

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS DE LA ZONA DE
VIDOÑO Y PUTUCUAL UBICADA ENTRE LAS PROGRESIVAS 1+500 Y
3+159,65 SUR-OESTE EN LOS MUNICIPIOS BOLÍVAR Y SOTILLO DEL
ESTADO ANZOÁTEGUI”**

REALIZADO POR:

**LEONIBE T. HERNÁNDEZ L.
MARISELA J. VILLARROEL C.**

TRABAJO DE GRADO PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE
COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

Barcelona, Diciembre de 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS DE LA ZONA DE
VIDOÑO Y PUTUCUAL UBICADA ENTRE LAS PROGRESIVAS 1+500 Y
3+159,65 SUR-OESTE EN LOS MUNICIPIOS BOLÍVAR Y SOTILLO DEL
ESTADO ANZOÁTEGUI”**

ASESOR

Prof.: Belkys Sebastiani

Barcelona, Diciembre de 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS DE LA ZONA DE
VIDOÑO Y PUTUCUAL UBICADA ENTRE LAS PROGRESIVAS 1+500 Y
3+159,65 SUR-OESTE EN LOS MUNICIPIOS BOLÍVAR Y SOTILLO DEL
ESTADO ANZOÁTEGUI”**

Prof.: Belkys Sebastiani

Asesor Académico

Prof.: Luigi Cotellesa

Jurado Principal

Prof.: Luis González

Jurado Principal

Barcelona, Diciembre de 2009

ARTÍCULO 41

DE ACUERDO AL ARTÍCULO 41 DEL REGLAMENTO DE TRABAJO DE GRADO:

“LOS TRABAJOS DE GRADO SON DE EXCLUSIVA PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE Y SOLO PODRÁN SER UTILIZADOS A OTROS FINES CON EL CONSENTIMIENTO DEL CONSEJO DE NÚCLEO RESPECTIVO, QUIEN LO PARTICIPARÁ AL CONSEJO UNIVERSITARIO”.

DEDICATORIA

A Dios por permitirme el derecho de la vida, y sobre todo por estar siempre a mi lado dándome las fuerzas necesarias para continuar luchando cada día de y lograr las metas que me propongo.

A mis padres Leonel Hernández y Niove López, porque siempre que los necesito están ahí para tenderme la mano, por nunca dudar de mí y mostrarme esa confianza que mantuvieron durante toda mi carrera que con todo y mis tropiezos sabían que lo lograría. Gracias papá, gracias mamá por haber hecho de mi una persona integral, por sus horas de desvelo, sus rezos para que todo me saliera bien, sus consejos, sus regaños, pero sobre todo por ese amor incondicional que me han dado desde que nací. Uds. son mi orgullo. Los amo muchísimo.

A mis hijos Reymond Luciano y Carlos Armando. Mis Ángeles ustedes llegaron para enseñarme el significado de la vida y la importancia que tiene la familia, son mi primer pensamiento en la mañana y el ultimo al acostarme, son esa fuerza que me ayuda a levantarme cada día para seguir luchando y lograr lo que soy hoy, son mi norte, mi todo, este logro es por y para ustedes. Los amo que Dios los bendiga.

A mi esposo Carlos Uzcátegui quien ha estado a mi lado apoyándome en todo momento en todas y cada una de las decisiones que me toco tomar, haciéndome ver que la vida es sacrificio pero que al final del camino está la dicha de haberlo logrado, a ser optimista y nunca decir no puedo, me has enseñado que cada mañana que me levanto debo dar gracias a Dios por tener lo que tengo y pedirle fuerzas para lograr cada día más. Gracias Amor por llegar a mi vida en el momento justo y estar siempre que te necesito.

A mis hermanos Carlos, Nery (chichito) y Julio, por creer en mí, por disfrutar conmigo mis triunfos y llorar conmigo mis penas, por permitirme formar parte de sus vidas y no dejar que la distancia nos separe. Los quiero a los tres por igual.

A mi amiga por siempre que por cosas de la vida hoy no está entre nosotros pero sé que siempre ha estado a mi lado ayudandome a lograr esta meta, estoy segura que donde quiera que se encuentra lo está celebrando y está feliz porque un día las dos soñamos con esto. A ti Saige (Q.E.P.D) nunca te olvidare.

Leonibe Hernández

A “DIOS” padre todopoderoso, quien me brindó la luz, la salud y la fortaleza para lograr esta meta, que en algún momento me parecía imposible.

A mi Madre Oneida Campos, por ser tan comprensiva, por ser mi amiga, mi bastoncito, cuando me caía siempre estaba allí para apoyarme, me dabas aliento, ánimo para que siguiera adelante luchando por este sueño, gracias por tus excelentes consejos y por siempre creer en mí. Te quiero muchísimo MAMI...!

A mi padre Jesús Villarroel, que supo guiarme por un buen camino, por todo su apoyo y por creer en mí a pesar de los obstáculos. Tus sacrificios no fueron en vano, gracias. Te quiero mucho.

A mis hermanos Jesús, Zuleima, José Luis y Jhonny por darme su apoyo incondicional para alcanzar este sueño que hoy se hace realidad sirviéndoles de ejemplo en su lucha para lograr sus metas, nada es imposible si se tiene constancia y dedicación.

A una persona muy especial por su apoyo y su amor, por estar a mi lado cuando más lo necesité, animándome para que siguiera adelante hasta alcanzar mi

sueño, no dejándome vencer por las situaciones adversas. A ti Jesús Daniel Mil gracias por creer en mí. Te amo muchísimo.!

En especial a mis sobrinos José Alejandro, Jeliannys y al que viene en camino por ser esa parte inocente que motivo mi logro, los quiero muchísimo...!

Y a todas las personas que creyeron en mí. A ustedes muchas gracias por siempre incentivar me y darme esa mano cada vez que pudieron.

Marisela Villarroel

AGRADECIMIENTO

En la vida, la mayoría de las cosas que nos proponemos no podemos lograrlas sin ayuda, es por eso que hoy cuando se está cerrando un ciclo de mi vida quiero agradecer a todas aquellas personas que de una u otra manera les debo parte de este triunfo.

En primer lugar a Dios, quien siempre está conmigo donde quiera que voy guiándome por el camino correcto.

A mis padres por infundirme constancia para lograr las cosas y por su apoyo incondicional.

A mi esposo por su paciencia y estímulo apoyándome en todo momento.

A mis hijos porque a pesar de su corta edad tuvieron la inteligencia de entender que mami estaba ocupada, les prometo recompensar esa ausencia.

A mi asesora Prof. Belkis Sebastiani por confiar en mí al permitirme la oportunidad de recurrir a su capacidad y experiencia para realizar este proyecto.

A mi compañera de tesis Marisela Villarroel por aceptar acompañarme en esta travesía.

A mi amiga Carol Hernández por estar conmigo en las buenas y en las malas a pesar de haber tomado rumbo diferentes.

A todos mis amigos de la universidad con quien compartí tantas aventuras, experiencias y triunfos (Nani, Mary, Noe, Mirna, Carlos, Glaises, María T, Julio, Triki, Lismary, Carmen, Oswaldo)

A los profesores del departamento con quien tuve la dicha de compartir sus experiencias y que gracias a sus enseñanzas y consejos hoy forman parte de este logro.

A Andrés Padilla por su amistad incondicional y su apoyo en todo momento.

A todos gracias.

Leonibe Hernández

A “DIOS” por ser mi compañero y amigo fiel.

A mis padres por todos los esfuerzos que tuvieron que hacer para ayudarme a alcanzar mi meta.

A Jesús Daniel mi novio y amigo. Gracias por tu apoyo lo logré...!

A la Universidad de Oriente por ser nuestro segundo hogar, y por habernos escogidos en sus aulas en los que nos hemos formado como profesionales y personas.

A la profesora Belkis Sebastiani por su asesoría, corrigiendo nuestras fallas y aclarando nuestras dudas.

A mis amigas y hermanas (Noelys, Mary Cruz, Mirna y Marya) porque me dieron la dicha de conocerlas más allá de la Universidad y de formar un gran equipo con lazos de amistad bien arraigados, porque juntas vencimos obstáculos, nos

alentábamos en las derrotas y celebramos victorias. A ustedes amigas, gracias. Las quiero mucho...!

A Julio Enrriquez, por toda la ayuda prestada en este proyecto de manera desinteresada. Gracias!!

A mi primera Amiga de la universidad, por estar de nuevo en mi vida y por ser parte de este sueño hecho realidad hoy. A ti Yamilet Gracias.

A Miguel Villarroel, por haber aportado un grano de arena en algunos momentos de mi carrera.

A mi compañera Leonibe Hernández por hacerme parte importante de este logro. Nuestra meta hoy se hizo realidad. Gracias!

A todas aquellas personas que desinteresadamente me brindaron su apoyo y confiaron en mí. De todo corazón Gracias...!

Marisela Villarroel

RESUMEN

Este proyecto contempla el diseño de un sistema de aguas servidas para la zona de Vidoño y Putucual Sur-Oeste entre las progresivas 1+500 y 3+156,75 de los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui, y tiene previsto solucionar el problema que actualmente afecta a una población de aproximadamente 1916 habitantes, quienes descargan sus aguas servidas en pozos sépticos construidos de manera inadecuada, y como consecuencia del creciente aumento de la población no solo originara la proliferación de enfermedades sino que también causara daños irreversibles sobre el sistema ecológico de la región. Primeramente se hizo una revisión del censo de la población existente en la zona, para luego estimar la población futura, conjuntamente mediante la realización de un levantamiento topográfico se determinaron las pendientes del terreno para posteriormente efectuar el trazado de las tuberías y así realizar el diseño del sistema de aguas servidas, donde se calculó la capacidad de la red de recolección de aguas para el año 2034 verificándose la dirección del flujo, capacidad hidráulica, diámetro, pendiente, velocidad, y la disposición final de las aguas. Todo se realizó siguiendo la normativa establecida en la gaceta oficial de la República de Venezuela N° 5.318. Ext.

CONTENIDO

ARTÍCULO 41	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	viii
RESUMEN.....	xi
CONTENIDO	xii
LISTA DE TABLAS	xvii
LISTA DE FIGURAS.....	xviii
CAPITULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Generalidades.....	1
1.1.1 Geología	2
1.1.2 Hidrografía.....	3
1.1.3 Clima	3
1.1.4 Relieve	3
1.1.5 Suelos	4
1.1.6 Vegetación.....	4
1.1.7 Población.....	4
1.1.8 Economía	5
1.1.9 Actividades económicas.....	6
1.1.10 Artesanía	6
1.1.11 Subdivisiones	6
1.2 Municipio Juan Antonio Sotillo.....	8
1.2.1 Geografía.....	8
1.2.2 Vidoño.....	8
1.3 Municipio Simón Bolívar.....	9
1.3.1 Economía	9
1.3.2 Putucual.....	9

1.3.3 Aspectos Urbanísticos.....	10
1.3.4 Tendencia al Crecimiento.....	10
1.3.5 Servicios Básicos.....	11
1.3.5.1 Acueductos.....	11
1.3.5.2 Sistema de Recolección de Aguas Servidas.....	11
1.3.5.3 Electricidad.....	11
1.3.5.4 Vialidad.....	11
1.3.5.5 Telefonía.....	12
1.3.5.6 Transporte.....	12
1.4 Planteamiento del problema.....	12
1.5 Objetivos.....	14
1.5.1 Objetivo General.....	14
1.5.2 Objetivos Específicos.....	14
CAPITULO II.....	16
FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	16
2.1 Antecedentes.....	16
2.2 Periodos de diseño.....	17
2.2.1 Periodos de diseño recomendados.....	19
2.3 Métodos de estimación de la población futura.....	19
2.3.1 Método de Comparación Grafica.....	19
2.3.2. Método de Crecimiento Lineal.....	20
2.3.3 Método de Crecimiento Geométrico.....	21
2.3.4 Método de crecimiento logarítmico.....	22
2.4 Consumo de agua.....	23
2.4.1 Consumo Domestico.....	24
2.4.2 Consumo Comercial o Industrial.....	24
2.4.3 Consumo Público.....	24
2.4.4 Consumo por Perdida en la Red.....	24
2.4.5 Consumo por Incendio.....	25

2.5 Consumo de agua para sistemas de abastecimiento.....	25
2.5.1 Consumo Medio.....	26
2.6 Aguas servidas	27
2.6.1 Características de las Aguas Negras	27
2.6.1.1 Sólidos Totales.....	27
2.6.1.2 Sulfuro de Hidrógeno.....	29
2.6.2 Evaluación de las Aguas Servidas.....	30
2.6.3 Gastos de proyectos para el sistema de recolección de aguas servidas.....	31
2.6.3.1 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas Domiciliarias	31
2.6.3.2 Cálculo del Gasto de Aguas Residuales Industriales	32
2.6.3.3 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas por contribución Comercial.	33
2.6.3.4 Cálculo del gasto de las Aguas Servidas por contribución Institucional	34
2.6.3.5 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas de Infiltración	35
2.7 Caudal unitario.....	36
2.8 Gasto de diseño por tramo (qr).....	37
2.9 Sistema de recolección de aguas negras.....	38
2.9.1 Sistema Separado	38
2.10 Componentes del sistema.....	39
2.10.1 Obras de Captación	40
2.10.1.1 Tanquilla de Empotramiento.....	40
2.10.1.2 Ramal de Empotramiento.....	41
2.10.1.3 Bocas de Visita.....	42
2.10.1.4 Colector.....	53
2.11 Áreas tributarias.....	65
2.11.1 Delimitación de las Áreas Tributarias.....	66
2.12 Levantamiento topográfico	66
2.12.1 Levantamiento Topográfico para Proyectos de Alcantarillado.....	67

2.12.1.1 Error angular admisible:.....	67
2.12.1.2 Error lineal admisible.....	68
2.12.1.3 Error admisible en nivelación topográfica.....	68
2.12.2 Poligonales.....	68
2.12.2.1 Poligonal Abierta.....	70
2.12.2.2 Poligonal Cerrada.....	71
2.12.3 Nivelación.....	72
2.12.3.1 Nivelación Directa, Topográfica o Geométrica.....	73
2.13 Análisis hidráulico.....	74
CAPITULO III.....	76
DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN.....	76
3.1 Recopilación de la información.....	76
3.2 Evaluación en campo.....	76
3.3 Trabajo de campo.....	76
3.3.1 Levantamiento Topográfico.....	77
3.3.2 Materiales y Equipos utilizados en el Levantamiento Topográfico.....	77
3.3.3 Procedimiento de campo para la realización del Levantamiento Topográfico.....	78
3.3.4 Muestra de Cálculo del Levantamiento Topográfico.....	79
3.3.5 Trazado de los Colectores.....	80
3.3.6 Identificación de las Redes.....	80
3.4 Elaboración de planos.....	80
3.5 Áreas tributarias a servir.....	81
3.6 Determinación del periodo de diseño.....	81
3.7 Selección del método para la proyección de la población futura.....	81
3.7.1 Método de Crecimiento Geométrico.....	82
3.7.2 Población de Saturación.....	82
3.8 Determinación del caudal de diseño del proyecto.....	83
3.8.1 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas Domiciliarias.....	83

3.8.2	Calculo proveniente de la Contribución Comercial e Institucional	84
3.8.3	Calculo de Gastos por Infiltración	86
3.8.4	Calculo del Gasto Unitario de Diseño.....	87
3.9	Diseño hidráulico del colector	87
3.9.1	Material	87
3.9.2	Diámetro.....	88
3.9.3	Profundidad	88
3.9.4	Pendiente.....	89
3.9.5	Ancho de Zanja	89
3.9.6	Velocidad	89
3.10	Muestra de cálculo de los colectores.....	89
3.11	Descarga.....	93
CAPITULO IV	94
ANÁLISIS DE RESULTADOS	94
CAPITULO V	97
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
5.1.	Conclusiones	97
5.2.	Recomendaciones.....	99
BIBLIOGRAFÍA	103
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	105

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Municipios del Estado Anzoátegui	7
Tabla 2.1 Consumo mínimo permisible (dotación).....	25
Tabla 2.2. Análisis Físico-químico típico de líquidos cloacales de tipo domestico... 29	
Tabla 2.3 Coeficiente K en función de la Población.....	32
Tabla 2.4. Coeficientes de Diseño para la Determinación del Consumo Medio de Agua.....	34
Tabla 2.5 Diámetros mínimos en las tuberías de empotramientos y dimensiones mínimas de las tanquillas de empotramientos según las dotaciones asignadas a las parcelas.....	41
Tabla 2.6 Bocas de Visita.....	52
Tabla 2.7 Coeficientes de Rugosidad.....	56
Tabla 2.8 Velocidades Límites.....	60
Tabla 2.9 Ancho máximo de las zanjas.....	64
Tabla 4.1: Puntos Referenciales tomados para el Levantamiento.....	78

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación Geográfica del Estado Anzoátegui ¹	1
Figura 2.1 Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación en un sistema de aguas residuales.....	40
Figura 2.2. Planta Boca de Visita tipo Ia ⁷	43
Figura 2.3. Planta Boca de Visita tipo Ia ⁷	44
Figura 2.4. Boca de Visita tipo Ib	45
Figura 2.5. Boca de Visita tipo Ib	45
Figura 2.6 Boca de Visita tipoII.....	46
Figura 2.7. Boca de Visita tipoII.....	47
Figura 2.8. Boca de Visita tipo III ⁷	48
Figura 2.9. Boca de Visita tipo III ⁷	48
Figura 2.10. Boca de Visita tipo IVa	49
Figura 2.11 Boca de Visita tipo IVa	50
Figura 2.12. Boca de Visita tipo IVb ⁷	51
Figura 2.13. Boca de Visita tipo IVb ⁷	51
Figura 2.14 Altura de Agua (H) en conducto circular. Relaciones Circulares. Fuente Referencial	58

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Generalidades



Figura 1.1 Ubicación Geográfica del Estado Anzoátegui¹

El Estado Anzoátegui está localizado entre las coordenadas 07°40'16", 10°15'36" de latitud Norte y 62°41'05", 65°43'09" de longitud Oeste, en la región Nor-Oriental del país, limita por el norte con el Mar Caribe, al este con los estados Sucre y Monagas; al sur con el río Orinoco y al oeste con los estados Guárico y Miranda. En sus 43.300 km² (4,7 por ciento del territorio nacional) cuenta con innumerables atractivos naturales: playas, montañas y ríos y una población de aproximadamente 1.600.000 habitantes.

Con una gran capacidad hotelera e infraestructura turística Barcelona y su vecina Puerto La Cruz concentran el bullicio de la vida diurna y nocturna, la cual aumenta de forma exponencial con el alborozo generado por los miles de visitantes que reciben temporada tras temporada en sus hoteles, restaurantes, casinos y discotecas.

1.1.1 Geología

El conjunto de los basamentos de Anzoátegui es de origen reciente, de las eras Terciaria y Cuaternaria. En montañas y colinas se observan areniscas, arcillas, margas, lutitas, calizas y limolitas, además de concreciones de hierro, grava y cuarcita. En la formación mesa, la conformación es mayoritariamente de arenas no consolidadas, provenientes del Cuaternario, y aún más jóvenes son los depósitos sedimentarios originados por las inundaciones periódicas generadas por las crecientes de los ríos.

1.1.2 Hidrografía

Son dos las vertientes que riegan al estado: la atlántica y la del mar Caribe. Ambas tienen importantes afluentes que surten de agua al territorio, como son el Unare y el Neverí (en la segunda vertiente) y el Zuara y el Cabrutica (en la primer vertiente). Gran parte de estas corrientes tienen sus nacientes en las mesas centrales. En la zona llana de la costa se encuentran las lagunas de Píritu y Unare, cerradas ambas por cordones litorales generados por los sedimentos acarreados por el río Unare.

Los ríos principales son Amana, Cariz, Guanipa, Guere, Morichal Largo, Neverí, Pao, Tigre, Unare, Zuata y un sector del bajo Orinoco.

1.1.3 Clima

Una alta temperatura, entre los 25 y 28°C, caracteriza a la entidad en sus sectores más bajos. La franja del Norte es semi-árida, con excepción de la serranía de Bergantín, colindante con el Estado Sucre, cuyo clima presenta un período de lluvias prolongado y un corto período de sequía. En el Sur, sobrepasando un área de transición, el clima dominante es de sabana, con dos períodos bien marcados. El nivel de las precipitaciones fluctúa entre los 530 y 1400 mm al año.

1.1.4 Relieve

Anzoátegui está ocupada en su mayor parte, por los llanos orientales del Orinoco, donde se pueden distinguir dos secciones bien definidas. En la depresión del río Unare, que ocupa una superficie de 2.321 km², una parte de ellas corresponde a Anzoátegui. Esta depresión forma parte de la región de los llanos, pues aunque

geológicamente se considera que tiene un origen distinto, ha tomado esta forma por la erosión, y el sharingan.

1.1.5 Suelos

La composición física y química predominante en los suelos es la de areniscas (generadas como remanentes de fondos marinos) y está asociada a índices de baja fertilidad agrícola. En general, son arenosos en superficie, con un contenido variable de arcilla en distintos estratos de profundidad. Son ácidos, pobres en materia orgánica y de baja retención de humedad.

1.1.6 Vegetación

La vegetación es la típica intertropical. Se encuentra determinada, en gran medida, por altitud, clima y tipo de suelo, donde se alternan zonas de matorral espinoso, cujíes y especies xerófilas de pequeña talla.

1.1.7 Población

La población del estado Anzoátegui en el año 2000 se estima en 1.140.369 hab., mientras que en 1990 se censaban 859.158 hab. En 1992 se censaron 6.967 hab. indígenas., pertenecientes en su gran mayoría a la etnia Kariña. La densidad de población del Estado Anzoátegui ha subido de 19.9 hab/km² en 1990 a 28,3 hab/km² en el año 2000, aunque se reconocen vastos espacios sub-poblados.

Su índice de población urbana ha subido substancialmente en las últimas décadas, de 43,9 % de la población total en 1950 al 85,8% en el año 1990. Esta alta

concentración de la población en ciudades se ha visto favorecida por el incremento de las actividades administrativas, comerciales y de servicios, portuarias, industriales, turísticas, petroleras y petroquímicas. En el año 2000 residen en la capital estatal, Barcelona, 358.706 hab., mientras que en Puerto La Cruz se estiman 234.986 hab., en Lecherías 35.762 hab. y en Guanta 25.532 hab.

Todas estas localidades constituyen un complejo urbano que se expresa en la conurbación Barcelona- Puerto La Cruz con más de 1.000.000 hab., una de las más significativas del país. En el interior destaca la conurbación de El Tigre (122.164 hab.) con San José de Guanipa (51.925 hab.), tiene relevancia asimismo la ciudad de Anaco (101.053 hab.). Significativa es la población de ciudades medianas con gran irradiación en sus zonas de explotación agropecuarias: Pariaguán (20.859 hab.), Aragua de Barcelona (19.646 hab.),

Soledad (18.085 hab.), Cantaura (29.608 hab.), Clarines (11.237 hab.), Píritu (8.863 hab.), Valle de Guanape (8.895 hab.), San Mateo (13.470 hab.) y Puerto Píritu (9.597 hab.)

1.1.8 Economía

La economía del estado está dominada por el principal recurso económico de Venezuela, el petróleo, el “Complejo Petroquímico de José” está ubicado allí, el cual es uno de los más grandes complejos petroquímicos de Latinoamérica. De todos modos, Anzoátegui también prospera en la industria de la pescadería, el turismo, la agricultura en pequeña escala y la ganadería sharingan extensiva.

1.1.9 Actividades económicas

Las principales industrias del estado son las relacionadas con la producción del petróleo y gas, así como las que procesan los derivados de estos hidrocarburos. En su territorio operan la refinería de Puerto La Cruz; el Complejo Petroquímico José Antonio Anzoátegui, en José; así como parte del complejo gasífero más importante de Venezuela: el Complejo Criogénico de Oriente, en San Joaquín y José, con sedes en estas entidades y en el Estado Monagas.

En materia agrícola son numerosos los rubros, se cosecha allí la batata, la yuca, el ñame, el maíz, el algodón y la patilla. La ganadería (bovina y porcina), así como la avicultura y la pesca, registran cifras significativas al igual que la explotación forestal. El turismo y el sector de la construcción han repuntado notoriamente.

1.1.10 Artesanía

La artesanía del estado Anzoátegui es muy variada. En sus expresiones incluye tejidos en moriche, nylon, hilos, trabajos en madera, cuero, mimbre, cerámica y elaboración de tabaco clones de sombra.

1.1.11 Subdivisiones

El Estado Anzoátegui está dividido en 21 municipios y 180 Parroquias

Tabla 1.1: Municipios del Estado Anzoátegui

MUNICIPIO	CAPITAL
Anaco	Anaco
Aragua	Aragua de Barcelona
Diego Bautista Urbaneja	Lechería
Fernando Peñalver	Puerto Piritu
Francisco del Carmen Carvajal	Valle de Guanape
Francisco de Miranda	Pariaguán
Guanta	Guanta
Independencia	Soledad
José Gregorio Monagas	Mapire
Juan Antonio Sotillo	Puerto la Cruz
Juan Manuel Cajigal	Onoto
Libertad	San Mateo
Manuel Ezequiel Bruzual	Clarines
Pedro María Freites	Cantaura
Piritu	Piritu
San José de Guanipa	El Tigrito
San Juan de Capistran	Boca de Uchire
Santa Ana	Santa Ana
Simón Bolívar	Barcelona
Simón Rodríguez	El Tigre
Sir Arthur Mc Gregor	El Chaparro

Fuente ^{PROPIA}

1.2 Municipio Juan Antonio Sotillo

El Municipio Sotillo se encuentra ubicado dentro del conglomerado urbano de Barcelona - Puerto La Cruz en el noreste del estado Anzoátegui siendo su capital la ciudad de Puerto La Cruz. (Venezuela). Tiene una superficie de 244 km² y una población de 206.957 habitantes (censo 2001).

1.2.1 Geografía

Latitud: 10° 23' 44" N

Longitud: 066° 05' 12" O

Superficie: 1939 Km^a

1.2.2 Vidoño

Aproximadamente dos tercios de este sector pertenece a la parroquia de Pozuelos del Municipio Juan Antonio Sotillo, se ubica las coordenadas: N-10°11'00" y W-64°38'00", se encuentra localizado al noreste de la ciudad de Puerto la Cruz, en el Municipio Juan Antonio Sotillo, limita al norte y al este con el Cerro Provisor, al sur y al oeste con la vía principal que comunica a el Hospital Luis Razetti con la población del Rincón, tiene una población de 4358 habitantes.

Se puede caracterizar geotécnicamente por:

- El nivel freático esta en profundidades mayores a los 6m.
- Presenta una topografía evidentemente irregular, por lo que es considerada una zona donde el riesgo de deslizamiento por excesivas lluvias es alto, ya

que, es capaz de bloquear las vías de comunicación por el desborde de ríos, represamiento, inundaciones, entre otros, y en casos extremos, se pueden presentar daños de infraestructura.

- La capacidad de soporte del suelo es considerada excelente, ya que, está por encima de $4\text{kg}/\text{cm}^2$.
- En cuanto a la facilidad de excavación, se puede considerar “moderada” por la presencia de lutitas y calizas, por lo que, es necesario la utilización de maquinarias de tipo retroexcavador sin necesidad de entibado.

1.3 Municipio Simón Bolívar

El Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui es el más poblado de la entidad siendo su capital la también capital del estado, Barcelona. Tiene una superficie de 1.706 km^2 y una población de 428.391 habitantes (censo 2001)

1.3.1 Economía

El sector servicios y la industria petrolera son las principales fuentes de recursos del municipio.

1.3.2 Putucual

Pertenece a la parroquia El Carmen del Municipio Simón Bolívar, se ubica en las coordenadas N- $10^{\circ}08'00''$ y W- $64^{\circ}37'00''$, se encuentra delimitada entre la vía principal que comunica al hospital Luis Razetti con la población del Rincón por el Norte y por el sur con el cerro el Eneal, tiene una población de 3260 habitantes.

La zona presenta las siguientes características geotécnicas.

- Relieve accidentado, por la presencia del cerro el Eneal en sus alrededores.
- Su altitud varía entre los 400 y 1000 m.s.n.m, con pendientes muy fuertes (entre 30% y 50%).
- Su topografía es ondulada por el entalle de quebradas.
- Por estar en las orillas del cerro el Eneal posee un suelo de alta capacidad de soporte (mayor de 4Kg/cm^2).
- El suelo está compuesto principalmente por lutitas con intercalaciones de areniscas y limonitas.
- Por ser una zona con evidente oblicuidad del terreno, es decir, posee sectores que se encuentran por debajo de la rasante, se convierte en un destino natural de las aguas superficiales no canalizadas.

1.3.3 Aspectos Urbanísticos

La clase de vivienda predominante en la zona es de tipo rural, construidas por entes gubernamentales. la distribución espacial de esta población se ha desarrollado de una manera desorganizada, sin ningún tipo de planificación.

1.3.4 Tendencia al Crecimiento.

El crecimiento se debe esencialmente a dos causas: el crecimiento de los grupos familiares que allí residen y por la llegada de nuevos pobladores que por ser una zona rural y por su cercanía a la ciudad se ven atraídos por esta población.

1.3.5 Servicios Básicos.

1.3.5.1 Acueductos

La zona de Vidoño y Putucual cuenta con el beneficio de agua potable de la red pública conectándose al sistema de Puerto La Cruz.

1.3.5.2 Sistema de Recolección de Aguas Servidas

En la población no existe un sistema para recolectar dichas aguas, por lo que los habitantes se han visto en la necesidad de construcción pozos sépticos de manera inadecuada, así como también depositan sus aguas de manera irresponsable en una quebrada que bordea gran parte de la población.

1.3.5.3 Electricidad

Este servicio es proporcionado por la empresa Eleoriente, aunque presenta algunas deficiencias, el suministro de energía eléctrica es continuo.

1.3.5.4 Vialidad

El acceso a esta zona es por la vía a El Rincón, la cual está pavimentada y en buen estado, aunque con algunas irregularidades en el terreno. La vialidad interna de estos sectores está formada generalmente por calles de tierra en mal estado y escasamente podemos notar calles pavimentadas o asfaltadas.

1.3.5.5 Telefonía

En la actualidad cuentan con telefonía fija inalámbrica y telefonía móvil para comunicarse pertenecientes a las redes de las empresas de telecomunicaciones Movistar y Cantv (para telefonía fija inalámbrica) y por las operadoras Movistar, Movilnet y Cantv (para telefonía móvil).

1.3.5.6 Transporte

Existen dos rutas de transporte interurbano, la primera cubre la ruta desde el hospital Universitario Luis Razetti – El Rincón y la segunda desde Puerto La Cruz hasta El Rincón adentro.

1.4 Planteamiento del problema

Los sistemas de cloacas, constituyen uno de los servicios públicos más importantes en cuanto a higiene y salubridad de la población se refiere, a lo que toda concentración urbana tiene derecho, que según las Normas Sanitarias de Calidad de Agua del Ministerio de Salud y Desarrollo Social contempla que, “a todo desarrollo urbanístico deberá suministrársele un apropiado servicio de disposición de aguas servidas, para llevar a cabo las actividades domésticas y económicas que en ella se desarrollan”, el mal funcionamiento o ausencia de ellos, ocasiona el desborde de las aguas negras, a lugares donde causan efectos dañinos a la comunidad facilitando la propagación de enfermedades y la amenaza a los asentamientos adyacentes. Por estas razones se hace necesario la construcción de estos sistemas lo cual dependerá de cómo se maneje el problema del sitio, de la capacidad del gobierno local para extender las cloacas, el nivel de costo de la construcción para incorporar tal infraestructura y otros factores.

Actualmente en el país, debido al incremento de la población en los últimos años y a la falta de planificación en las zonas aledañas a las ciudades (de expansión), se han originado diversos problemas sanitarios, que se acentúan cada día más, motivado a la falta de control urbanístico de dichas zonas impidiendo así prever el uso controlado de las parcelas y, como consecuencia no se planea la dotación de los servicios públicos en las mismas.

El estado Anzoátegui no escapa a esta situación en virtud de su baja disponibilidad de áreas urbanizables, donde se han venido generado constantes invasiones sin un mínimo de planificación en los alrededores de las ciudades como es el caso de la zona de Vidoño y Putucual , ubicada entre las progresivas 1+500 y 3+159.65 sur-oeste de los municipios Bolívar y Sotillo (comprendida por las urbanizaciones: Árbol de la Esperanza, Valles del Sol, Colinas de Vidoño, Valles del Neverí, Hueco Dulce, Lomas del Sol y Praderas del Neverí) zona que está enmarcada como la zona cuatro (4) del **“Estudio Preliminar para el Sistema de Aguas Servidas en la Zona de Vidoño y Putucual, en los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui”**, se ha extendido a pasado de ser una distribución dispersa y aislada de viviendas en un área relativamente grande hasta lo que representa hoy en día, un complejo urbanístico de bajos recursos con viviendas unifamiliares y bifamiliares que carece de un sistema de recolección de aguas servidas por lo que sus habitantes se han visto en la necesidad de recurrir a la construcción inadecuada de los pozos sépticos que frecuentemente resultan ser más problemáticos para una solución en la eliminación de las aguas negras ya que éstos generan a largo plazo malos olores, desbordamientos, inundaciones, proliferación de enfermedades dentro de sus habitantes, entre otros.

Por las razones, anteriormente expuestas y debido a lo prioritario de los servicios de cloaca, es necesario diseñar las redes de aguas servidas que permita canalizar tales aguas de forma eficiente y segura hasta el sitio destinado a la disposición final y de esta forma garantizar una mejor calidad de vida a los habitantes tanto existentes como futuros.

Para acometer las tareas señaladas en los objetivos de este proyecto inicialmente se hará una revisión del censo de la población existente en la zona, para luego estimar la población futura, con esta información se establecerán los caudales óptimos y conjuntamente se realizará el levantamiento topográfico con lo que se determinarán las pendientes que presenta el terreno para posteriormente efectuar el trazado de las tuberías y poder realizar finalmente el diseño del sistema de aguas servidas. Todo se realizará siguiendo la normativa establecida en la gaceta oficial de la República de Venezuela N° 5.318. Ext.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Diseñar un Sistema de Aguas Servidas en la zona de Vidoño y Putucual ubicada entre las progresivas 1+500 Y 3+159.65 Sur-Oeste de los Municipios Bolívar Y Sotillo del Estado Anzoátegui

1.5.2 Objetivos Específicos

1. Recopilar la información existente en los entes públicos.

2. Obtener la población futura.
3. Efectuar el levantamiento topográfico de la zona de estudio.
4. Diseñar sistema de recolección de aguas servidas.
5. Elaborar cálculos métricos, presupuestos, análisis de precio unitario, memoria descriptiva y planos.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 Antecedentes

El crecimiento desmesurado de las poblaciones ha generado el desarrollo de comunidades en zonas sin previa planificación, lo que hace inminente la carencia de los servicios públicos básicos que garantizan las condiciones de vida en estos sectores. La actual capacidad de la red de recolección de aguas servidas de la zona de Valles del Neverí del municipio Simón Bolívar del estado Anzoátegui ha despertado la angustia de muchos de sus habitantes ya que el desalojo de las aguas afecta la cotidianidad de los mismos. A fin de revertir esta realidad desde hace algún tiempo la Universidad de oriente, ha venido desarrollando este tipo de proyectos bajo la modalidad de trabajo de grado, por lo que a continuación hacemos mención de algunos de ellos.

En 2009, Aponte M. y Weffe W. realizaron un proyecto de “Diseño del Sistema de aguas Servidas en el Sur-Oeste de Vidoño y Putucual, entre las Progresivas 0+000 y 1+500 de los municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui”, concluyendo que el incremento de las poblaciones, el desarrollo de zonas urbanas y el mejoramiento del nivel de vida las mismas, implica la dotación de servicios, acordes con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea de forma planificada o espontanea.²

En 2008, Sánchez C. y Fermín M. realizaron un proyecto de “Estudio preliminar para el sistema de aguas servidas en la zona de Vidoño y Putucual, en los

municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui”, concluyeron que la problemática que presenta las poblaciones de Vidoño y Putucual, ubicadas en el estado Anzoátegui, se debe al acelerado crecimiento de la población sin previa planificación, lo que ha generado la carencia de los servicios públicos que garanticen la calidad de vida de la población, ya que la mayoría del área en estudio descargan las aguas servidas en pozos sépticos contruidos sin ningún control.³

En 2.007, Rondón M. realizó un proyecto de “Diseño del Sistema de Recolección y Tratamiento de Aguas Servidas, para las poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el municipio Cedeño estado Bolívar”, concluyó que el incremento poblacional incrementa de manera importante en la cantidad de aguas residuales, en la actualidad los habitantes de las poblaciones depositan las aguas servidas en tanques sépticos contruidos de forma artesanal y sin mantenimiento adecuado ofreciendo estos tanques riesgos de contaminación a los acuíferos por el efecto de percolación y generación de lixidos. Cabe destacar que el agua potable que se utiliza en el consumo humano es tomada de pozos subterráneos representando un peligro por su terrible contaminación. Para eliminar el riesgo que representa en la salud de los habitantes de estas poblaciones la utilización de pozos sépticos para el almacenamiento de las aguas servidas; es por eso que en el proyecto se planteo el diseño del sistema de recolección y tratamiento de aguas servidas.⁴

2.2 Periodos de diseño

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente en un 100 %, ya sea por capacidad hidráulica y por la resistencia física de las instalaciones. Debe ser seleccionado cuidadosamente, ya que una selección inadecuada, podría limitar el desarrollo de nuevas áreas o nuevas zonificaciones o incrementar los costos por

reparación de colectores. Para la adecuada selección del período de diseño en cada uno de los componentes se deben tener en cuenta los aspectos prácticos, económicos y operativos del sistema. De acuerdo a esto se pueden mencionar los siguientes factores.⁵

- a) Vida útil de las estructuras y equipo componente, tomando en cuenta la antigüedad, el desgaste y el daño.
- b) Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones en las obras existentes o proyectadas.
- c) Relación anticipada del crecimiento de la población, incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad, industrial y comercial
- d) Tasa de interés vigente
- e) Comportamiento de las obras durante los primeros años, cuando no están sujetas a su capacidad completa⁵.

A continuación se dan algunas guías de periodos de diseño utilizados en estructuras hidráulicas:

- a) Presas grandes y conducciones: 25 a 50 años.
- b) Pozos, sistemas de distribución, plantas de purificación de agua y plantas de tratamiento de aguas residuales:
 - Crecimiento bajo: 20 a 25 años.
 - Crecimiento alto: 10 a 15 años.
- c) Tuberías con diámetros mayores de 12 pulgadas: 20 a 25 años.
- d) Alcantarillados: 40 a 45 años.

2.2.1 Periodos de diseño recomendados

- Colectores principales y emisarios: 40 a 50 años.
- Colectores secundarios: mínimo 25 años.
- Plantas de tratamiento: se debe desarrollar por etapas, cada una para 10 a 25 años.
- Estaciones de bombeo: 10 a 15 años⁶.

2.3 Métodos de estimación de la población futura

Existen varios métodos para realizar estimaciones de población, pero la metodología más adecuada requiere de diversos criterios y conocimientos del lugar, tales como: densidad de saturación, tendencias económicas, polos de desarrollo, etc.; es decir, todo lo que se considere de gran peso a la hora de estimar la población de diseño.

2.3.1 Método de Comparación Gráfica

Consiste en comparar gráficamente la población en estudio con otras tres poblaciones del país con determinadas características. Este método supone que la población estudiada tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio del crecimiento de las otras tres, después de que se haya sobrepasado el límite de la población base. Se trabaja entonces con poblaciones de las siguientes características:

Población A: ciudad estudiada.

Población B: ciudad de la misma región, similar en desarrollo, clima y tamaño.

Población C: ciudad de la misma región, similar en desarrollo y clima pero de un número relativamente mayor de habitantes que la población A.

Población D: ciudad de otra región del país pero de mayor población que la población A.

No se debe tomar en cuenta ciudades que, por sus características especiales, no sean representativas del crecimiento de la región en donde se encuentra la población A.

2.3.2. Método de Crecimiento Lineal

Consiste básicamente, en agregar la población actual del último censo un número fijo de habitantes para cada periodo en el futuro, obteniéndose una línea recta al hacer la representación gráfica; es decir, si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, el crecimiento es lineal. Este método es completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. Sin embargo, se aplica a pequeñas comunidades, en especial a comunidades rurales y a ciudades grandes con crecimiento muy estabilizado, que posean áreas de extensión futuras casi nulas.

La ecuación de la población viene dada por:

$$P_f = P_{uc} + K_a * (T_f - T_{uc})$$

(Ec.2.1)

y,

$$K_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (\text{Ec.2.2})$$

Donde:

Pf: población proyectada.

P_{uc}: población del último censo.

K_a: pendiente de la recta.

Tf: año de proyección.

T_{uc}: año de último censo.

P_{ci}: población censo inicial.

Podrá tomarse un valor de K_a promedio entre los censos o un K_a entre el primer censo y el último censo disponible.

2.3.3 Método de Crecimiento Geométrico

El crecimiento será geométrico si el aumento de la población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que le de interés compuesto, el cual se expresa:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec.2.3})$$

y,

$$r = \left[\left(\frac{P_{cu}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{T_{cu} - T_{ci}}} - 1 \right]$$

(Ec.2.4)

Donde:

r: tasa de crecimiento anual.

2.3.4 Método de crecimiento logarítmico

Este se presenta cuando el crecimiento de la población es de tipo exponencial. La población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

$$\ln P_f = \ln P_{ci} + K_g (T_f - T_{ci}) \quad (\text{Ec.2.5})$$

y,

$$K_g = \frac{\ln P_f - \ln P_{ci}}{T_f - T_{ci}} \quad (\text{Ec.2.6})$$

Donde:

K_g : tasa de crecimiento logarítmico (adimensional)

Pcp: Población correspondiente al censo posterior (hab)

Pca: Población correspondiente al censo anterior (hab)

Tcp: año correspondiente al censo posterior

Tci: año correspondiente al censo anterior

La aplicación de este método requiere de por lo menos tres censos de la población estudiada, ya que al evaluar un K_g promedio se requiere de un mínimo de dos valores de K_g ¹⁷.

$$P_f = e^{(\ln P_{ci} + \overline{K_g} \cdot (T_f - T_{ci}))}$$

(Ec.2.7)

2.4 Consumo de agua

El agua ocupa las tres cuartas partes del planeta desde hace 3.000 millones de años, de la cual solo un 1% aproximadamente es apto para el consumo humano, pasando antes por parámetros mínimos de potabilización antes de su consumo.

El consumo de agua es aquella usada por un grupo cualquiera radicado en un lugar y estará en proporción directa al número de habitantes en razón al mayor o menor desarrollo de sus actividades comerciales o industriales.

2.4.1 Consumo Domestico

Está constituido por el consumo familiar de: agua de bebida, lavado de ropa, baño y aseo personal, cocina, limpieza, riego de jardín, lavado de carro y adecuado funcionamiento de las instalaciones sanitarias.

2.4.2 Consumo Comercial o Industrial

Puede ser un gasto significativo en casos donde las áreas a desarrollar tengan una vinculación industrial o comercial.

2.4.3 Consumo Público

Se refiere al agua destinada a riego de zonas verdes, parques y jardines públicos, así como la limpieza de calles

2.4.4 Consumo por Perdida en la Red

Ocurre por juntas en mal estado, válvulas y conexiones defectuosas y puede representar de un 10% a un 15% del consumo total.

2.4.5 Consumo por Incendio

Un sistema de abastecimiento de agua representa el más valioso medio para combatir incendios

- 10 lts/seg: zona residencial unifamiliar de viviendas aisladas
- 16 lts/seg: zona residencial, comercial o mixta con 120 por 100 de área de construcción unifamiliares continuas.
- 32 lts/seg: zona industrial, de comercio, vivienda con áreas de construcción mayores de 120 por 100 y áreas de reunión pública como iglesias, cines, teatros, entre otros.

2.5 Consumo de agua para sistemas de abastecimiento

Tabla 2.1 Consumo mínimo permisible (dotación)

Población (habitantes)	Servicio con medidores (lts/persona /día)	Servicio con medidores (lts/persona /día)
Hasta 20.000	200	200
De 20.000 a 50.000	250	500
Mayor de 50.000	300	600

Fuente⁶

Esta tabla se usa cuando no se tengan datos confiables de consumo del sector en estudio, tal y como lo establece la norma

Para acueductos rurales se estimara una dotación entre 150 a 200 lts/hab/día conforme a las condiciones socioeconómicas de la localidad, por lo que el consumo máximo horario podrá ser asumido de 200 a 500% del consumo medio.

2.5.1 Consumo Medio

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registro.

Se puede obtener de la siguiente manera:

- Como sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
- Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.
- Como el resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño.

$$Q_m = \frac{\text{Dot} \cdot \text{Pob}}{86400} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde

Qm: consumo medio diario

Dot: dotación lts/hab/día

Pob: población en números de habitantes

86400: segundos equivalentes

2.6 Aguas servidas

Son aquellas que generalmente se emplean para definir las aguas que han sido usadas para fines domésticos como lavado de ropa, fregadero, higiene personal, entre otros. Sin embargo todas estas aguas al ser recolectadas en las viviendas o edificaciones y conducidas al interior de las mismas reciben la denominación de aguas negras una vez que estas han sido contaminadas con excretas.

2.6.1 Características de las Aguas Negras

Las características de los desechos que constituyen las aguas negras transforman totalmente la calidad del agua del abastecimiento público, haciéndola nociva y perjudicial. Pero bajo el punto de vista hidráulico altera en muy poco su condición original de fluido líquido. Por estas circunstancias, se considera que las aguas negras tienen las mismas características hidráulicas que las del agua, y que las leyes que gobiernan la hidráulica son también aplicables a las aguas negras.

Las características de las aguas negras y residuales, pueden influir en el material de conducción y en el diseño de ciertas estructuras y estaciones de bombeo, por lo cual algunas consideraciones al respecto se creen pertinentes.⁷

2.6.1.1 Sólidos Totales

Las aguas negras de uso doméstico consisten principalmente en aguas de lavado de ropa, fregado, aseo personal y uso sanitario, las cuales suelen contener entre 600 y

800 mg/lt de materias sólidas tales como excrementos, jabones, gasas, restos alimenticios, papeles y trapos.

Se considera además que aproximadamente el 50% de estos sólidos están en solución y el otro 50% están en suspensión. También se debe tener en cuenta el hecho de que la conducción de los sólidos y su acumulación en las tuberías origina condiciones no aconsejables, en el punto de vista técnico y sanitario, lo que produce la creación de un buen diseño con la finalidad de que se haga en lo posible el arrastre de todo el material sólido.

Este aspecto es muy importante, porque dependerá de la potencialidad, el desempeño y la durabilidad de las tuberías, siendo la velocidad del fluido responsable del arrastre.

En diversos trabajos de investigación realizados por la Agencia de Protección del Ambiente (APA), se reporta: que para velocidades reales de 2 pie/s (0.60m/s), el arrastre del sólido es eficiente; para velocidades de flujo del orden de 1.4 pie/s a 2 pie/s (0.43 a 0.60 m/s) se acumula en el fondo materia orgánica; para velocidades comprendidas entre 0.30m/s y 0.43m/s se acumula, además de materias orgánicas, sólidos orgánicos que se mueven lentamente en el fondo y generan producción de sulfuro de hidrogeno y que para velocidades menores a 1pie/s (0.30m/s) se acumula mucha materia tanto orgánica como inorgánica creando verdaderos problemas de producción de sulfuro⁷.

Tabla 2.2. Análisis Físico-químico típico de líquidos cloacales de tipo domestico

Parámetros determinados en el laboratorio	Concentración
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ días, 20° C)	101,00
Demanda química de oxígeno (DQO)	123,000
Nitrógeno total (kjeldahl)	18,10
Fosforo total (P)	0,77
Alcalinidad total como (CaCO ₃)	188,00
Grasa y aceites	3,40
Detergentes	5,56
Sólidos totales	356,00
Sólidos totales fijos	96,00
Sólidos totales volátiles	260,00
Sólidos disueltos totales	208,00
Sólidos disueltos fijos	90,00
Sólidos disueltos volátiles	118,00
Sólidos suspendidos totales	92,00
Sólidos suspendidos fijos	1,00
Sólidos suspendidos volátiles	91,00
Sólidos suspendidos sedimentables (ml, lts)	0,20

Fuente⁷

2.6.1.2 Sulfuro de Hidrógeno

La producción de sulfuro de hidrógeno es un factor negativo en las redes cloacales por su poder corrosivo y su desagradable olor. Por ello, una consideración importante para el diseño consiste en la prevención de su formación en las tuberías⁵. Un aspecto importante que determina la producción de sulfuro de hidrogeno es el

tiempo de retención del líquido cloacal, además de su concentración, temperatura y el diámetro de las tuberías.

La formación de sulfuro de hidrógeno mayormente se produce en conductores largos, debido a la retención existente en las tuberías y a su poca ventilación, trayendo consigo grandes problemas corrosivos y olores fuertes, además de un incremento de la demanda de cloro lo que origina mayor dificultad en su tratamiento.

El sulfuro de hidrógeno se encuentra disuelto en el agua, haciendo su mayor concentración a bajos valores de pH, pudiendo crear ambientes y problemas letales, si su disposición final es inadecuada. Por ello, es necesario tener presente este aspecto al momento de diseñar conductos largos, previniendo tal posibilidad mediante velocidades adecuadas y controlando la creación de posibles altas turbulencias, haciendo fluir a presión o a capacidad plena⁷

2.6.2 Evaluación de las Aguas Servidas

El sistema de arrastre por agua del alcantarillado es un procedimiento sencillo y económico de remover de las habitaciones y de la industria, los residuos desagradables a la vista, putrescibles y peligrosos. Sin embargo concentra los peligros y molestias potenciales del sistema colector.

Las aguas que contienen excretas o han sido contaminadas se les llama Aguas Negras.

2.6.3 Gastos de proyectos para el sistema de recolección de aguas servidas.

En un sistema de recolección de aguas servidas, los gastos generados son, en su mayoría, provenientes de las aguas de desecho del sistema de acueducto. Las Normas, en su Artículo 3°, Numerales del 7 al 12, establecen los siguientes aportes⁸:

- Caudal de Aguas negras domiciliarias ($Q_{A.S}$)
- Caudal proveniente de las Industrias (Q_{ind})
- Caudal proveniente del Comercio (Q_{com})
- Caudal proveniente de las Instituciones Educativas (Q_{inst})
- Caudal proveniente de las Infiltraciones (Q_{inf})

$$Q_{diseño} = C(Q_{A.S} + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{inst} + Q_{inf}) \quad (\text{Ec.2.9})$$

2.6.3.1 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas Domiciliarias

El valor máximo (promedio diario anual) de las aguas servidas domiciliarias, se obtiene aplicando la fórmula siguiente⁸:

$$Q_{max AS} = Q_{med AP} \cdot K \cdot R \quad (\text{Ec.2.10})$$

Donde:

$Q_{max AS}$: caudal máximo de aguas servidas (lts/seg).

$Q_{med AP}$: caudal medio de aguas potables (lts/seg)

R: coeficiente de gasto de riesgo, igual a 0,80.

K: coeficiente que es función de la población contribuyente al tramo en estudio.

El valor de este coeficiente puede obtenerse por la fórmula de HARMON:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} \quad (\text{Ec.2.11})$$

Donde:

P: población expresada en miles de habitantes

Tabla 2.3 Coeficiente K en función de la Población

Descripción	K
Hasta 20.000 habitantes	3,00
De 20.001 a 75.000 habitantes	2,25
De 75.001 a 200.000 habitantes	2,00
De 200.001 a 500.000 habitantes	1,60
Mayor de 500.000 habitantes	1,50

Fuente⁶

2.6.3.2 Cálculo del Gasto de Aguas Residuales Industriales

Este gasto depende del tipo de industria a considerar, por lo que resulta un poco difícil su determinación si no se tiene una información detallada al respecto. En caso de no ser posible obtener la información indicada en las normas^{II}, se podrá aplicar un coeficiente máximo de agua residual industrial, comprendido entre los siguientes valores: 0,50 l/s-Ha bruta y 3,0 l/s-Ha bruta o una densidad equivalente de 100 hab/Ha bruta y 300 hab/Ha con la dotación adoptada por habitante. Para obtener el gasto máximo, se debe multiplicar el gasto medio de aguas servidas industriales por el factor K correspondiente, después de transformar este gasto en población

equivalente. Esta población se suma a la contribución del tramo donde se incorpora la zona industrial⁸.

2.6.3.3 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas por contribución Comercial.

El artículo 3.10 de la gaceta Oficial de la República de Venezuela Número 5.318, Extraordinario menciona “La contribución comercial de las aguas servidas se estimará en l/s/ha bruta, basado en el estudio de las ofertas comerciales ya desarrolladas en otras localidades y en las dotaciones de agua que se asignan al respecto en las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social. Para obtener el gasto máximo Se deberá aplicar en este último caso, el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado”.

Para obtener el gasto máximo se debe multiplicar el gasto medio de las aguas servidas por el factor K correspondiente, después de transformar este gasto en población equivalente. Esta población equivalente se le suma a la contribuyente del tramo donde se incorpora la zona correspondiente.

$$Q_{com} = Q_{medcom} \times K \times R \quad (\text{Ec.2.12})$$

Donde:

Q_{medcom} : dotación proveniente del área existente en la zona comercial.

Tabla 2.4. Coeficientes de Diseño para la Determinación del Consumo Medio de Agua.

Uso Específico	Coeficiente de Diseño (L/s – ha bruta)
Industrial	0,60 – 1,00
Comercio Local	0,15
Asistencial	0,70
Educacional	0,73
Deportivo Interior	0,18
Deportivo Exterior	0,02
Administrativo	0,40
Balnearios	0,25
Playas	0,18
Parques	0,03
Jardines	0,23
Cementerios	0,10
Zonas ferroviarias	0,10
Cuarteles	1,50
Puertos	0,58

Fuente^[11]

2.6.3.4 Cálculo del gasto de las Aguas Servidas por contribución Institucional

El artículo 3.11 de la Gaceta dice “Hospitales, cárceles, cuarteles, escuelas y otros). Esta agua servidas, son generalmente de naturaleza doméstica, su estimación se realizará en base a las dotaciones de agua que se fijan al respecto en las Normas Sanitarias del Ministerio de sanidad y Asistencia Social, aplicándose el gasto de diseño ya indicado”

(Ec.2.13)

$$Q_{inst} = Q_{medinst} \times K \times R$$

Donde:

$Q_{medinst}$: dotación proveniente del área institucional existente en la zona.

2.6.3.5 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas de Infiltración

El termino infiltración se refiere a las aguas que entran al sistema, provenientes del subsuelo, a través de las conexiones, juntas y grietas de las tuberías y bocas de visita. El gasto mínimo a considerar será de 20.000 l/d/km, el cual incluye la longitud total de los colectores del sistema y la longitud total de cada uno de los empotramientos. El gasto de infiltración varía de acuerdo a una serie de factores, que se deben tomar en cuenta para la determinación de este gasto, ellos son⁸:

- Características físicas de la zona
- Tipo de suelo
- Altura de la mesa freática
- Tipo y condiciones de las juntas y colectores

La presencia de un nivel freático alto, incrementa el gasto de infiltración en el sistema, lo mismo ocurre cuando el suelo es permeable o cuando las juntas de las tuberías son de mortero. Los valores que a continuación se presentan, recomendados por Fair, Geyer y Okun proporcionan una idea del valor que debe seleccionarse de acuerdo a la información disponible:

1. 465 a 4650 m³ por día por Km²
2. 11700 a 234000 litros por día por Km, incluyendo conexiones domiciliarias.

3. 467 a 4670 por Km por cm de diámetro mas 378.5 litros por día por boca de visita.

Los valores bajo en 1,2 y 3 se fijan para cloacas tendidas encima del nivel freático, los valores altos se fijan para cloacas tendidas bajo el nivel freático y para tuberías de arcilla o de concreto con juntas de mortero.

$$Q_{inf} = \frac{20.000 \frac{L}{día} / km \times (\text{long. total de los colect} + \text{long. total de empost}(km))}{86.400 \text{ s/día}}$$

(Ec.2.14)

Donde:

Q_{inf} : caudal de infiltración (L/s)

Longitud total de los colectores: sumatoria de longitud total de los colectores más la longitud total de empotramiento (km).

2.7 Caudal unitario

Para obtener el gasto unitario del cálculo de las aguas servidas se deben sumar los diferentes aportes indicados anteriormente, y el resultado de la suma deberá multiplicarse por un coeficiente C, el cual varía entre 1 y 2 (Artículo 3.13). El valor de C dependerá de varios factores tales como⁸:

- Calidad de la construcción
- Área del desarrollo
- Tipo de junta
- Nivel freático

El valor de C será menor a medida que haya mayor control durante la construcción del sistema, así como también a medida que el área de desarrollo sea mayor.

Simbólicamente se expresa así:

$$Q_{\text{unit}} = \frac{C \times Q_{\text{diseño}}}{A_t} \quad (\text{Ec.2.15})$$

Donde:

Q_{unit} : caudal unitario de aguas servidas (lts/seg-ha)

$Q_{\text{diseño}}$: caudal de diseño

C: coeficiente de seguridad del sistema.

A_t : area total a servir (Ha)

2.8 Gasto de diseño por tramo (q_r)

Mediante la ecuación de continuidad $Q = V \times A$ conocidas las velocidades de flujo y el área mojada para cualquier tirante se puede encontrar el gasto o caudal correspondiente y su relación a sección plena. Esto permite múltiples usos y determinaciones gráficas. Así llamando Q_r la capacidad de diseño de un colector cualquiera, se tiene que el resultado será el producto de la multiplicación de caudal unitario por el área del tramo.

$$Q_r = Q_{\text{unitario}} \times A_{\text{tramo}} \quad (\text{Ec.2.16})$$

Donde:

Q_r : caudal real.

2.9 Sistema de recolección de aguas negras

La recolección de las aguas servidas se realiza mediante la creación de manera interna de una estructura basada en un conjunto de elementos destinados a la captación y la conducción de las mismas a un sitio final para su tratamiento y disposición, evitando posibles contaminaciones ambientales y proliferación de enfermedades, así de este modo, mejorar las condiciones para un buen desarrollo y desempeño de la población en general.

Los sistemas de recolección de aguas servidas se dividen en único, mixtos y separados. Los sistemas únicos recogen las aguas residuales y de lluvia, los mixtos las aguas servidas y parte de las de lluvia en un mismo caudal y los separados la recolección de aguas de lluvia es independiente de las aguas residuales.

La norma⁷ establece que el tipo de sistema de recolección a utilizarse en Venezuela es el Sistema separado, y solamente en aquellos casos debidamente justificados se podrá autorizar otro sistema por vía de excepción.

2.9.1 Sistema Separado

Este sistema contempla una red cloacal para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que, conjuntamente con las estructuras especiales de recolección, conducirán exclusivamente aguas de lluvia, constituyendo así el alcantarillado de aguas pluviales.

Este sistema supone que las edificaciones recogen separadamente sus aguas, descargando a la calle las aguas de lluvia, donde serán recogidas en sumideros y

enviados por la red de colectores pluviales hasta un cauce natural y por otra parte conduciendo las aguas negras o servidas hasta la tanquilla de empotramiento de la edificación para incorporarlas al sistema cloacal⁷.

El uso de un sistema separado es aconsejable en los siguientes casos:

- Cuando las aguas servidas tengan que concentrarse en un solo punto de salida, como una instalación de tratamiento de dichas aguas, y se disponga de otros modos de evacuación de las aguas de lluvia.
- Cuando se tenga que elevar por medio de instalaciones de bombas las aguas servidas.
- Cuando la red cloacal tenga que colocarse a una profundidad sustancialmente mayor que la profundidad necesaria para la evacuación de las aguas de lluvia.
- Cuando las áreas que hay que drenar son reducidas y con pendientes suficiente, facilitándose el escurrimiento de aguas de lluvia por las superficies de las calles, hacia una corriente natural de drenaje.
- Cuando ya existe un sistema que puede utilizarse para evacuar las aguas servidas, pero que no tiene la capacidad suficiente para conducir al mismo tiempo las aguas de lluvia.

2.10 Componentes del sistema

Las redes de alcantarillado de aguas residuales se componen en obras de captación, obras de tratamiento, obras de descarga y obras de tratamiento^[11]. Las obras de captación se dividen en dos partes principales: los conductos de las alcantarillas y las diversas estructuras o elementos complementarios. Este grupo de

diversas estructuras o elementos se denomina como instalaciones complementarias de las alcantarillas, las cuales permiten el adecuado funcionamiento de la red, de modo tal que puedan inspeccionarse y mantenerse en buenas condiciones.

2.10.1 Obras de Captación

Un esquema de los componentes de las obras de captación de un sistema de recolección de aguas residuales se muestra en la figura 2.1⁸.

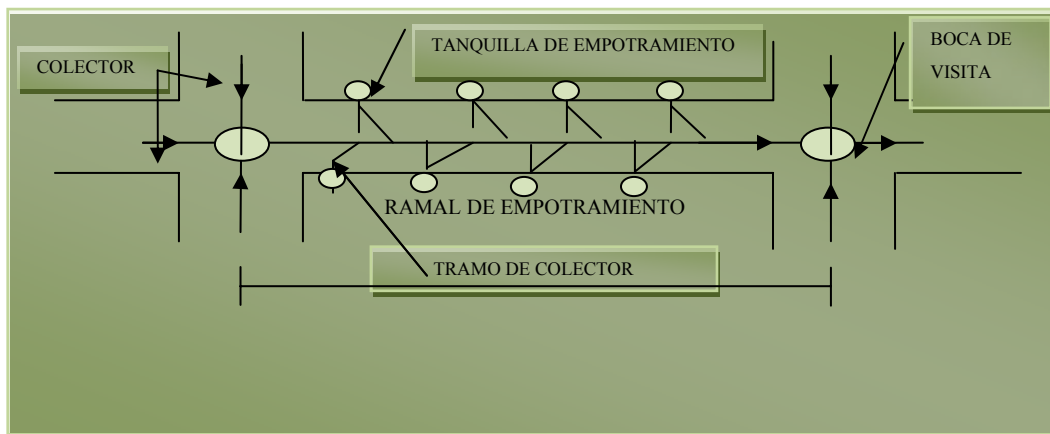


Figura 2.1 Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación en un sistema de aguas residuales.

2.10.1.1 Tanquilla de Empotramiento

Su función es la de conectar la descarga proveniente de la parcela con la tubería que va al colector. Debe ir ubicado debajo de la acera preferiblemente en el punto más bajo de la parcela. Se construye generalmente de concreto cuyo diámetro es de 250 mm (10")⁸.

2.10.1.2 Ramal de Empotramiento

Es la tubería que partiendo de la Tanquilla va al colector. Debe tener un diámetro mínimo de 150 mm (6") y una pendiente mínima de 1 % y longitud máxima de 30 m.

Según las características y condiciones del colector al cual se conecta el ramal de empotramiento, la conexión se hará según el caso:

- Conexión con codo y Ye cuando el colector es de diámetro menor o igual a 46 cm (18").
- Conexión con Te cuando el colector es de diámetro mayor a 46cm (18").
- Conexión con bajante cuando el colector este muy profundo⁸.

La tabla 2.3 muestra los diámetros mínimos de empotramiento y las dimensiones mínimas de las tanquillas de empotramientos

Tabla 2.5 Diámetros mínimos en las tuberías de empotramientos y dimensiones mínimas de las tanquillas de empotramientos según las dotaciones asignadas a las parcelas.

Dotación asignada a la parcela o lote en lt/día	Diámetro min. de la tub de empotramiento		Dimensiones min. de la tanquilla de empotramiento	
	mm	pulgada	mm	pulgadas
Hasta 15.000	150	6	250	10
De 15.001 – 45.000	200	8	300	12
De 45.001 – 100.000	250	10	380	15
De 100.001 – 200.000	300	2	457	18
De 200.001	380	15	610	24

Fuente ^[12]

2.10.1.3 Bocas de Visita.

Son estructuras de concreto que sirven de interconexión a las tuberías y permiten el acceso a los colectores, principalmente cuando se ejecutan labores de limpieza⁵. Según el artículo 3 numeral 36⁷ las bocas de visita deben tener las siguientes características¹⁰:

2.10.1.3.1 Ubicación.

Se proyectaran bocas de visita.

- a) En toda intersección de colectores del sistema.
- b) En el comienzo de todo colector.
- c) En los tramos rectos de los colectores hasta una distancia máxima entre ellos de 150m.
- d) En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material empleados en los colectores; y

- e) En los colectores alineados en curvas al comienzo y fin de la misma, y en la curva a una distancia no mayor de 30 m entre ellas cuando corresponda, de acuerdo con el artículo 3 numeral 30¹⁰.

2.10.1.3.2 Utilización

- **Boca de visita tipo Ia:** se utilizara para profundidades mayores de 1.15 m con respecto al lomo del colector menos enterrado, y hasta profundidades de 5 m con respecto a la rasante del colector más profundo.

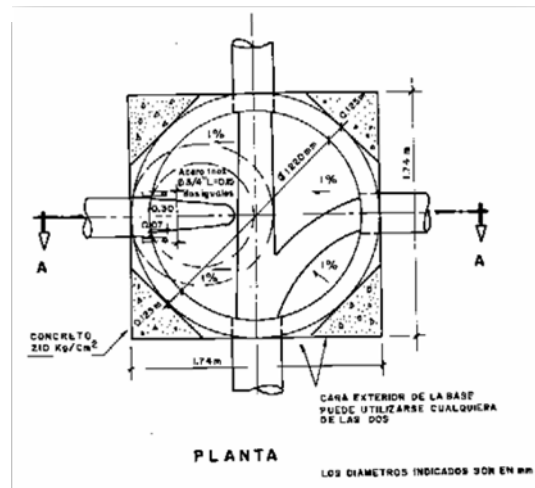


Figura 2.2. Planta Boca de Visita tipo Ia⁷

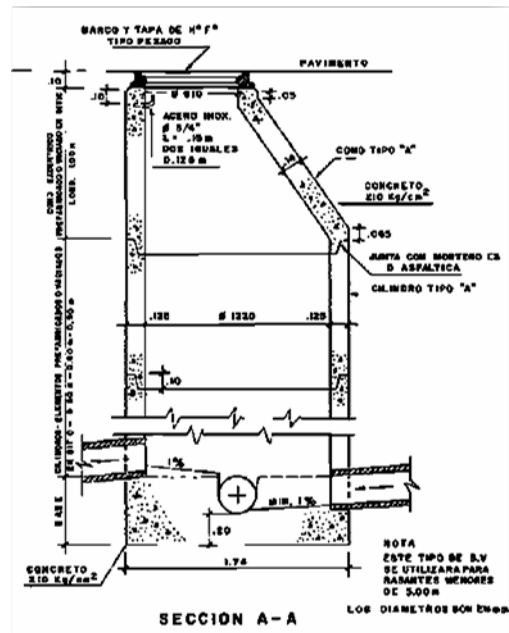


Figura 2.3. Planta Boca de Visita tipo Ia⁷

- **Boca de visita tipo Ib.**: se utilizara para profundidades mayores de 5 m con respecto a la rasante del colector más profundo.

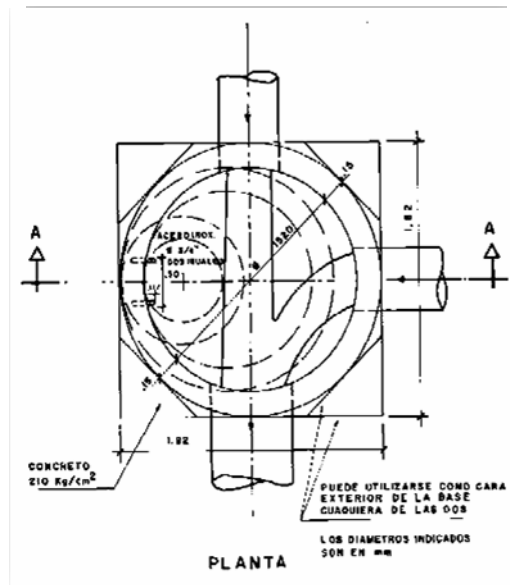


Figura 2.4. Boca de Visita tipo Ib

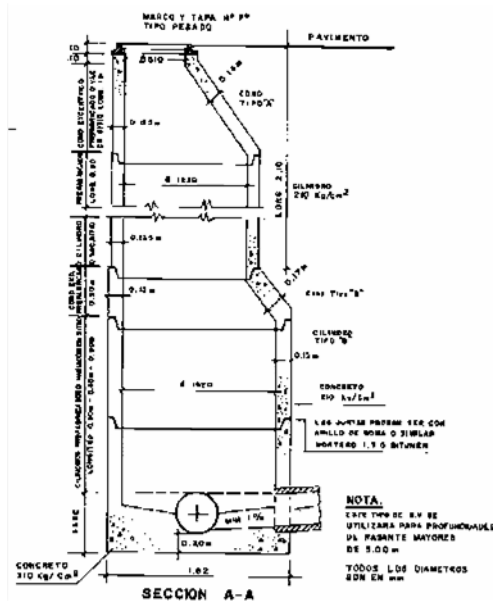


Figura 2.5. Boca de Visita tipo Ib

- **Boca de visita tipo II:** se utilizara en los casos en que el lomo de la tubería menos enterrada este en una profundidad igual o menor de 1.15 m y a distancia máxima de 50 m entre bocas de visita en colectores hasta 53 cm de diámetro.

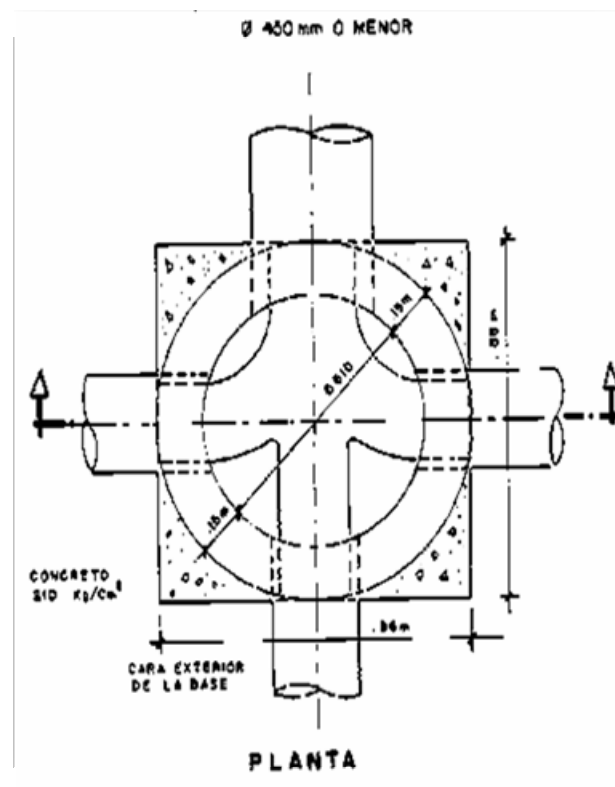


Figura 2.6 Boca de Visita tipoII

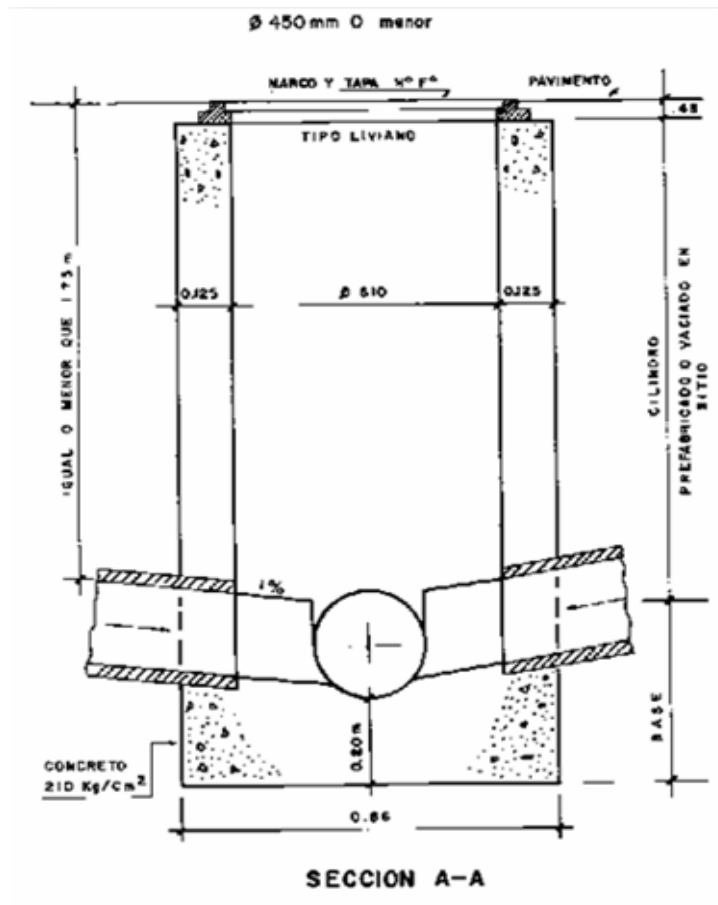


Figura 2.7. Boca de Visita tipoII

- **Boca de visita tipo III:** se utilizara para diámetros de colectores de 53 cm a 107 cm cuando no se pueda usar la boca de visita Ia.

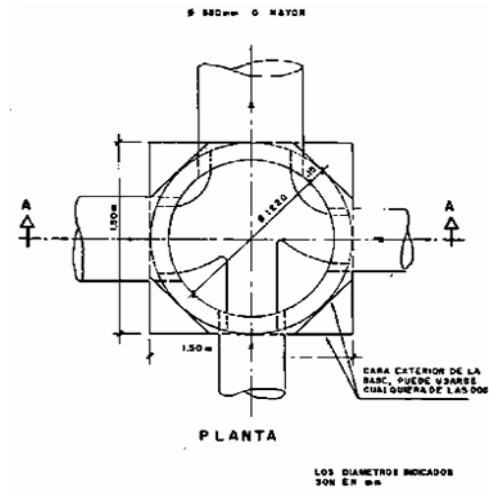


Figura 2.8. Boca de Visita tipo III⁷

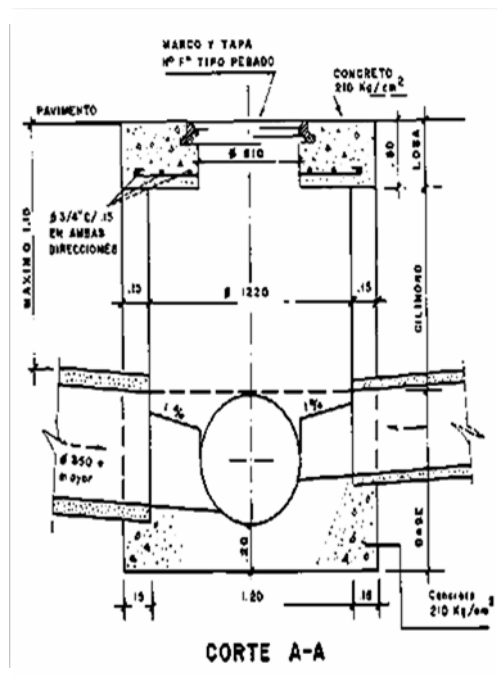


Figura 2.9. Boca de Visita tipo III⁷

- **Boca de visita tipo IVa:** se empleara para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm (48") y profundidades hasta 5 m.

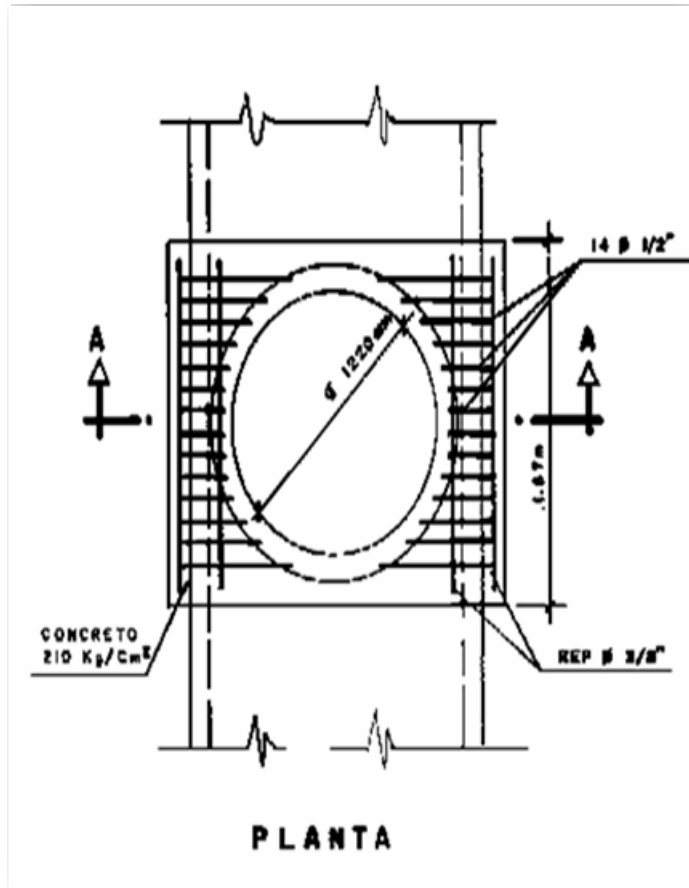


Figura 2.10. Boca de Visita tipo IVa

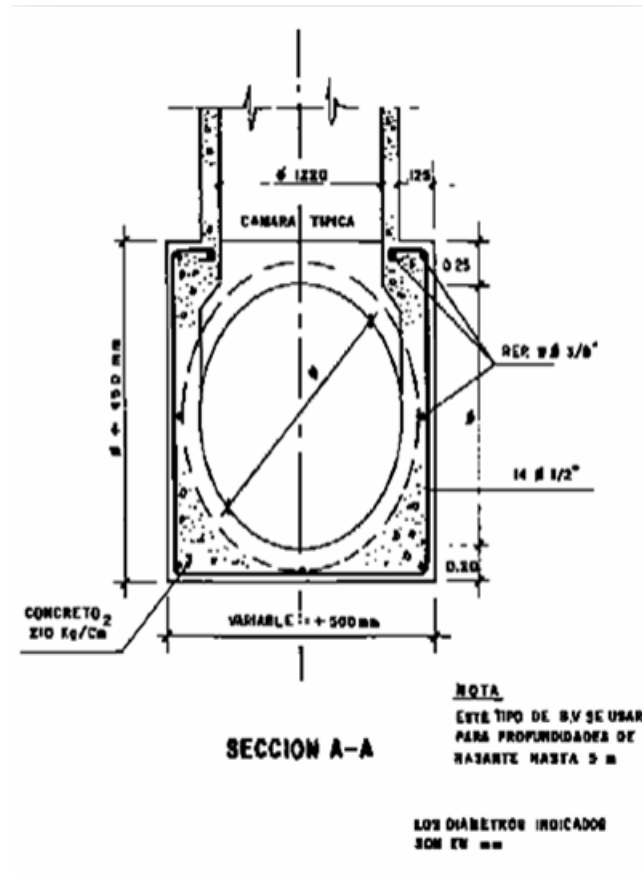


Figura 2.11 Boca de Visita tipo IVa

- **Boca de visita tipo IVb:** se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm (48") y profundidades mayores de 5 m.

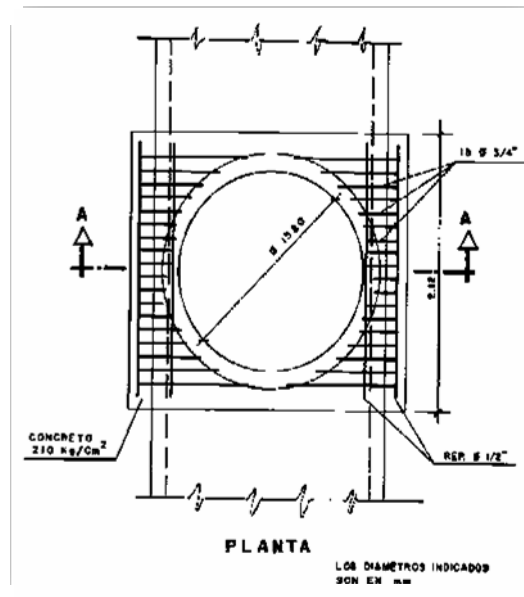


Figura 2.12. Boca de Visita tipo IVb⁷

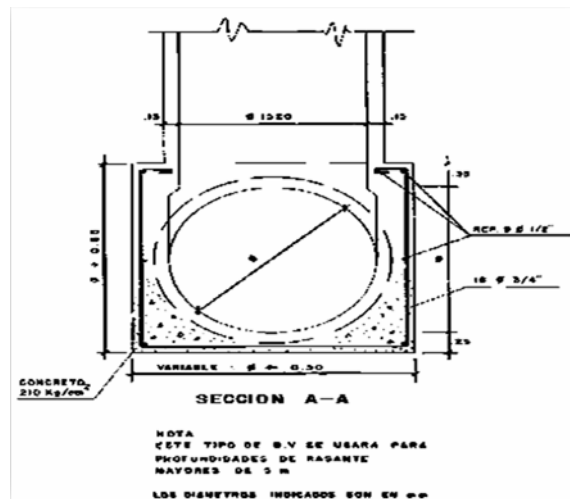


Figura 2.13. Boca de Visita tipo IVb⁷

Tabla 2.6 Bocas de Visita

Tipos	Profundidad de la rasante		Colector	
	Min (m)	Max (m)	Φ Min (m)	Φ Max (m)
II		1,15		0,45
III		1,15	0,53	
Ia	1,15	5,0		1,22
Ib	5,0			1,52
IVa	1,15	5,0	1,22	
IVb	5,0		1,52	

Fuente¹⁰**2.10.1.3.3 Base.**

No se proyectaran bocas de visita con base de fondo plano, sino con canales que conduzcan las aguas servidas excepto en el caso en que todos sus colectores comiencen en ella. Los canales estarán desprovistos de salientes, a fin de evitar el depósito de sólidos.¹⁰

2.10.1.3.4 Caída en bocas de visita.

Se utilizarán cuando en una boca de visita la diferencia de cotas, entre las rasantes del colector de llegada y la rasante del colector de descarga, es de 0.75m como mínimo, para un diámetro del colector de llegada de 20 cm¹⁰.

2.10.1.3.5 Tramo

Es la longitud de colector comprendida entre dos bocas de visita, está formado por un conjunto de tuberías conectadas entre sí a través de sus juntas⁸.

2.10.1.4 Colector

Es un conducto, generalmente de sección circular, que se encarga de recolectar las aguas residuales provenientes de los ramales de empotramiento y llevarlas a un sitio donde puedan ser servidas o tratadas.

Un tramo representa la longitud del colector conectado entre dos bocas de visita. Sus características dependen del caudal de diseño que pasará a través de ellos.

2.10.1.4.1 Red de Colectores

La red de colectores está formada por todo el conjunto de tramos; en los que se destaca el colector principal, el cual recibe los aportes de una serie de colectores secundarios que, de acuerdo a la topografía del lugar, sirven a diversos sectores. El colector principal toma la denominación de colector de descarga o emisario a partir de la última boca de visita del tramo que recibe aportes domiciliarios hasta el sitio de descarga⁷.

Los colectores secundarios son aquellos que reciben los aportes de aguas servidas de pequeñas áreas, pudiendo recolectar las aguas de varios tramos laterales y descarga en el colector principal.

El colector principal debe cumplir las siguientes recomendaciones:

2.10.1.4.2 Sección de los colectores

Los colectores serán en general de sección circular. Se podrían utilizar otro tipo de secciones, siempre que razones técnicas y económicas lo justifiquen. El diámetro mínimo para sistemas de recolección de aguas servidas será de 20 cm (8")¹⁰.

2.10.4.1.3 Ubicación de los Colectores.

Los colectores se proyectaran para ser construidos siguiendo el eje de las calles, a menos que hubiese razones especiales para ubicarlos a un lado o según labaritos convenidos.

Los colectores se proyectaran de manera que todos los ramales, incluyendo los empotramientos en el caso de aguas servidas, pasen por debajo de las tuberías de acueductos existentes o futuras, dejando como mínimo una luz libre de 0.20m entre los dos conductos. Cuando no se usa juntas de goma en la tubería de la red de aguas servidas, la separación vertical mínima entre la rasante del acueducto y el lomo de la cloaca, debe ser 0.30m mínimo. En caso de que no pueda mantenerse esta luz libre mínima, deberá recubrirse el colector con una envoltura de concreto 150 kg/cm² de

10cm de espesor, en una longitud de 2.50m a ambos lados del punto cruce de las tuberías. Cuando ambas tuberías cortan paralelas y no puede mantenerse esa luz mínima de 0.20m o 0.30m según el caso, se deberá envolver el colector con concreto de 150 kg/cm^2 de 10cm de espesor, en una longitud igual a la del paralelismo, más un exceso de 1.50 m, en ambos extremos.

La distancia mínima horizontal entre los colectores y las tuberías de acueducto existentes o futuras, será de 2m entre las paredes próximas. Cuando por circunstancias debidamente justificadas, no pueda mantenerse esta separación horizontal mínima, deberá profundizarse el colector, en forma tal, que la luz libre vertical entre ambas tuberías, sea igual a 0.20 m mas la mitad de la diferencia entre 2m y la distancia propuesta. En ningún caso, la separación horizontal, podrá ser menor de 1m.

En el caso de colectores marginales a ríos, quebradas y drenes, debe preverse para su ubicación, una franja a todo lo largo, de ancho proporcional a la importancia del curso de agua permanente o intermitente, lo cual será determinado en los planos de urbanismo por el ministerio de desarrollo urbano (MINDUR) conjuntamente con el ministerio del ambiente y los recursos naturales renovables (MARNR) y de acuerdo con las leyes y normas vigentes sobre la materia.

En ningún caso, el ancho de la franja será menor de 6m medidos desde el borde superior del cauce¹⁰.

2.10.1.4.4 Material de las tuberías

Una vez finalizado el diseño en planta del sistema de colectores, antes de proceder al cálculo hidráulico, es necesario seleccionar el material de tubería más conveniente entre las que se encuentran disponibles en el mercado y principalmente de acuerdo a las características del líquido a transportar y a las características del suelo en el cual van a ser entradas las tuberías¹⁰.

Entre las tuberías comúnmente usadas en sistema de alcantarillado se encuentran

Tabla 2.7 Coeficientes de Rugosidad

Material de la Tubería	“n”
a) Colectores cerrados prefabricados	0.012
P.V.C	0.012
P.E.A.D	0.012
Fiberglass	0.012
Hierro Fundido	0.012
Hierro Fundido Dúctil	0.012
Arcilla Vitrificada	0.012
Concreto ($\theta > 61$ cm (24”))	0.013
Concreto ($\theta < 53$ cm (21”))	0.015
b) Colectores cerrados vaciados en sitio	
Concreto	0.014
c) Canales	
Revestimiento de Asfalto	0.015
Revestimiento de Concreto	0.015

Fuente⁸

2.10.1.4.5 Capacidad de un Colector y Tirante de Agua

Es el volumen de aguas residuales que puede transportar un colector en cierto intervalo de tiempo a sección llena, manteniendo el flujo dentro del mismo por gravedad. La capacidad o caudal a sección plena de un colector se puede calcular utilizando la ecuación de continuidad⁸.

$$Q_c = V_c \times A_c \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

Q_c : capacidad del colector en m^3/s

V_c : velocidad a sección llena en m/s

A_c : área de la sección transversal del colector en m^2 . Esta, generalmente, es el área circular.

Un colector trabaja a sección plena cuando el tirante de agua, es decir, la profundidad del nivel del agua dentro de la sección, es igual al diámetro de éste.

$$H = D \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

H: tirante de agua en m.

D: diámetro de la sección del colector en m.

En muchos casos es necesario estimar la velocidad y el tirante de agua cuando el colector está parcialmente lleno. Estos pueden determinarse utilizando las relaciones hidráulicas entre los elementos a sección plena y a otras profundidades dentro del conducto circular

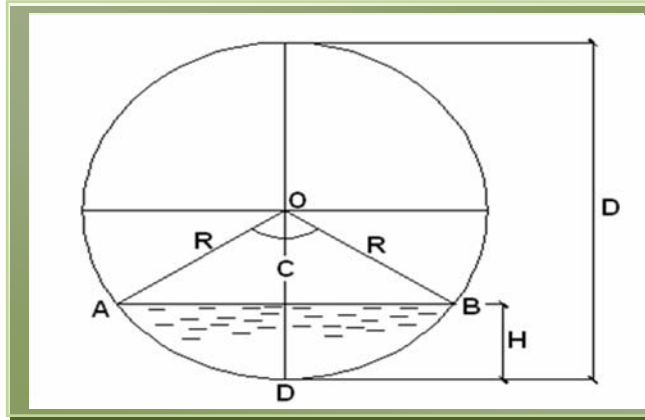


Figura 2.14 Altura de Agua (H) en conducto circular. Relaciones Circulares. Fuente Referencial

2.10.1.4.6 Pendiente Mínima y Máxima de los colectores

- **Pendiente mínima:** la pendiente mínima de un colector estará determinada por la velocidad mínima admisible a sección llena, la cual en sistema de alcantarillado de aguas servidas será de 0.60 m/s^{10} .
- **Pendiente máxima:** la pendiente máxima será correspondiente a las velocidades máximas admisibles a sección llena, según el material empleado en los mismos¹⁰.

2.10.1.4.7 Velocidad

La velocidad del agua residual dentro de un colector se puede determinar a través de la ecuación proveniente de la formula de Chezy-Manning por medio de la siguiente expresión¹⁰.

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

V: velocidad media en m/s

n: coeficiente de rugosidad

R: radio hidráulico

S: pendiente unitaria determinada por la rasante del colector en m/m.

$$R = \frac{A'}{P} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

A': área mojada de la sección del colector en m²

P: perímetro mojado de la sección del colector en m

La velocidad a sección llena (Vc) se determina por la ecuación siendo el radio hidráulico, para conductos circulares a sección llena, el calculado a través de la siguiente ecuación:

$$R_c = \frac{D}{4} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde:

Rc: radio hidráulico a sección plena

Tabla 2.8 Velocidades Límites

Material de la Tubería	Velocidad Límite (m/s)
a) Concreto	
Rcc 28 x 210 kg/cm ²	5,00
Rcc 28 x 280 kg/cm ²	6,00
Rcc 28 x 350 kg/cm ²	7,50
Rcc 28 x 420 kg/cm ²	9,50
b) Arcilla Vitrificada	6,00
c) Asbesto-Cemento	4,50
d) P.V.C.	4,50
e) Hierro Fundido, Acero	Sin Límite

Fuente¹⁰**2.10.1.4.8 Profundidad máxima y mínima de los colectores**

- **Profundidad Mínima:** el lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1.15 m., determinada por la ubicación de la tubería de acuerdo a la localidad¹⁰.

En casos muy especiales debidamente justificados, podrá admitirse una profundidad menor a la indicada, debiéndose tomar las precauciones necesarias, a fin de asegurar la integridad de los colectores, y evitar contaminación del acueducto.

- **Profundidad Máxima:** la profundidad máxima de los colectores en zanjas abiertas, no debe ser excesiva, especialmente en zonas de terrenos inestables o rocosos. En casos de profundidad excesiva de los colectores, se realizara

una comparación de costos con otras soluciones, a fin de seleccionar la más conveniente y económica. Debe tenerse en consideración al emplear tuberías prefabricadas, que para cada diámetro, material y tipo de apoyo, existe una profundidad máxima de la colocación de las mismas, determinadas por las cargas (muerta y viva) que deben soportar¹⁰

2.10.1.4.9 Cotas de los Colectores en las Bocas de Visita.

Los colectores dentro de las bocas de visitas deben ser enrasados por los lomos en el centro de las mismas para garantizar la estabilidad del flujo¹⁰.

La estabilidad del flujo se puede lograr si se determina el valor de la transición o escalón dentro de la boca de visita por medio de la presente ecuación:

$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + Kc * \frac{Vm^2}{2g} \quad (22)$$

Donde:

hr: diferencia de elevaciones entre rasante o escalón en m.

H₂: tirante de agua del tramo de salida a la boca de visita en m.

H₁: tirante de agua del tramo de entrada a la boca de visita en m.

K: factor que depende del tipo de régimen hidráulico (adim).

K= 0.1 si el régimen es acelerado

K= 0.2 si el régimen es retardado.

V₂: velocidad real del tramo de salida a la boca de visita en m/s.

V₁: velocidad real del tramo de entrada a la boca de visita en m/s.

g: aceleración de la gravedad en m/s².

Kc: coeficiente de curvatura (adim). Se aplica si se produce cambio de dirección entre un tramo de colector y otro.

V_m = mayor de las velocidades en la transacción en m/s.

$$K_c = 0.25 \sqrt{\frac{\alpha}{90^\circ}} \quad .2.23)$$

Donde:

α : ángulo de deflexión entre tramos de colectores en grados ($^\circ$).

2.10.1.4.10 Velocidad máxima, mínima y media de los colectores.

- **Velocidad máxima:** a sección llena la velocidad máxima de colectores de alcantarillados depende directamente de materiales a emplear en los mismos, por lo cual las velocidades máximas admisibles están implantadas en el artículo 3.24 de la gaceta¹⁰ representada en la tabla 2.2.
- **Velocidad mínima:** a sección llena la velocidad mínima en colectores de alcantarillado de agua servidas, serán de 0.60 m/s. en casos especiales cuando no se disponga de la pendiente mínima demandada por el diámetro, les permitirá un diámetro menor siempre y cuando se obtenga la mayor velocidad real en el caso considerado. Artículo 3.23 de la gaceta¹⁰.
- **Velocidad media:** la velocidad media es calculada mediante la ecuación de CHEZY:

$$V = C \times \sqrt{r \times s} \quad .2.24)$$

Donde:

V: velocidad media en m/s.

C: coeficiente de velocidad.

r: radio hidráulico en m.

s: pendiente hidráulica.

Siendo determinado el coeficiente de velocidad siguiendo la ecuación de Manning

$$C = \frac{1}{n} \times R^{1/6} \quad (\text{Ec.2.25})$$

Donde:

n: coeficiente de rugosidad.

R: radio hidráulico en metros.

2.1.4.10.11 Ancho de Zanja

El ancho de la zanja donde se colocaran los colectores depende del diámetro de los mismos y si la zanja será con o sin entibado. Para colectores de 8" de diámetro el ancho de la zanja debe ser de 60 cm sin entibado y de 100 cm con entibado; para colectores de 10" de diámetro, el ancho de la zanja con entibado y sin entibado, debe ser de 70 y 100 cm respectivamente⁹.

Tabla 2.9 Ancho máximo de las zanjas

Diámetro nominal		Ancho de la zanja sin entibado (m)	Ancho de la zanja con entibado (m)
mm	Pulgadas		
200	8	0,60	1,00
250	10	0,70	1,00
300	12	0,80	1,00
380	15	0,90	1,20
450	18	1,00	1,20
500	21	1,10	1,30
600	24	1,20	1,40
700	27	1,30	1,50

Fuente ¹²**2.10.1.4.12 Tipos de Apoyos de Colectores.**

La capacidad de soportar carga de un conducto depende de su resistencia en el ensayo de los tres filos, de la distribución de carga, del tipo de apoyo y de relleno. De acuerdo a la Gaceta se pueden utilizar tres tipos de apoyo, los cuales se denominan A, B y C, la figura 2.5 muestra los tres tipos usados en las normas vigentes.

Se debe tener en cuenta que un tramo de colector, el apoyo debe ser el mismo a lo largo de este tramo. Para la selección del tipo de apoyo se debe colocar el que tenga mayor factor de carga para las dos profundidades del tramo, esto es para evitar que se produzcan esfuerzos cortantes en la tubería y posteriormente la ruptura de la misma.

- Apoyo tipo A: el tubo se apoya en un lecho de concreto armado o sin armar de un espesor mínimo de $\frac{1}{4}$ del diámetro exterior. El lecho tiene un ancho igual al diámetro del tubo más 20 cm. El relleno sobre el lecho hasta 30 cm, sobre la cresta del tubo debe compactarse cuidadosamente. El factor de carga para este tipo de apoyo tipo A es de 2.2 para concreto sin armar con relleno ligeramente compactado; 2.8 para el mismo concreto pero con relleno cuidadosamente compactado y 3.4 para concreto armado.
- Apoyo tipo B (apoyo conformado con relleno compactado): el fondo de la zanja se conforma para que presente una superficie cilíndrica de 5 cm mayor (como mínimo) que el diámetro exterior del tubo y un ancho suficiente para permitir que $\frac{6}{10}$ del diámetro exterior del tubo se apoyo en el relleno granular fino colocado en la excavación conformada. Se hará un relleno cuidadosamente compactado a los lados del tubo y hasta una altura no menor de 30 cm sobre la cresta del mismo. El relleno granular fino a utilizar será que pase por el cedazo N° 4, el factor de carga para este apoyo tipo B es 1.9.
- Apoyo tipo C: el tubo se apoya con cuidado en una fundación de tierra formada en el fondo de la zanja por medio de una excavación conformada, la cual ajustara el cuerpo del tubo con razonable precisión, en un ancho mínimo de 50 por 100 del diámetro exterior del tubo. Los laterales y el área sobre el tubo hasta una profundidad de 15 cm, sobre la cresta del mismo se rellena con material ligeramente compactado. El factor de la carga para el tipo de apoyo es 1.5^7 .

2.11 Áreas tributarias.

Área tributaria es aquella que genera el gasto de aguas negras que descargan en un tramo de colector. Consiste en hacer una repartición del gasto total del

parcelamiento en función de su área siendo la forma más práctica de determinar los caudales para el diseño de cada tramo y cada colector.

2.11.1 Delimitación de las Áreas Tributarias.

Para el trazado de cada área tributaria, se tomará en cuenta el trazado de los colectores y se dividirán proporcionalmente de acuerdo a las figuras geométricas que conforman las manzanas. Si la manzana fuere cuadrada al trazar dos poligonales se reparte el caudal a cada tramo, para figuras como rectángulos se le traza una paralela al lado mayor y por el punto medio del lado menor, al trazar luego las bisectrices de los ángulos se tendrán repartida el área a los cuatro lados de las manzanas. La unidad de medida es la hectárea (Ha) con una precisión de 0.01 Ha. Para obtener el área tributaria se puede medir con planímetro, determinarla mediante calculo analítico, o utilizando el programa Auto CAD

2.12 Levantamiento topografico

Los levantamientos topográficos realizados con teodolito tienen por objeto, establecer la situación de determinados detalles en la configuración del terreno y señalar o replantear los puntos o alineaciones de longitud y dirección dadas, que han de servir de base para el proyecto de ciertas obras¹³.

El trabajo de campo en los levantamientos con teodolito puede dividirse, en general, en dos grupos:

- El abastecimiento de una red de poligonales mediante un sistema de estaciones y alineamientos, llamada red de apoyo.
- La situación, con respecto a la red de apoyo, de todos los detalles del terreno que constituyen el levantamiento.

2.12.1 Levantamiento Topográfico para Proyectos de Alcantarillado

Las direcciones de los alineamientos determinados en un levantamiento topográfico, así como las cotas de las estaciones y puntos principales de los mismos, destinados a proyectos de cloacas y drenajes, son muy importantes para el diseño de estos sistemas, ya que el comportamiento hidráulico de sus redes depende fundamentalmente de la topografía del sitio⁸.

El levantamiento topográfico realizado para proyectos de alcantarillado debe cumplir con las tolerancias para poligonales y nivelaciones cerradas establecidas en el artículo 1 numeral 8⁷ en el que permiten los siguientes errores:.

2.12.1.1 Error angular admisible:

$$E_a = 1.50\sqrt{n}$$

(Ec.2.26)

Donde:

E_a : error angular admisible en grados sexagesimales (°)

n : números de ángulo de la poligonal¹².

1.12.1.2 Error lineal admisible

$$E_l = 0.05\sqrt{L}$$

(Ec.2.27)

Donde:

E_l : error lineal admisible en metros (m)

L: longitud total de todos los lados de la poligonal en metros (m)¹³

1.12.1.3 Error admisible en nivelación topográfica.

$$E_n = 12\sqrt{L}$$

(Ec.2.28)

Donde:

E_n : error admisible para la nivelación topográfica en metros (m)

L: longitud nivelada en kilómetros (km)¹³

2.12.2 Poligonales

Una poligonal es una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de mediciones en el campo donde A, B, C, D, E, F..... N (puntos de la poligonal ubicados en el terreno) son vértices de la misma y AB, BC, CD, DE, EF... MN son los lados o ejes.

El trazado de una poligonal es la operación de establecer las estaciones de la misma y hacer las mediciones necesarias, uno de los procedimientos fundamentales y

más utilizados en la práctica para determinar las posiciones relativas de puntos en el terreno.

Las cotas en una poligonal pueden determinarse, a través de una nivelación trigonométrica, con las lecturas de mira y ángulos verticales leídos en el teodolito para cada estación¹⁴.

$$G = (HS - HI) * k \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

G: generador en metros (m).

HS: lectura del hilo superior (m).

HI: lectura del hilo inferior (m).

k: constante de teodolito (adim).

$$Dh = G * \text{Sen}^2 V \quad (\text{Ec.2.30})$$

Donde:

Dh: distancia horizontal desde el teodolito hasta la mira en metros (m).

V: ángulo vertical en grados sexagesimales (°).

$$\Delta h = Dh * \cot V \quad (\text{Ec.2.31})$$

Donde:

Δh : variación de la altura en metros (m) entre la lectura superior hecha en la mira y el punto de la línea horizontal de Dh.

$$C_n = CPR + h_i + \Delta h - H_m$$

(Ec.2.32)

Donde:

Cn: cota del punto “n” en metros (m).

CPR: cota del punto de referencia o estación en metros (m).

hi: altura instrumental del teodolito en metros (m) en la estación.

Hm: lectura del hilo medio (m).

2.12.2.1 Poligonal Abierta

Está compuesta por una serie de líneas unidas, las cuales no regresan al punto de partida, ni cierran en un punto con igual o mayor orden de exactitud. Pueden empezar y terminar en alineaciones ya existentes, cuya dirección y situación son conocidas¹⁴.

Las poligonales abiertas se usan en los levantamientos para vías terrestres, en general, deben evitarse porque no ofrecen medio alguno de verificación por errores. Pero se pueden determinar exactamente los angulares valiéndose de observaciones astronómicas hechas de cuando en cuando, teniendo en cuenta la convergencia de meridianos si las distancias son considerables.

En las poligonales abiertas debe cumplirse la Ley de Propagación de los Azimut, que indica que el azimut de un lado de una poligonal se puede calcular a partir de un azimut conocido y de los ángulos medidos, aplicando dicha ley, aplicando la siguiente ecuación

$$\varphi_{AB} = \varphi_{AB} + \alpha - 180^\circ \quad (\text{Ec.2.33})$$

Donde:

φ_{AB} : Azimut conocido

α : Lectura del equipo topográfico

Luego se calculan los datos de la poligonal, aplicando las siguientes ecuaciones

$$\Delta N_{B1} = D_{A-B} * \cos \varphi_{B1} \quad (\text{Ec.2.34})$$

$$\Delta E_{B1} = D_{A-B} * \sin \varphi_{B1} \quad (\text{Ec.2.35})$$

La cota del punto en estudio se determina de la siguiente manera

$$\text{Cota}_{p1} = \text{Cota}_{\text{estacion}} \pm \text{Desnivel} \quad (\text{Ec.2.36})$$

2.12.2.2 Poligonal Cerrada

Es aquella que parte de un punto de coordenadas conocidas y regresa al mismo punto. Estas permiten la comprobación de ángulos y de las distancias no medidas, consideración que es de extrema importancia si se emplean extensamente en levantamientos de control, de propiedades y de configuración de construcción. Es una poligonal cerrada se puede apreciar lo siguiente:

- Las líneas regresan al punto de partida formando así un polígono (geométrica y analíticamente) cerrado.

- Terminan en otra estación que tiene una exactitud de posición igual o mayor que la del punto de partida¹⁴.

2.12.3 Nivelación

Es un método que se utiliza para definir las posiciones relativas o absolutas de los puntos sobre la superficie terrestre, proyectadas sobre el plano vertical y que sirve para determinar diferencias de elevación entre puntos de la tierra¹⁴.

La nivelación ha contribuido en forma muy importante al desarrollo de la civilización, las grandes obras de arquitectura, etc., tanto de la antigüedad como en la vida moderna, son una prueba palpable de ello.

Una vez obtenidas las cotas de los puntos de la nivelación, se procede a corregirlas siempre y cuando el error de cierre sea menor al admisible por la norma.

$$e = \sum \text{lectura atrás} - \sum \text{lectura adelante} \quad (Ec.2.37)$$

Donde:

e: error de cierre en metros (m).

En las nivelaciones cerradas, las cotas se corrigen por medio de la siguiente expresión:

$$c. n = \frac{e * Ln}{Lt} \quad (Ec.2.38)$$

Donde:

con: corrección del punto “n” en metros (m).

e: error de cierre en metros (m).

Ln: longitud desde el punto de partida de la nivelación hasta el punto “n” en metros (m)

Lt: longitud total del recorrido de la nivelación cerrada en metros (m).

$$C.Cn = C.n \pm c.n \quad (\text{Ec.2.39})$$

Donde:

C.C.n: cota corregida del punto “n” en metros (m).

C.n: cota del punto “n” en metros (m).

c.n: corrección del punto “n” en metros (m). Esta corrección se suma si el error de cierre (e) tiene signo negativo y se resta si el signo es positivo.

2.12.3.1 Nivelación Directa, Topográfica o Geométrica.

Este tipo de nivelación permite determinar directamente las elevaciones o alturas de diversos puntos, midiendo las distancias verticales con referencia a una superficie de nivel cuya altura se conoce, y de esta manera poder determinar la elevación o cota de dichos puntos.

Para este tipo de nivelación los métodos que se utilizan son:

- **Simple:** es aquella nivelación en la cual, desde una misma estación o puestas de aparato, se denomina los desniveles y las cotas de una o varios puntos ya sea alineados o dispersos.

- **Compuesta:** es una cadena de nivelaciones simples, cuyos puntos auxiliares reciben el nombre de puntos de cambio y son considerados como bancos de nivel momentáneamente para con ellos llegar al punto deseado.
- **Diferencial:** este procedimiento proporciona el desnivel entre dos o más puntos por medio de la diferencia entre las lecturas hechas sobre las lecturas de atrás y adelante vistas a través de un nivel.
- **De perfil:** es esta estación además de conocer los valores altimétricos correspondientes valores planimétricos, con relación a un sistema de referencia en ambos casos.¹³

2.13 Análisis hidráulico.

El diámetro y pendiente mínimos a considerar debe ser el establecido por las normas que rigen el cálculo de esta naturaleza en cada país, sin embargo se podría recomendar un diámetro mínimo de 20 cm y la velocidad mínima a sección plena 0,60 m/s. La velocidad del flujo a sección plena se puede calcular empleando la ecuación de Chezy-Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{Ec.2.40})$$

Donde: V es la velocidad media (m/s), n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R es el radio hidráulico en m y S es la pendiente del colector (m/m).

La capacidad a sección llena se debe calcular utilizando la ecuación de continuidad:

$$Q = V * A \quad (\text{Ec.2.41})$$

Donde: Q es el Gasto a sección plena (m^3/s).

V es la velocidad a sección plena (m/s),

A es el área de la sección (m^2).

El cálculo hidráulico se realiza con las pendientes y diámetros de los colectores de la red existente, algunos tomados de los planos de construcción y otros de las mediciones realizadas en sitio. El cálculo hidráulico permite comparar la capacidad de los colectores con el gasto de diseño generado en la actualidad.

CAPITULO III

DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN

3.1 Recopilación de la información

Se realizaron investigaciones en libros, tesis de grado, normas, reglamentos, manuales, bibliotecas, Internet, planos, entre otros, así como también las disponibles tanto virtual como escrita, por medio de entrevistas realizadas a personal técnico de Hidrocaribe, UESA, Wasser de Venezuela y Ministerio del Ambiente y en la comunidad, con el propósito de obtener datos cuantitativos y cualitativos referentes a las políticas, procedimientos y prácticas existentes dentro del sistema seleccionado para la investigación y de esta manera facilitar el desarrollo del proyecto y poder cumplir con los objetivos propuestos.

3.2 Evaluacion en campo

Se realizo un recorrido del área en estudio para determinar si existían irregularidades detectadas a simple observación y para conocer el estado actual del sistema de disposición de las aguas servidas de la zona en estudio para realizar la propuesta del proyecto.

3.3 Trabajo de campo

Dentro de las actividades ejecutadas en campo está la realización del levantamiento topográfico, así como la ubicación de los colectores primarios y secundarios y de las bocas de visita en la red, datos que permitirían la elaboración de los perfiles y posterior diseño hidráulico del sistema.

3.3.1 Levantamiento Topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico en búsqueda de datos tales como cotas del terreno y distancias que nos permitiera la ubicación de los colectores en el terreno y de las bocas de visita para luego proceder al análisis de los mismos.

3.3.2 Materiales y Equipos utilizados en el Levantamiento Topográfico

Equipos:

- Trípode. Marca: Will Heerbrugg. Modelo: GST 20.
- Estación Total. Marca Topcon. Modelo: GTS 230. Apreciación: 1 s,
- Diana Refractaria. Marca: Topcon de 3 prismas, que se puede observar en la figura 4.2
- Cinta Métrica. Marca Foy. Capacidad: 30 m Apreciación: 0,002 m.

Materiales:

- Martillos.
- Clavos de Acero.
- Brochas.
- Libreta Topográfica.
- Lápices.

3.3.3 Procedimiento de campo para la realización del Levantamiento Topográfico

- Se ubicaron dos puntos referenciales, con coordenadas y cotas conocidas, los cuales se ubican en la figura 4.4, y tienen los valores indicados en la tabla 4.1

Tabla 4.1: Puntos Referenciales tomados para el Levantamiento

Ref.	Norte	Este	Elevación
RCV – 2	1122482,06	322108,50	146,27
RCV – 3	1122336,07	322203,41	143,322
RCV– 4	1122220,68	322312,46	139,95

Fuente: Levantamiento Topográfico

- Se estacionó el equipo topográfico en uno de ellos.
- Se lanza una visual hacia el punto restante, con la finalidad de calar en cero el equipo.
- Se proceden a hacer el levantamiento de los detalles de interés. En las visuales se toman los datos tales como: ángulo horizontal, distancia y desnivel.
- Se ubica un punto de cambio.
- Se estaciona el equipo en éste punto de cambio.
- Se repiten los pasos anteriores hasta tomar todos los detalles de campo necesarios.
- Se vacían los datos en las hojas de cálculos, las cuales dan como resultados las coordenadas y cotas de los puntos levantados.

3.3.4 Muestra de Cálculo del Levantamiento Topográfico

Se parte con los datos de Norte, Este y Cota del punto donde se ubica la estación preliminarmente, además del valor del azimut de partida, y a partir de allí, tomando el ángulo horizontal, la distancia y el desnivel, se obtiene el azimut del punto y la cota del mismo, con la aplicación de las ecuaciones 2.12, 2.13 y 2.14.

$$N_{p1} = [174,32(146^{\circ}52'25'')] + 1.122.482,06$$

$$N_{RCV-4} = 1.122.336,07$$

$$E_{p1} = [174,32(146^{\circ}52'25'')] + 322.203,41$$

$$E_{RCV-4} = 322.312,46$$

$$COTA_{p1} = 143,32 - 3,38$$

$$COTA_{RCV-4} = 139,95$$

$$AZ_{RCV-4}^{RCV-3} = 146^{\circ}52'25'' + 169^{\circ}44'54'' - 180^{\circ}$$

$$AZ_{RCV-4}^{RCV-3} = 136^{\circ}37'19''$$

En el Anexo C se muestran las tablas de datos y resultados del levantamiento topográfico.

3.3.5 Trazado de los Colectores

Este se hizo tomando en cuenta las especificaciones de la norma Venezolana la cual dice que el trazado del sistema de red de cloacas se debe realizar por el eje de la vialidad, en toda intersección, cambio de dirección, diámetro, pendiente o material, y que La longitud máxima entre las bocas de visita no debe exceder los 150m en tramos rectos y 30m en tramos curvos. Todo esto esta especificado en la sección 2.10.1.3.1

3.3.6 Identificación de las Redes

Se realizó un croquis de la red completa indicando el sentido del flujo que pasarían por los colectores para un completo análisis en el plano de los sectores en estudio, así como también la nomenclatura de las bocas de visita partiendo del proyecto de referencia “Estudio Preliminar para el Sistema de Aguas Servidas en la Zona de Vidoño y Putucual, en los Municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui” según los puntos donde descargarían las aguas. Todo esto esta especificado en el plano CI-16

3.4 Elaboracion de planos

Estos se hicieron con el programa de Auto CAD 2D versión 2008, a través de esta herramienta se realizaron los dibujos de los planos de la trayectoria de los colectores en planta y perfiles. Se continuó con la secuencia de numeración de los planos del proyecto de tesis de la referencia “Diseño de un Sistema de Aguas Servidas en el Sur-Oeste de Vidoño y Putucual, entre las progresivas 0+000 y 1+500, de los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui”, por lo que los planos realizados comienzan con la nomenclatura CL-16.

3.5 Áreas tributarias a servir

Este se realizó con el fin de distribuir el gasto total de la zona en estudio, en función de su área, para ello se trazaron bisectrices en las manzanas que forman el sector tomando en cuenta su forma geométrica que nos permitieran obtener las áreas que descargarían a los colectores. Con estas áreas y con el gasto total se calcularon los caudales de aguas servidas de cada tramo y de cada colector, para luego proceder a realizar el diseño hidráulico del sistema. Todo esto se hizo con la ayuda de la herramienta Auto CAD 2D en su versión 2008. Ver plano CL-17

3.6 Determinación del periodo de diseño

La determinación de los gastos de aguas servidas, se realizó en base a la norma¹⁰ tomándose como 25 años el periodo de diseño para la población a partir del año 2009.

3.7 Selección del método para la proyección de la población futura

Existen diferentes métodos para estimar la población futura entre los cuales están: comparación gráfica, crecimiento lineal, crecimiento geométrico y crecimiento logarítmico. Sin embargo para hacer una comparación y establecer el más conveniente se necesitan una serie de datos con los que lamentablemente no contamos debido a que la información recopilada en la investigación fue insuficiente ya que el crecimiento de la población fue muy rápida y los organismos competentes no contaban con tal información, por lo que se tuvo que trabajar con un censo suministrado por la empresa Wasser de Venezuela realizado el 8 de agosto de 2007 el cual pudo ser considerado como un censo actual.

Tomando como base la situación actual y futura de la población y a sus respectivas densidades establecidas en el plan de ordenamiento urbano vigente y por todo lo

anterior es que se utilizó el método geométrico para estimar la población, ya que con la información que contamos se puede trabajar sin ningún inconveniente, y los resultados obtenidos no fueron los más desapropiados para el proyecto.

3.7.1 Método de Crecimiento Geométrico

Para la aplicación de este método se utilizó una tasa de crecimiento $r = 3,6\%$ extraída del INE (Instituto Nacional de Estadística) del año 2001. Como periodo de diseño se tomó 25 años, teniendo como año de inicio 2009 y año proyectado 2034. Siguiendo la fórmula 2.3 y para un periodo de 25 años se obtuvo:

- Población futura para el año 2034:

$$Pf_{25} = 1929 \left(1 + \frac{3,6}{100} \right)^{25}$$

$$Pf = 4.670 \text{ hab}$$

3.7.2 Población de Saturación

El área en estudio tiene una densidad de 325 hab/ha, por ser una zona del tipo AR6 según lo establece el Plan de desarrollo urbano local MINDUR 1.999. Se trabajó en una zona con un área bruta de 285,09ha y se encuentran viviendas del tipo unifamiliar, bifamiliar y multifamiliar, obteniéndose entonces:

$$P_{sat} = 325 \text{ hab/ha} * 285,09 \text{ ha}$$

$$P_{sat} = 92.655 \text{ hab}$$

3.8 Determinación del caudal de diseño del proyecto

Este se obtuvo realizando la suma algebraica de los aportes de todos los gastos provenientes de usos: domestico, comercial e institucional, iglesias, recreacional, educacional, asistencial y de infiltración de la zona en estudio.

3.8.1 Cálculo del Gasto de las Aguas Servidas Domiciliarias

Se determino el consumo medio del acueducto mediante la ecuación 2.8 para una población de 4670 hab. Con esta población y haciendo uso de la tabla 2.2 la dotación debe ser de 200 l/hab/día para un servicio con medidor, sin embargo la norma recomienda una dotación de 250 l/hab/día para garantizar un mejor servicio.

$$Q_{med} = \frac{\frac{250l}{hab-dia} * 4670hab * 1dia}{86400}$$

$$Q_{med_{AP-25}} = 13,51 l/seg$$

Se calculo el coeficiente K mediante la ecuación 2.11 para proceder al cálculo del caudal máximo de aguas servidas domiciliarias usando la ecuación 2.10

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{4.67}}$$

$$K = 3,27$$

Caudal máximo de aguas domiciliarias

$$Q_{max_{AD-25}} = 13,51 l/seg * 3,27 * 0,80$$

$$Q_{max_{AD,25}} = 35,34 l/seg$$

3.8.2 Calculo proveniente de la Contribución Comercial e Institucional

Para este cálculo se tomaron valores de áreas obtenidas a través del censo utilizado ya que este nos suministro el uso de cada parcela, de igual manera se tomo el coeficiente de diseño según el uso de cada una de estas tal y como lo indica la tabla 2.4

Iglesias

Área: 0,23ha

Coeficiente: 0.06l/s-ha

Con esta información se obtiene:

$$Pe = \frac{0,06 \text{ l/s/ha} \times 0,23 \text{ Ha} \times 86.400 \text{ s/d}}{250 \text{ l/hab/d}}$$

$$Pe = 4,76 \cong 5 \text{ hab}$$

$$Q_{med} = 0,23 \text{ Ha} \times 0,06 \text{ l/s}$$

$$Q_{med} = 0,013 \text{ l/s}$$

Haciendo uso de las ecuaciones 2.11 y 2.10 tenemos:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{0,005}}$$

$$K = 4,44$$

$$Q_{maxAS_{com}} = 0,014 \text{ l/seg} \times 4,44 \times 0,80$$

$$Q_{\max AS_{com}} = 0,05 \text{ l/seg}$$

Comercial

Área: 0,55ha

Coefficiente: 0,15 l/s-ha

Con esta información se obtiene:

$$Pe = \frac{0,15 \text{ l/s/ha} \cdot 0,55 \text{ Ha} \cdot 86.400 \text{ s/d}}{250 \text{ l/hab/d}}$$

$$Pe = 29 \text{ hab}$$

$$Q_{med} = 0,55 \text{ Ha} \cdot 0,15 \text{ l/s}$$

$$Q_{med} = 0,08 \text{ l/s}$$

Haciendo uso de las ecuaciones 2.11 y 2.10 tenemos:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{0,029}}$$

$$K = 4,36$$

$$Q_{\max AS_{com}} = 0,08 \text{ l/seg} \cdot 4,36 \cdot 0,80$$

$$Q_{\max AS_{com}} = 0,28 \text{ l/seg}$$

Recreacional

Área: 0,49ha

Coefficiente: 0,03 l/s-ha

Con esta información se obtiene:

$$Pe = \frac{0,03 \text{ l/sHa} \times 0,49 \text{ Ha} \times 86.400 \text{ s/d}}{250 \text{ l/hab/d}}$$

$$Pe = 6 \text{ hab}$$

$$Q_{med} = 0,49 \text{ Ha} \times 0,03 \text{ l/s}$$

$$Q_{med} = 0,015 \text{ l/s}$$

Haciendo uso de las ecuaciones 2.11 y 2.10 tenemos:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{0,006}}$$

$$K = 4,43$$

$$Q_{maxAS_{com}} = 0,015 \text{ l/seg} \times 4,43 \times 0,80$$

$$Q_{maxAS_{com}} = 0,05 \text{ l/seg}$$

3.8.3 Calculo de Gastos por Infiltración

La norma¹⁰ establece un gasto de infiltración mínimo de 20.000l/d-km y este va a depender de la longitud de los colectores y de los ramales de empotramiento. En este sentido el número de empotramientos por parcela de la zona en estudio más un número adicional para futuras ampliaciones fue aproximadamente de 1100emp. Como la longitud promedio de cualquier tramo de colector a la tanquilla de empotramiento es de 3,80m se asumiendo una longitud por cada uno de estos de 4m y para 7244,23km del colector proyectado se tiene:

$$L_{emp} = 1100 \text{ emp} \times 4 \text{ m/emp}$$

$$L_{emp} = 4400m = 4,4km$$

Haciendo uso de la ecuación 2.14 tenemos:

$$Q_{inf} = \frac{20.000l/d/km \cdot (7,24+4,4)km}{86.400s/d}$$

$$Q_{inf} = 2,69l/s$$

3.8.4 Calculo del Gasto Unitario de Diseño

Para este cálculo se sumaron los gastos calculados anteriormente de las aguas residuales dividiendo este resultado entre el total del área bruta a servir y multiplicándolo por un coeficiente C asumido de 2, todo este se realizo usando la ecuación 2.15

$$Q_{unit} = \left(\frac{35,34 + 0,28 + 0,05 + 0,05 + 2,69}{285,09} \right) * 2$$

$$Q_{unit} = 0,26l/s - Habruta$$

3.9 Diseño hidráulico del colector

3.9.1 Material

El tipo de tubería usada para los colectores fue de concreto $Rc_{28} = 210Kg/cm^2$ ya que las velocidades obtenidas a sección plena cumplen con las velocidades máximas y mínimas admisibles para este tipo de tubería según la norma¹⁰, además por su fácil instalación, resistencia, durabilidad, seguridad y economía, siendo la

opción más viable para solventar la conducción de las aguas ya que resistiría las agresiones ambientales a las cuales estará sometida ya que la zona esta cercana a la costa.

3.9.2 Diámetro

La norma¹⁰ indica que el diámetro mínimo permisible para tuberías de aguas residuales es de 0,20m (8"), sin embargo para hacer la selección del mismo primero se tomaron una serie de consideraciones tales como pendiente y velocidades mínimas permisibles en cada tramo lo que nos indico el diámetro a utilizar el cual varia, por lo antes expuesto, de 0,20m (8") a 0,25m (10") para una rugosidad de 0,015 y de 0,203m (8") a 0,305m (12") para una rugosidad de 0,013 en aquellos tramos donde los parámetros antes mencionados no cumplían con lo establecido en la norma. Estos valores se encuentran especificados en las tablas del Anexo D.

3.9.3 Profundidad

Como la norma¹⁰ lo establece los colectores no pueden estar ubicados a una profundidad no menor a 1,15m y esta está regida por la pendiente mínima que a su vez debe satisfacer la velocidad mínima a sección plena que es de 0,60m/seg con el objeto de garantizar el arrastre de los sólidos evitando así taponamiento en las tuberías. En nuestro proyecto inicialmente se asumió la profundidad mínima de 1,35m por debajo de la cota del terreno, variando progresivamente a lo largo de los tramos del colector cuya variación radica por el relieve del terreno donde se encuentran áreas críticas con pendientes opuesta a la del colector lo que dificulta un poco al momento de determinar la profundidad. Tales variaciones se hace con el fin de asegurar que el lomo de la tubería este a 1,15m con respecto a la superficie del terreno tal y como lo

indica la norma, evitando en lo posible profundidades que excedan los 5m que es lo máximo permitido

3.9.4 Pendiente

La selección de las pendientes de los colectores se realizo de tal forma que se ajustara lo más posible a la topografía del terreno previendo que no se generaran velocidades fuera de lo establecido en la norma¹⁰, por lo que en aquellos tramos donde la pendiente no se adapto al terreno se trato que las mismas cumplieran con los parámetros mínimos que se deben cumplir en el trazado longitudinal de colectores.

3.9.5 Ancho de Zanja

Esta se determino en función del diámetro del colector, asumiendo con entibado los tramos donde el banqueo supero los 2m para garantizar la estabilidad de las paredes y sin entibado donde el banqueo es inferior a los 2m.

3.9.6 Velocidad

La velocidad fue calculada mediante la ecuación 2.19 considerando que la mínima a sección plena es de 0,60 m/s, procurando de esta manera que haya velocidades suficientes capaces de transportar los sólidos depositados en los colectores.

3.10 Muestra de cálculo de los colectores

Tramo de colector C29 – C28

El tramo posee un área tributaria aportada por el tramo C30-C29 igual a 0,24ha y un área propia de 0,21ha lo que representa un total de:

$$AT_{\text{total}} = (0,24 + 0,21)\text{ha}$$

$$AT_{\text{total}} = 0,45\text{ha}$$

Con este valor y el caudal unitario de las aguas residuales se obtiene el gasto real para el tramo

$$Q_{\text{tramo}} = 0,45\text{ha} * 0,27\text{l/s} - \text{ha}$$

$$Q_{\text{tramo}} = 0,12\text{l/s}$$

Las cotas de terreno para el tramo son de 132,4313m.s.n.m y 131,9717m.s.n.m y la longitud de centro a centro es de 51,10m. Con estos valores se obtuvo la pendiente del terreno cuyo valor es:

$$i = \frac{(132,4313 - 131,9717)\text{m}}{51,10\text{m}}$$

$$i = 8,99 * 10^{-3} = 8,99\%$$

Las cotas de rasante para el tramo son 131,0035m.s.n.m y 130,4898m.s.n.m y la longitud de centro a centro es de 51,10m. Con estos datos se calculo la pendiente de la rasante cuyo valor es:

$$i = \frac{(131,116 - 130,7069)\text{m}}{51,10\text{m}}$$

$$i = 8,02\%$$

Considerando un diámetro de 0,30m (12") se calculo la velocidad a sección plena usando las ecuaciones 2.19 y 2.21, para luego determinar la capacidad a través de la ecuación 2.17

$$R_c = \frac{0,30m}{4}$$

$$R_c = 0,075m$$

$$V_c = \frac{1}{0,015} * (0,075)^{2/3} * \left(\frac{8,02}{1000}\right)^{1/2}$$

$$V_c = 1,06m/s$$

$$Q_c = 1,06m/s * \left(\frac{(0,30m)^2 * \pi}{4}\right) * 1000l/m^3$$

$$Q_c = 75,07m^3/s$$

Con el caudal real dividido entre la capacidad del colector obtuvimos la relación hidráulica que permitió conocer la velocidad real y el tirante de agua dentro del mismo a través de la tabla del anexo E

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{0,12}{84,03} = 0,001 \longrightarrow \frac{V_r}{V_c} = 0,22$$

$$V_r = 1,06m/s * 0,22$$

$$V_r = 0,23m/s$$

$$\frac{H}{D} = 0,04$$

$$H = 0,30 * 0,04$$

$$H = 0,01m$$

La deflexión formada en los tramos del colector en estudio es de 7° obtenido a partir del trazado en planta, el valor de Kc para este ángulo es:

$$K_c = 0.25 * \sqrt{\frac{7^2}{90^2}}$$

$$K_c = 0,07$$

Se uso el criterio para un régimen acelerado, haciendo uso de la ec. 2.22, tomando en cuenta que la velocidad de salida es mayor que la velocidad de entrada y asumiendo un valor de K de 0,1, se determino la transición de los escalones en las bocas de visita.

$$h_r = (0,01 - 0,01)m + (0,1 + 1) * \left(\frac{0,60^2}{2 * 9,81} - \frac{0,23^2}{2 * 9,81} \right) m + 0,1 * \frac{0,60^2}{2 * 9,81}$$

$$h_r = 0,05m$$

La cota de la rasante se determino de la siguiente manera:

Cota R = Cota terreno – Profundidad

$$\text{Cota } R_{B29} = 132,4313 - 1,3145$$

$$\text{Cota } R_{B29} = 131,1168m$$

La diferencia entre estas dos cotas (terreno y rasante) nos permite calcular el banqueo.

Las capacidades, las cotas rasantes de los colectores y las transiciones en las bocas de visita se encuentran en las tablas del anexo D.

El tipo de apoyo y clase de las tuberías se determinaron a partir de las tablas del anexo F, entrándose con el diámetro de la tubería y la profundidad máxima sobre la misma.

Las bocas de visita se escogieron según su profundidad tal y como lo establece la norma.

3.11 Descarga

La disposición de las aguas obtenidas en el diseño y las cuales serán transportadas a través de los distintos colectores diseñados en la red se hará en los puntos ubicados en el colector principal ya propuesto en un trabajo anterior y que está representado como la referencia 3 en nuestro trabajo y estos son BV-50, BV-57, BV-62, BV-65, BV-66, BV-69 Y BV-70, y de aquí serán llevados a un sitio para su descarga final

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Cuando se realiza un proyecto de alcantarillado, se busca la combinación más favorable entre la pendiente del colector y la topografía original del terreno, tratando de perturbar lo menos posible el terreno original, tomando siempre en cuenta la norma con respecto a la velocidad mínima y la obstrucción en los colectores producto de la sedimentación, ya que la idea es encontrar tanto profundidad como diámetros adecuados que garanticen un buen comportamiento hidráulico.

Nuestro proyecto consistió en la elaboración del Diseño de un Sistema de Red de Aguas Servidas, el cual consta de 7244,23ml de colector distribuido de la manera abajo descrito y 1100 empotramientos domiciliarios.

- 1.049,79 ml de Colector Principal C
- 920,19 ml de Colector Principal D
- 5.283,07 ml de Colectores Secundarios

El cálculo hidráulico de la red se inicio con el análisis del caudal de descarga de las viviendas al colector con la determinación de la dotación, tomando como base el área total de cada parcela según su uso, tal y como lo establece la norma¹⁰. Conocidos todos estos aportes de origen domiciliario, comercial, industrial e institucional, se obtuvo el caudal unitario de diseño que vendría a permitir el cálculo de los demás elementos que conforman la red, y cuyo valor es:

$$Q_{unit} = 0,26l/s - Habruta$$

Obtenido este valor se procedió a estudiar cada tramo de los colectores, lo cual consistió en la determinación del diámetro comercial mínimo de la tubería, que con una cierta pendiente longitudinal, tenga suficiente capacidad para conducir dicho gasto de diseño, a una velocidad tal que no haya problemas de deposición de las partículas y que se cumplan en cada tramo las indicaciones de la norma¹⁰ en cuanto a profundidades máximas y mínimas permisibles.

Como se hizo mención en el párrafo anterior para la escogencia del diámetro de las tuberías, se realizó un estudio por tramo, tomando en cuenta la pendiente del terreno y el caudal de circulación, así como también las recomendaciones de la norma que dice que el diámetro mínimo para este tipo de sistemas es de 8" (200mm).

Se utilizó tuberías de concreto Rc 210Kg/cm² según especificaciones INOS CI-C-65 clase I, II y III de coeficiente de rugosidad $n= 0,015$, con diámetros que van desde 8" hasta 10" y clase I y III de coeficiente de rugosidad $n= 0,013$ de diámetros 8" y 12" todos con velocidades cuyos valores no exceden el máximo permitido según el tipo de tubería. Estos datos se encuentran ubicados en las tablas del anexo D.

Las Bocas de Visita se previeron en los extremos del colector, en los cambios de dirección y pendiente a una distancia no mayor de 150m en tramos rectos y 30m en curvas según las especificaciones de la norma, y estas fueron del Tipo Ia debido a las profundidades encontradas ya que estas permiten profundidades en el rango que va de 1,15m a 5m, para el tipo de tuberías que estamos usando (concreto).

Los perfiles se dibujaron siguiendo el curso del colector, indicando en estos: progresivas, cota de terreno, cota de rasante y banqueo. Por otro lado en cada tramo

se especifica el diámetro del colector en cm, la pendiente de la tubería en %, el gasto Q en lts/seg, la capacidad C a sección llena en lts/seg y la velocidad en m/s. Todo esto se puede apreciar con más detalles en los planos CL-16 al CL-35.

La proyección de la población futura se realizó a través del método de crecimiento geométrico debido a que no se contó con información suficiente que permitiera efectuar la comparación entre los otros métodos existentes, por lo que la determinación de la población tanto futura como actual se calculó con datos del censo de 2007 de las poblaciones de Vidoño y Putucual suministrado por Wasser de Venezuela, con la tasa de crecimiento extraída del INE y para un período de 25 años dando como resultado una población para el año 2034 de 4070 habitantes.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. Hoy en día los sectores de Vidoño y Putucual se han extendido, han pasado de ser una distribución dispersa y aislada de viviendas a un área relativamente grande, representando un complejo urbanístico de bajos recursos económicos con viviendas unifamiliares y bifamiliares que van desde ranchos construidos de zinc hasta viviendas de paredes de bloque. Este proyecto viene a cumplir con la idea prioritaria que es Diseñar un Sistema de Aguas Servidas para estos sectores con la mayor calidad y con un funcionamiento óptimo por el tiempo de vida útil propuesto para el sistema, el mismo se llevó a cabo calculando una población futura de 4070 habitantes para el año 2034 con una dotación de 250 lts/hab/día y está comprendido por una red de colectores de tubería de concreto del tipo CL-C-65 clase I, II y III de diámetros que van desde 8” hasta 12” con pendientes capaces de transportar los sólidos de las tuberías y evitar taponamiento en las mismas con velocidades que cumplen con las máximas y mínimas permisibles, siguiendo las recomendaciones y normas establecidas en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5.318. extraordinario.
2. Con el levantamiento se ubicaron las cotas de terreno en la zona, para luego calcular las cotas de la rasante de los colectores y las pendientes de cada tramo, determinando así su capacidad hidráulica, obteniendo como resultado un sistema que vendría a cumplir con las exigencias de la zona.

3. Se consideraron pendientes que se adaptaron al terreno, mientras que en otras se tuvo que verificar que cumplieran con la norma en cuanto a criterios máximos y mínimos.
4. El material de la tubería de los colectores se escogió de concreto, debido a su fácil colocación, su capacidad de conducción economía y por ser más resistente a las agresiones ambientales.
5. El numero de empotramientos se calculo en base a el número de viviendas más un adicional para futuras conexiones obteniéndose un total de 1100 empotramientos y una longitud de los mismos de 4,4km
6. Se usaron tuberías con diámetros que van desde 8", 10" hasta 12", esto sin antes haber corroborado que cumplieran con las velocidades tanto mínimas como máximas las cuales están en un rango entre 0,60 m/seg y 5 m/seg respectivamente para una resistencia del concreto de 210kg/cm².
7. Las profundidades de las tuberías y bocas de visita fueron variables a lo largo del trazado de las red y esto dependió de la pendiente del terreno ya que el mismo es muy irregular donde se encontraron excavaciones que van desde 1,35 m hasta 4,55 m en la boca de visita A65, considerándose este un punto crítico dentro del diseño, sin embargo esta en el rango permitido por la norma¹⁰
8. Se escogió bocas de visita del tipo Ia, debido a las profundidades del colector, y estas permiten profundidades en el rango de 1,15 m a 5 m con respecto a la rasante del colector más profundo.
9. Se considero entibado metálico para aquellos tramos donde las profundidades superen los 2 m.

10. El sistema está diseñado para un área de 285,09 ha bruta, con una longitud del colector de 7244,23 m
11. Se tomo un periodo de diseño de 25 años por tratarse de colectores secundarios.
12. Debido a la escasez de información de la zona y que solo contamos con un censo suministrado por una empresa filial de Hidrocaribe (WASSER DE VENEZUELA), el método utilizado para la proyección de la población fue el geométrico.
13. La red de recolección de aguas residuales de la zona en estudio se dividió de la siguiente manera: dos redes de colector principal identificados como C y D y una red de colectores secundarios los cuales serán descargados a un colector principal ya diseñado en un trabajo anterior titulado “Estudio Preliminar para el Sistema de Aguas Servidas en la Zona de Vidoño y Putucual, en los Municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui”, en los puntos BV-50, BV-57, BV-62, BV-65, BV-66, BV-69 Y BV-70, a través del cual serán transportados a un sitio para su descarga final propuesta en el trabajo antes mencionado.
14. Se elaboro los cómputos métricos partiendo de los datos obtenidos en el terreno, con los cuales se calculo el presupuesto el cual arrojó para el momento del estudio un monto de 4.331.715,95 Bs.F.

5.2. Recomendaciones

Se sugiere antes de la puesta en marcha del proyecto se tenga presente lo siguiente:

1. Es indispensable que la información que contenga los planos sea legible y actual, indicando el área total del sector y sus límites.
2. En cuanto a la topografía debe expresarse de forma precisa. Las cotas presentadas y que lleven alguna denominación especial, deberán ir acompañadas por un cuadro que sirva de leyenda, de esta manera es posible eludir los obstáculos ya presentados.
3. Se debe conocer el número real de habitantes que para la fecha del diseño habitan en el sector, dicho censo debe estar avalado por al menos una entidad pública para que tenga validez.
4. La tasa de crecimiento debe ser estudiada y si difiere por amplio margen a la del municipio debe indicarse la variación y el por qué.
5. Se debe tomar en cuenta al momento de proyectar, el área en suelo disponible para futuros asentamientos poblacionales.
6. Realizar un estudio de suelo en los sectores que permita conocer sus características físicas, así como también prever datos claros de la altura del nivel freático y si hay o no presencia de agua en el sub-suelo (acuíferos), esto nos permitirá establecer que técnica usar en la construcción del sistema.
7. El conocimiento del clima, la temperatura del ambiente, las direcciones de los vientos y las velocidades máximas deben conocerse con la mayor precisión posible, esto con el fin de escoger el material a utilizar en el diseño.
8. Previamente a la ejecución del proyecto se deben corroborar todos los datos especialmente lo concerniente al número de habitantes.
9. Si $Q_{AN} \geq C$ aumentar el diámetro del colector.

10. Si $V \geq 5$ m/seg reducir la pendiente longitudinal del colector

Si $V < 0,60$ m/seg aumentar la pendiente longitudinal del colector.
11. Colocar un recubrimiento de granzón y concreto a la tubería en los tramos cercanos al canal de agua, protegiendo así a la misma de posibles daños por la percolación del agua.
12. Evitar la incorporación de aguas de lluvia al sistema, ya que esto podría ocasionar el colapso del mismo.
13. Evitar en lo posible profundidades mayores de 4m o 5m debido a que los equipos sufren disminución en el rendimiento ya que a medida que aumenta la profundidad esta no se puede hacer directamente, por lo que antes de fijar profundidades con estas magnitudes se recomienda estudiar otras posibles alternativas y escoger la más económica siempre que sea segura y conveniente.
14. Las inclinaciones de los colectores deben chequearse constantemente ya que un error en las pendientes puede ocasionar el colapso total del sistema.
15. Se debe usar en la medida de lo posible los accesorios y productos recomendados por el fabricante de las tuberías para garantizar una buena calidad de los trabajos.
16. Se deben almacenar correctamente los materiales a ser usados en la obra para evitar su deterioro y pérdida de sus propiedades.
17. Es necesario una inversión que incluya una red de tuberías que canalice el caudal de las aguas servidas hacia un sitio donde puedan ser trasladadas de forma debida, evitando así los problemas ambientales que pudieran presentarse mejorando la condiciones sanitarias en estos sectores, y que

cumplan con los planes de ordenamiento urbano de la zona, así como con las normas Venezolanas.

18. Es de gran importancia el desarrollo de este tipo de proyecto en los sectores en estudio, para que tengan la oportunidad de crecer en forma ordenada y sin problemas de servicios públicos, por lo que se debe procurar que dicho proyecto sea ejecutado, ya que es una forma de satisfacer las demanda de tales servicios que hoy en día carece una buena parte del estado Anzoátegui, en especial las zonas de Vidoño y Putucual.

BIBLIOGRAFÍA

1. www.a-venezuela.com/mapas/html/estados/anzoategui.html
2. Aponte M. y Weffe W. **“Diseño del Sistema de aguas Servidas en el Sur-Oeste de Vidoño y Putucual, entre las Progresivas 0+000 y 1+500 de los municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui”**. Tesis de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente. Barcelona-Venezuela (2009).
3. Sánchez C. y Fermín M. **“Estudio Preliminar para el Sistema de Aguas Servidas en la Zona de Vidoño y Putucual, en los Municipios Bolívar y Sotillo del Estado Anzoátegui”**. Tesis de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente. Barcelona-Venezuela (2008).
4. Rondón M. **“Diseño del Sistema de Recolección y Tratamiento de Aguas Servidas para las Poblaciones de Morichalito y San José de Morichalito, ubicado en el Municipio Cedeño Estado Bolívar”**. Tesis de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Oriente. Barcelona-Venezuela (2007).
5. Ghanem, A; **“Rehabilitación de un Sistema de Recolección de Aguas Servidas”**, Trabajo de Ascenso. Universidad de Oriente Núcleo de Anzoátegui. Puerto La Cruz, Venezuela (1995).
6. González, L., **“Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable (Acueductos)”**, Primera Edición, Puerto La Cruz, Venezuela (2002).

7. Arocha, S., **“Cloacas y Drenajes Teoría & Diseño”**, Ediciones Vegas, Caracas, Venezuela (1983).
8. Ghanem A., **“Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado”**, Trabajo de Ascenso, Departamento de Ingeniería Civil, UDO, Núcleo Anzoátegui, Barcelona. **(2.003)**
9. INOS, **“Normas Para El Diseño de Abastecimiento de Agua”**, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Caracas, Venezuela (1956).
10. M.A.R.N.R, M.I.N.D.U.R, **“Normas Generales Para el Proyecto de Alcantarillados”**, Gaceta Oficial de la República de Venezuela N° 5318. (1999)
11. I.N.O.S, **“Especificaciones de Construcción de Obras de Acueducto y Alcantarillados”**, Instituto de Obras Sanitarias, Caracas, Venezuela (1976)
12. Rivas, G., **“Abastecimiento de Aguas y Alcantarillados”**, Ediciones Vega S.R.L, 2ª Edición, Caracas, Venezuela (1983).
13. Hidalgo, E., **“Topografía General”**, Universidad de Oriente, Puerto La Cruz, Venezuela, (2002).
14. Davis, R. y Foote, F., **“Tratado de Topografía”**, Editorial Mc Graw Hill, México, (1976).

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

TÍTULO	“Diseño de un sistema de aguas servidas de la zona de Vidoño y Putucual ubicada entre las progresivas 1+500 y 3+159,65 sur-oeste en los municipios bolívar y sotillo del estado Anzoátegui”
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
Hernández T., Leonibe T.	CVLAC: 15.014.031 EMAIL: leoleo-leo@hotmail.com
Villarroel C., Marisela J.	CVLAC: 13.565.486 EMAIL: mriselavilla20@hotmail.com

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Diseño

Sistema

Agua

Aguas servidas

Consumo

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Este proyecto contempla el diseño de un sistema de aguas servidas para la zona de Vidoño y Putucual Sur-Oeste entre las progresivas 1+500 y 3+156,75 de los municipios Bolívar y Sotillo del estado Anzoátegui, y tiene previsto solucionar el problema que actualmente afecta a una población de aproximadamente 1916 habitantes, quienes descargan sus aguas servidas en pozos sépticos construidos de manera inadecuada, y como consecuencia del creciente aumento de la población no solo originara la proliferación de enfermedades sino que también causara daños irreversibles sobre el sistema ecológico de la región. Primeramente se hizo una revisión del censo de la población existente en la zona, para luego estimar la población futura, conjuntamente mediante la realización de un levantamiento topográfico se determinaron las pendientes del terreno para posteriormente efectuar el trazado de las tuberías y así realizar el diseño del sistema de aguas servidas, donde se calculó la capacidad de la red de recolección de aguas para el año 2034 verificándose la dirección del flujo, capacidad hidráulica, diámetro, pendiente, velocidad, y la disposición final de las aguas. Todo se realizó siguiendo la normativa establecida en la gaceta oficial de la República de Venezuela N° 5.318. Ext.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E-MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Sebastiani, Belkys	CVLAC:	V- 4.363.990			
	e-mail:	belkisebastiani@hotmail.com			
	ROL	CA	AS	TU	JU(X)
Cotellesa, Luiggi	CVLAC:	V- 8.302.817			
	e-mail:				
	ROL	CA	AS	TU	JU(X)
González, Luís	CVLAC:	V- 8.307.130			
	e-mail:				
	ROL	CA	AS	TU	JU(X)

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2009	12	03
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
Tesis.Diseño_sistema_aguasservidas.doc	Aplicación/msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z . a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z . 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 .

ALCANCE

ESPACIAL: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente Núcleo de Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al artículo 41 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“Los Trabajos de Grado son exclusiva propiedad de la Universidad y solo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario”

Hernández T., Leonibe T.

AUTOR

Villarroel C., Marisela J.

AUTOR

Prof. Belkys Sebastiani

TUTOR

Prof. Luigi Cotellessa

JURADO

Prof. Luís González

JURADO

Prof. Yasser Saab

POR LA SUBCOMISION DE TESIS