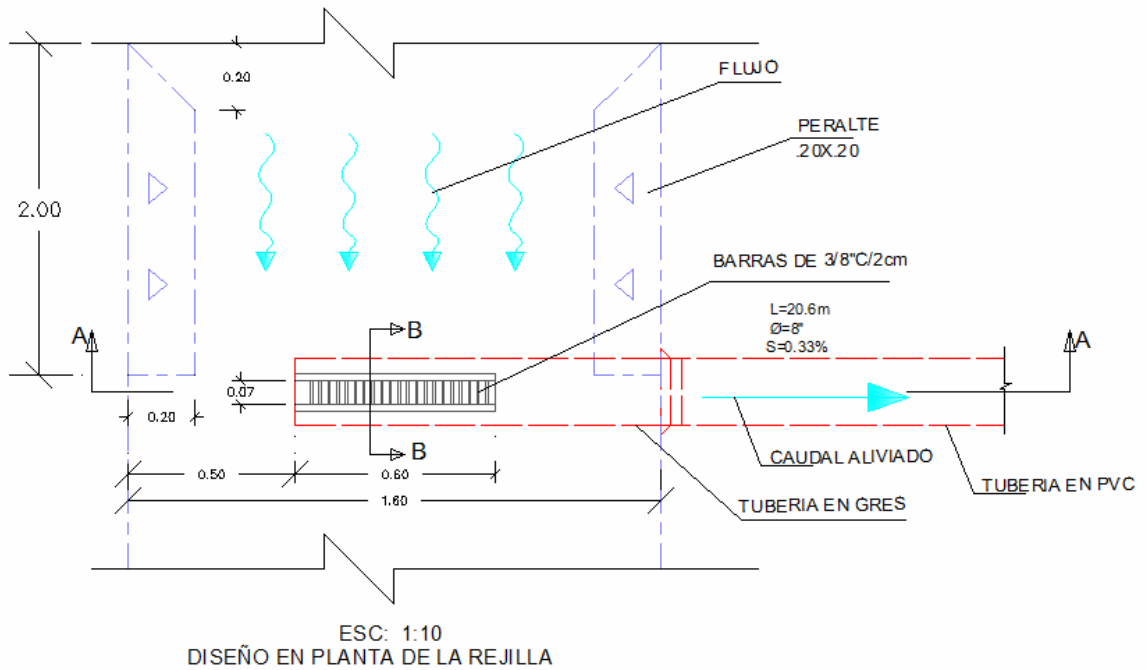


Figura 68 Detalle de la rejilla de captación.

Los datos de registros máximos y mínimos de caudales están relacionados a estudios realizados de registros de precipitaciones, procediendo a calcular las respectivas alturas. A partir del caudal calculado por aporte de la subcuenca y del estudio hidrológico se ha determinado el caudal máximo diario.

## CÁLCULOS.

Datos iniciales

Qmax=	5,21	m3/seg
Qmin=	0,172	m3/seg
Ancho total (W)=	1,6	m
QMD=	0,0171	m3/seg
Ancho rejilla (b)=	0.6	m
F=	1,5	

H Max=	1,20	m
H min=	0,62	m
g=	9,8	m/s <sup>2</sup>

Tabla 69 Datos iniciales estructura de captación.

Calculo del caudal de salida

Es la respectiva resta entre el caudal de entrada o mínimo sobre la rejilla y el caudal que esta siempre va captar. Para esto se supone un ancho de rejilla y se procede a calcular el valor del caudal sobre la zona central de la misma, ya que este es función de la relación que existe entre el ancho total del vertido y el de la canaleta. Luego el caudal de captación de la rejilla siempre va a ser el mismo por lo que solo dependerá del factor de mayoración, el cual es función de los estudios de colmatación, velocidad, y numero de Froude en la tubería a la cual serán transportados los caudales aliviados.

Caudal de entrada

$$Q_1 = \frac{Q_{min}}{W/b} = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal de diseño  $Q_{\text{diseño}} = F * QMD = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal de salida  $Q_2 = Q_{\text{entrada}} - Q_{\text{captación}} = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$

Valor de la profundidad crítica  $Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q_2^2}{g}} = 0,106 \text{ m}$

$q_1 = Q_1/b = 0,108 \text{ m}^3/\text{m} - \text{seg}$

Calculo de la energía mínima  $E_{\text{mín}} = 3 * Y_c/2 = 0,158 \text{ m}$

Velocidad crítica  $V_c = \sqrt{g * Y_c} = 1,02 \text{ m/s}$

Adoptando un valor de Y1 se calcula la respectiva energía específica

$Y_1 = 0,091 \text{ m}$        $E = Y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} = 0,162 \text{ m}$

$V_1 = \frac{Q_1}{\text{Area}} = 1,183 \text{ m/s}$

Se calcula el valor de la relación (Y1/E)

$(Y_1/E) = 0,56$

Se determina el valor de (Y1/Yc) con base a la tabla 70 y el valor de (Y1/E)

	valores de Y1/Yc						
(Y1 / Yc )	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	0,99
( Y1/E )	0,47	0,5	0,53	0,56	0,6	0,63	0,66

Tabla 70 Análisis de la relación Y1/E.

Para nuestro caso el valor de  $(Y_1/Y_c) = 0,85$

Despejando  $Y_1$ , se concluye que coincide con el valor inicial supuesto.

Ahora como la rejilla tiene poca inclinación la energía se considera constante, por lo que el caudal será vertical.

Con base en el caudal de salida que corresponde a un flujo variado con disminución de caudal, se procede a calcular la altura de la lámina de salida.

Para rejillas de poca inclinación se utiliza la siguiente expresión.

$$Q_2 = b * Y_2 \sqrt{2 * g * (E - Y_2)}$$

Despejando  $Y_2 = 0.0423$  m

Calculo de la longitud de la rejilla, como la captación es tipo parcial (caudal de captación) se procede a calcular la longitud.

$$X = \frac{E}{c * c} \left[ \frac{Y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_1}{E}} - \frac{Y_2}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_2}{E}} \right]$$

Considerando que la rejilla tiene barras paralelas y con poca inclinación se calcula el coeficiente de descarga con referencia al cuadro.

Tipo de rejilla	Inclinación	Coficiente ( C )
Barras paralelas	1 a 5	0,435
	Horizontal	0,497
Lamina perforada	1 a 5	0,75
	Horizontal	0,8

Tabla 71 Tipo de rejilla.

Selección de las características de la rejilla

Diámetro de las barras = 3/8"

Espacio entre barras (eb) = 2 cm

Numero de barras  $\phi_b * (n) + e_b * (n + 1) = b \quad n = 20$

Calculo del valor de (e)

$$e = \frac{A_{\text{espacios}}}{A_{\text{total}}} = 0,7$$

Por último hallo X= 7.0 cm

Ahora diseñamos el canal recolector

Caudal de captación	Qdiseño=	0,026	m3/seg
Ancho del canal	b'=	0,2	m
distancia desde P8 a captación=	X=	4	m
Pendiente (variable)	S=	0,0139	m/m
Longitud del canal	L=	1,63	m
Talud ( Sección rectangular)	Z=	0	(Vertical)

Tabla 72 Diseño de la estructura de captación.

El canal se diseñara para condiciones de flujo subcrítico

Calculo de la profundidad y velocidad critica respectivamente

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = 0,119 \text{ m}$$

$$V_c = \sqrt{g * Y_c} = 1,08 \text{ m/s}$$

Calculo de la altura del agua al final del canal recolector

$$H_2 = 1,1 * Y_c = 0,131 \text{ m}$$

Calculo de la altura del agua al inicio del canal recolector

$$H_1 = \sqrt{\left[ \frac{2 * Y_c^3}{H_2} + \left( H_2 - \frac{L * S}{3} \right)^2 \right]} - \frac{2 * L * S}{3} = 0,187 \text{ m}$$

Chequeo de las condiciones de flujo

$$V_2 = Q_D / \text{Area} = 0,98 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Por lo tanto será flujo subcrítico ya que  $V_2$  es menor que  $V_c$ .

Esta alternativa es eficiente porque esta posicionada transversalmente al flujo haciendo efectivo el alivio del caudal y los sedimentos que posteriormente irán al colector de aguas negras, para lo cual se hizo necesario el estudio de las condiciones hidráulicas de este colector y los cambios que tendría en función del caudal aliviado.

Es decir al considerar cierto caudal de diseño de la rejilla era necesario chequear que el colector de aguas negras cumpliera con las condiciones de velocidad, fuerza tractiva y numero de FROUDE porque de lo contrario podríamos estar sobre diseñando al colector respectivo.

Chequeábamos la velocidad más que todo, porque al considerar un flujo Subcrítico en el colector de aguas negras era necesario, no incurrir en esta situación al derivar cierto caudal de alivio a este colector.

Además los cambios de energía cinética generaría problemas de presiones en las tuberías aguas abajo.

#### 5.2.4 Cuarta alternativa

Se propone diseñar dos captaciones de fondo en lugares diferentes, es decir una estructura situada en el colector de aguas lluvias que pasa por el eje de la carrera 19, el cual aliviaría su caudal al pozo 161 de aguas negras y otra captación de fondo a nivel longitudinal del box culvert igual a la alternativa anteriormente

estudiada, las cuales funcionarían en paralelo, haciéndose necesario la delimitación de subcuencas para cada estructura.

Esta alternativa es buena ya que la cuenca total se distribuye en subcuencas independientes y al final de cada una se dispone de la captación de fondo en paralelo, haciéndose ventajosa la implementación ya que la cuantificación de las aguas producto de las conexiones erradas son función de cada subcuenca debido a que no hay influencia mutua entre las captaciones, por lo cual se diseña cada rejilla por aparte, pero hay dos inconvenientes el primero es que hace costosa la construcción, y la segunda es que en la delimitación de las subcuencas algunas veces uno trabajaría más que el otro es decir siempre uno de las dos rejillas estaría aliviando mas caudal que la otra por efectos de variabilidad de las subcuencas en cuanto a delimitación.

La solución a esta alternativa no se puede realizar por medio de estructuras de alivio debido a que la topografía de la tubería que se piensa aliviar no da la opción de transportar el flujo por medio de gravedad a la tubería de aguas negras, ni al box culvert el cual si se puede aliviar como se explico en la alternativa 3.

Además de esto se añade que el caudal que transporta esta tubería es la de los barrios Guayacanes y parte de Villamil, lo cual, lo cual nos arrojo un total de 8 casas con conexiones erradas del primer barrio y del segundo ya se le corrigieron las conexiones erradas generadas al principio. De esta manera es más conveniente corregir este mínimo de viviendas que recurrir a una estructura de alivio y garantizar que a futuro no se van a realizar conexiones erradas por medio de los usuarios.

### **5.3. SOLUCION DE ALTERNATIVA**

La alternativa definitiva que se propone es la tercera con una estructura de fondo como alivio al caudal de conexiones erradas, debido a que la topografía no impide la utilización de una nueva tubería que transporte el caudal aliviado.

En el lugar donde se propone realizar se puede llevar un mantenimiento adecuado y continuo, los costos de construcción y de mantenimiento son más eficientes para el control de las conexiones erradas, que seguir con el método que hasta el momento está implementando la empresa EMPAS S.A.

La estructura cumple con las normativas de la empresa y de las normas Colombianas.

## 6. RESEÑA DE LA ENTIDAD

### 6.1. NOMBRE:

**Empresa Pública de Alcantarillado de Santander EMPAS S.A. ESP.**

### 6.2. GENERALIDADES

La empresa Pública de alcantarillado de Santander **EMPAS S.A. ESP.** Es una empresa de servicios públicos domiciliarios y sus actividades complementarias, que administra el sistema de alcantarillado de los municipios de Bucaramanga, Floridablanca y Girón; que además invierte en servicios de mantenimiento, reposición de redes, expansión de infraestructura y saneamiento de corrientes hídricas urbanas del área metropolitana. Se encuentra ubicada en la Calle 23 N° 24-68 en el municipio de Bucaramanga.

### 6.3. VISIÓN:

**EMPAS S.A. ESP.** Busca ser la empresa líder en la prestación de servicios públicos domiciliarios, con una altura organizacional fundamentada en valores orientada al servicio, mejoramiento continuo y desarrollo ambiental sostenible.

### 6.4. MISIÓN:

**EMPAS S.A. ESP.** Es una empresa de servicios públicos domiciliarios con un equipo humano altamente calificado de excelencia que garantiza la gestión integral de los servicios prestados en procura de una mejor calidad de vida y la protección del medio ambiente

## 7. CONCLUSIONES

- Se debe intensificar la campaña de pedagogía con la comunidad, redoblando los esfuerzos en los colegios, ya que estas enseñanzas son reflejadas en cada hogar y garantizan logros a futuro en el cuidado del recurso hídrico. Además que las reformas locativas bien realizadas en las viviendas, ayudan de manera muy acertada a minimizar los impactos ambientales que se dan por las malas conexiones realizadas a escondidas por miedo a cobros por dichos servicios prestados. La empresa EMPAS S.A. esta consiente que otorgarle información y apoyo técnico a la comunidad a la hora de reformar sus viviendas no significa un rubro económico, sino todo lo contrario, ya que garantiza la gestión integral de los servicios prestados en procura de una mejor calidad de vida y la protección del medio ambiente es su misión.
- El caudal de captación de la estructura de alivio es función de la velocidad, la fuerza tractiva y del numero de FROUDE que posee la tubería de aguas negras a la cual se va a derivar el caudal, para nuestro caso se tuvo en cuenta la capacidad hidráulica del tramo de tubería antes y después del pozo de alivio.
- Del análisis de las conexiones erradas que existen en estos momentos en la cuenca estudiada, se basa el caudal de captación, el cual se proyecto a futuro con un periodo de retorno en años, y teniendo en cuenta el caudal de escorrentía durante los primeros minutos de lluvia, ya que el saneamiento de los barrios en dicha cuenca se ha dificultado por efectos de mala cultura en la comunidad.

- Las alternativas propuestas se pueden clasificar por dos características, primero por el tipo de estructura y segundo por su ubicación, teniendo en cuenta factores de limpieza de la misma, y de las redes que transportan el flujo de conexiones erradas.
- El factor económico no siempre debe primar a la hora de considerar una estructura de separación y control de caudales como alternativa de solución a problemas de malas conexiones, ya que algunas veces por evitar costos de construcción altos e implementación de estas alternativas, lo cual traería un problema por costos de mantenimiento relativamente altos y por mal funcionamiento de la misma.
- Realizar un seguimiento más detallado a la hora de construir las estructuras, ya que construir algo completamente diferente a lo diseñado podría generar problemas a futuro.
- Las normas colombianas y de la empresa no tienen especificaciones puntual del alivio de aguas lluvias ya que se enfatiza más a aliviar el alcantarillado de aguas negras para que no colapse y para controlar el caudal de entrada a la PTAR.
- Una estructura de captación con rejillas paralelas al flujo, es la solución que se propone para disminuir el impacto ambiental que está produciendo la problemática en la zona analizada en Girón.
- Se deja planteada las diferentes alternativas que se pueden utilizar en zonas donde se presenten las mismas problemáticas de contaminación, debido a que en otros lugares quizás no se pueda utilizar el mismo estilo de alivio, por la diferencia en topografías, en la cuenca, y en viviendas con conexiones erradas.

- La rejilla se propone que sea prefabricada, con las dimensiones especificadas en los planos, lo cual indica que sean varillas de 3/8 de pulgadas.
- Se propone que la tubería proyectada sea en PVC de 8 pulgadas, esto se debe, a que debemos cumplir con las normas especificadas para el diseño de redes de alcantarillado ya sea sanitario o combinado.
- Si se presentan otras zonas con las mismas problemáticas de conexiones erradas y que el alcantarillado de aguas sanitarias no sea suficiente para soportar un caudal aliviado, se es necesario remodelar el alcantarillado desde ese punto de conexión hasta la PTAR.
- Se diseño la rejilla que captara el flujo, esta será # 3 (3/8) debido a que probablemente la capacidad del canal de captación en condiciones de lluvia extrema sería el más apropiado, en cuanto a condiciones hidráulicas y de mantenimiento, ya q si utilizábamos una varilla # 4 (1/2) el espacio de captación aumentaría paralelamente al flujo es decir el volumen de agua a captar sería mayor y lo más probable es que afectaría la tubería aguas abajo generando problemas de saturación y condiciones hidráulicas no adecuadas, por otra parte se descartaron las varillas # 2 (1/4) por efectos de mantenimiento y de control por ser delgadas y propensas a daños generarían inconvenientes cuando un obstáculo grande pasara o se estancar hay podría dañarlo o taponarlo.

## **8. OBSERVACIONES**

- Realizar un seguimiento a la hora de construir las estructuras, ya que construir algo completamente diferente o saltándose pasos de los diseños podría generar problemas a futuro.
- A la hora de revisar los diseños de cada barrio, en el papel cumplían con las especificaciones estipuladas en la norma, pero a la hora de comprobar esto en campo no concordaban y se debió realizar un levantamiento topográfico para basarnos en redes de alcantarillado existente.
- Desde todo punto de vista, es indispensable tomar conciencia, con respecto a las zonas hídricas de nuestro país, debido a que si no cuidamos un bien natural especialmente como el agua, se verán comprometidas las futuras generaciones.
- Se recomienda una limpieza adecuada en la estructura y con intervalos de tiempos no muy lejanos, y en especial en épocas de lluvia, para evitar obstáculos de sedimentos en la rejilla propuesta.

## 9. BIBLIOGRAFÍAS

Libro

Hidramsa. "Estudios y Diseños del Interceptor y Colectores en la Zona Oriental Central del Valle de Aburrá. Memorando Técnico No. 04. Aplicación de la Ecuación de Manning en el Diseño de Alcantarillados."

Empresas Públicas de Medellín. 1994. Pp. 1-14

Libro

Hidramsa, Escuela de Ingeniería de Antioquia, Empresas Públicas de Medellín "Modelo Físico de Aliviaderos Laterales, Estudios y diseños interceptor y colectores zona oriental central del Valle de Aburrá."

Contrato 1/DJ-975/14. Diciembre 1995. Pp. 1-81.

Libro

Hager, W. H. "Lateral outflow over side weirs." Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 113, No. 4, 1987, pp. 491-504.

Libro

LOPEZ R. LUIS G. INSTALACIONES SANITARIAS EN LOS EDIFICIOS

EDICION DE PRUEBA

ARQUITECTO

Libro

Ortega Gómez Oscar José. Localización, diagnóstico y soluciones para optimización, de estructuras de separación y control de caudales zona sur AMB Corporación autónoma regional para la defensa de la meseta de Bucaramanga, división de investigaciones de estudios y proyectos.

Bucaramanga abril de 1995

**Manual**

**CASTRO JAIRO DIANA YOVAIRA.** Manual técnico para la elaboración del diseño de redes internas sanitarias y pluviales en edificaciones.

Primera edición

Bucaramanga enero de 2009

**Norma Técnica**

**REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO, RAS-2000,** República de Colombia, Bogotá D.C. Noviembre de 2000.

**Norma Técnica**

**CÓDIGO COLOMBIANO DE FONTANERIA, NTC 1500,** Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC), Bogotá.

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LA PROBLEMÁTICA DE CONEXIONES ERRADAS EN ALCANTARILLADOS DE ZONAS ESPECIFICAS DE GIRÓN UTILIZANDO ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CONTROL Y ALIVIO DE CAUDAL QUE PERMITA DISMINUIR LA CONTAMINACIÓN HÍDRICA DE LAS FUENTES RECEPTORAS.

## ANEXOS

### PLANTA PERFIL GIRON.

