

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



**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS PARA LOS SECTORES DE
BRISAS DEL SUR I Y II, CRUZ VERDE, PARROQUIA SAN CRISTOBAL,
MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUP’.**

REALIZADO POR:

Br. LOUMAR NAYIB GARCÍA AZÓCAR.

Br. LUIS CARLOS RIVERA CASANOVA.

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

INGENIERO CIVIL.

PUERTO LA CRUZ, MARZO DE 2010

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



**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS PARA LOS SECTORES DE
BRISAS DEL SUR I Y II, CRUZ VERDE, PARROQUIA SAN CRISTOBAL,
MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUP”.**

REALIZADO POR:

**Br. Loumar Nayib
García Azócar.**

**Br. Luis Carlos
Rivera Casanova.**

ASESOR

Prof. Yasser Saab.

PUERTO LA CRUZ, MARZO DE 2010.

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



“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS PARA LOS SECTORES DE BRISAS DEL SUR I Y II, CRUZ VERDE, PARROQUIA SAN CRISTOBAL, MUNICIPIO SIMÓN BOLÍVAR, ESTADO ANZOÁTEGUP’.

JURADO CALIFICADOR:

El Jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:

Prof. Yasser Saab
Asesor Académico

Prof. Belkis Sebastiani
Jurado Principal

Prof. Francelis Araujo
Jurado Principal

PUERTO LA CRUZ, MARZO DE 2010.

RESOLUCIÓN.

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

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

DEDICATORIA

Ante todo se lo dedico a Dios y la Virgen del Valle, por guiarme, por darme todas las herramientas necesarias para lograr todo lo que he logrado y por permitirme aprender todo lo que he aprendido.

A mis padres, por darme la vida, por confiar en mí, por permitirme hacer posible mis sueños, por apoyarme en todo, por sus consejos, por su amor y por su paciencia. Este trabajo es para ustedes.

A mis hermanos, por estar siempre conmigo. Por ayudarme y brindarme su apoyo y confianza en todo momento.

A toda mi familia, por estar siempre pendiente de mí.

A la memoria de mis abuelos: Lourdes, Toribio y Maria, donde quieran que estén. Se que en cada paso que he dado siempre me han acompañado.

Loumar N. García Azócar.

DEDICATORIA

En primer lugar debo dedicar esta tesis a ti DIOS. Este logro no hubiese sido posible sin ti señor, gracias por siempre guiarme y cada día llenarme de tantas bendiciones y sobre todo de tanto amor; se que hoy no estuviera donde estoy si no fuera por que cada segundo que pasa me llevas de la mano y me das la fortaleza necesaria para seguir adelante. Infinitamente gracias DIOS.

Les dedico mi logro mama, papa, tía Cecilia, tío Abrahán, me faltara vida para agradecerles todas las cosas maravillosas que han hecho por mi desde que nací, creo que si hay alguien afortunado en la vida ese soy yo, dudo que alguien en el planeta pueda tener la dicha de tener unos padres y unos tíos tan especiales como los que yo tengo, aunque mi tío Abrahán no este en cuerpo presente estas siempre presente en mi corazón. Los amo mucho.

No puedo dejar de lado a mis hermanitos lindos, Luis Tadeo, Jesús Luis, Ligia Elena, Joan y el siempre divertido y ocurrente abrahancito. Este logro también es de ustedes. Los amo.

A la memoria de mi primo Alexander Verde (magu), Y a toda mi familia en general.

A mi galla linda (loumar), gracias por tanto cariño y tanta paciencia en estos tiempos de tesis que fueron un poquito complicados. Pero lo logramos. T.Q.M.

A mis amigos y más que amigo hermanos del alma: Rubén, Dublan, Brian, Daniel, Roberto (mesuti), EMA, pequeño Juan mejor conocido como wilito, Alejandro, Leo, Josué, entre otros. Los quiero manos.

Luis Carlos Rivera Casanova

AGRADECIMIENTOS

Le doy gracias a Dios por darme la dicha de vivir, de ser quien soy, de lo que he logrado y a la Virgen del Valle porque se que siempre ha estado conmigo y ha guiado mis pasos.

A mis padres, Gracias por brindarme todo su apoyo, consejos, confianza, paciencia y por el amor que me han dado. Los quiero mucho.

A mis hermanos, porque cada vez que los necesito siempre están para ayudarme y apoyarme. Gracias por su paciencia.

A mi tía Ligia y a mi primo Tony, mil gracias por brindarme su apoyo, ayuda y compañía en los momentos que más lo necesité durante mi carrera.

A toda mi familia, se que siempre puedo contar con todos.

A mi compañero y más que un amigo, Lucas (Luis Carlos), gracias por toda la paciencia que has tenido. Gracias por apoyarme, por confiar en mí y por compartir este trabajo conmigo. No ha sido fácil, pero lo logramos! Tqm.

A los que un día fueron mis compañeros de clase y ahora son mis amigos: Paula, Ema, Josué, Leo, Claudia (Netti), Adriana, Sila y muchos otros con quienes compartí tanto los buenos y los malos momentos que vivimos en la universidad.

A mi amiga Genette (La mexican) por ser incondicional y por brindarme su confianza.

Al profesor Yasser Saab, por su asesoría, dedicación y por brindarnos su valiosa ayuda.

A Hidrocaribe, al señor Armando y al señor Eduardo, por confiar en nosotros para realizar este trabajo y por toda la ayuda y apoyo que nos dieron.

A los habitantes de los sectores Brisas del Sur I y II. Por su gran colaboración.

Gracias a todas las personas que me ayudaron a hacer mi sueño realidad.

Loumar N. García Azócar.

AGRADECIMIENTOS

Dios, mis agradecimientos primero que nada a ti. Gracias a ti señor hoy estoy aquí logrando una de mis más grandes metas; eso, estoy más que seguro no lo hubiese podido lograr si no fuera por usted señor. No me cansare dios de cada día agradecerle todas las bendiciones de las que me ha colmado cada día de mi existencia.

Quiero agradecer a mis padres (carla y Tadeo) por darme la vida, y por cada día brindarme todo el amor y apoyo incondicional que me llevaron al lugar donde hoy estoy. Gracias mami, gracias papa, porque aunque se que muchas les he fallado nunca jamás me han dado la espalda. Dios los bendiga por ser tan especiales. Los amo.

Debo agradecer también a mi tía cecilia y a mi tío Abrahán porque desde el primer día que nací me quisieron y me amaron como a un hijo. Tía, gracias por el amor y el apoyo que me has brindado siempre, y tu Abrahán aunque no estés aquí se que desde el cielo me quieres y me guías como lo hacías cuando estabas con nosotros. Ustedes son parte fundamental de mi éxito. Gracias. Los amo.

Gracias galla linda (Loumar) porque se que si no fuera por ti, por tu empuje y por ser como eres no lo hubiésemos logrado, pero hoy, gracias a Dios estamos aquí diciendo: LO LOGRAMOS. T.Q.M y de verdad mil gracias por todo el cariño, paciencia, y comprensión.

A mi asesor de tesis el profesor Yasser Saab, gracias por brindarnos su apoyo y conocimientos para lograr nuestro objetivo.

Debo agradecer de manera muy especial a todas esas personas que día a día han convivido conmigo y son parte fundamental para hoy estar aquí, y debo decir que son parte de las cosas a las cuales cada instante que pasa agradezco a díos porque son realmente especiales, quien mas que mis amigos y hermanos del alma: los anteriormente mencionados en las dedicatorias.

Luis Carlos Rivera Casanova

RESUMEN

Los sectores de Brisas del Sur I y I, provienen de una invasión realizada hace aproximadamente 6 años, razón por la cual carece de planificación urbanística y de todos los servicios básicos. El suministro de agua potable lo realizan mediante tomas irregulares a la tubería matriz y por medio de camiones cisternas. Por tal motivo, y en busca de una solución respecto al suministro de agua potable y a mejoras en las condiciones de vida de cada uno de sus habitantes, se planteó diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable y un sistema de recolección de aguas servidas que servirá a la población futura, el cual se estima que para el año 2034 se incremente en 2780 habitantes. Este valor permitió estimar los consumos medios y máximos horarios, considerando una dotación de 250 L/hab/d. El sistema de distribución es por gravedad y la red del sector está conectada a una tubería de 12", la cual abastece a todo el sector de Cruz Verde. La presión mínima de entrada para Brisas del Sur I es de 36,60 m.c.a y para Brisas del Sur II de 36,00 m.c.a. Esta es necesaria para cumplir con las presiones mínimas requeridas para el abastecimiento de estos sectores. Para el diseño del sistema de recolección de aguas servidas, se tomaron en cuenta las pendientes del terreno, con el fin de realizar una mejor distribución de la red. Se obtuvo un gasto de diseño igual 48,44 L/seg. La profundidad mínima utilizada para los colectores fue de 1,35 m. Los tipos de apoyo requerido para los colectores son en su mayoría de tipo "C" y de clase 2, tomando en cuenta la profundidad y el diámetro de los mismos. El tipo de boca de visita a utilizar en el sistema es la "Ia" a excepción de los puntos E, E1 Y E2, donde la profundidad del colector es mayor a 5 m. por lo que para estos puntos se utilizará la boca de visita tipo "Ib".

ÍNDICE

RESOLUCIÓN.....	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTOS	VII
RESUMEN.....	IX
ÍNDICE	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	18
1.1 GENERALIDADES:	18
1.1.1 Ubicación Geográfica:.....	18
1.1.2 Características básicas de la zona:.....	19
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:.....	20
1.3 OBJETIVOS:	22
1.3.1 Objetivo General:	22
1.3.2 Objetivos Específicos:	22
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	23
2.1 ANTECEDENTES	23
2.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	23
2.2.1 Investigaciones y estudios preliminares	24
2.2.2 Usos del agua	27
2.2.3 Consumo del agua	28
2.2.4 Tipos de consumo	29
2.3 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE....	31
2.3.1 Fuentes	31
2.3.2 Tomas	32
2.3.3 Desarenador.....	32
2.3.4 Obras de Aducción o Conducción	32
2.3.5 Estanques de Almacenamiento	32
2.3.6 Obras de Distribución	37
2.3.6 Tuberías.....	38
2.4 PRINCIPALES SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	44

2.5 PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	45
2.5.1 Causas	45
2.6 CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....	46
2.6.1 Período de diseño:.....	46
2.6.2 Métodos de estimación de la población futura.....	47
2.6.3 Cifras de consumo de agua para sistemas de abastecimiento.....	54
2.6.3 Presiones de servicio en el sistema	56
2.6.4 Selección de diámetros y chequeos de velocidades.....	57
Tabla 2.10 Relación diámetro- velocidad económica (INOS 1966).....	57
2.7 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS NEGRAS.....	58
2.7.1 Información Preliminar.....	58
2.7.2 Características de las aguas servidas	59
2.8 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES.....	59
2.8.1 Obras de Captación.....	59
2.8.1.3 Conexión al Colector General.....	61
2.8.2 Obras de tratamiento.....	66
2.8.3 Obras de descarga.....	66
2.9 PERÍODO DE DISEÑO	67
2.10 CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO	68
2.10.1 Gastos de aguas servidas domiciliarias:.....	68
2.10.2 Gasto de aguas residuales industriales:.....	69
2.10.3 Gasto de aguas servidas por contribución comercial e institucional.....	70
2.10.4 Gastos de aguas de infiltración	71
2.10.5 Gasto unitario de cálculo de las aguas servidas	71
2.11 DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES	72
2.11.1 Diámetro mínimo.....	72
2.11.2 Velocidad mínima.....	72
2.11.3 Velocidad máxima	72
2.11.4 Materiales.....	73
2.11.5 Coeficiente de Rugosidad	74
2.11.6 Sección.....	74
2.11.7 Pendientes.....	75
2.11.8 Capacidad y tirante de agua.....	75
2.12 ELEMENTOS HIDRÁULICOS DE UN COLECTOR CIRCULAR A SECCIÓN LLENA	76
2.12.1 Tirante de agua “H”:.....	76

2.12.2	Perímetro mojado " P_c ":.....	76
2.12.3	Área mojada " A_c ":.....	76
2.12.4	Radio hidráulico " R_c ":.....	76
2.12.5	Velocidad a sección plena " V_c ":.....	77
2.12.6	Gasto o caudal a sección plena " Q_c ":.....	77
2.13	TUBERIAS.....	77
2.13.1	Clases de tuberías:.....	77
2.13.2	Profundidad mínima de los colectores.....	79
2.13.3	Profundidad máxima de los colectores.....	79
2.13.4	Control de las cotas de los colectores en las bocas de visita.....	79
2.13.5	Factor de carga. Tipos de apoyos.....	81
2.14	RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE UN COLECTOR.....	82
CAPITULO III. DESARROLLO DEL TRABAJO		83
3.1	GENERALIDADES.....	83
3.2	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	83
3.2.1	Materiales y Equipos utilizados.....	87
3.3	DEMOGRAFÍA.....	88
3.3.1	Tasa de crecimiento.....	89
3.3.2	Densidad de población.....	89
3.3.3	Área total de los Sectores Brisas del Sur I y II:.....	89
3.4	PERÍODO DE DISEÑO.....	90
3.5	ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	90
3.5.1	Crecimiento lineal.....	90
3.5.2	Crecimiento Geométrico.....	91
3.5.3	Crecimiento logarítmico.....	92
3.6	MÉTODOS DE LAS DENSIDADES.....	94
3.6.1	Población de saturación (según datos proporcionados por el INE y trabajo de campo realizado).....	94
3.7	POBLACIÓN ACTUAL Y FUTURA.....	96
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....		97
3.8	ESTIMACIÓN DE LAS DOTACIONES.....	97
3.9	CÁLCULO DE LA DEMANDA DE AGUA.....	99
3.9.1	Consumo medio actual y futuro.....	99
3.9.2	Consumo máximo diario actual y futuro.....	101
3.9.3	Consumo máximo horario.....	101
3.9.4	Consumo por tramos.....	102

3.9.5 Consumo por incendio.....	107
3.10 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO	107
3.10.1 Estudio de la línea de aducción.....	109
3.11 MEDICIÓN DE PRESIONES	110
3.12 PUNTO DE ALIMENTACIÓN PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO	111
3.13 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	111
3.13.1 Trazado de tuberías	111
3.13.2 Colocación de accesorios	111
3.13.3 Conexiones domiciliarias	112
3.13.4 Válvulas de paso	113
3.13.5 Hidrantes	113
3.13.6 Clases de tubería	113
3.13.7 Diámetro de tubería.....	114
3.13.8 Anchos y profundidades mínimas de zanjas	117
3.14 MODELO IP-3 ACUEDUCTO VERSIÓN 1.0 (SOFTWARE).....	118
3.14.1 Datos generales para el cálculo	119
3.14.2 Datos de los tramos	122
3.14.3 Datos de los nodos.....	123
3.14.4 Resultado del Análisis de la red	124
DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS Y SU DISPOSICIÓN FINAL	128
3.15 PERÍODO DE DISEÑO	127
3.16 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.....	127
3.17 DETERMINACIÓN DEL GASTO DE PROYECTO.....	127
3.17.1 Gasto de aguas servidas domiciliarias	127
3.17.2 Gasto de infiltración.....	128
3.17.3 Gasto de aguas servidas institucionales	133
3.17.4 Gasto unitario de cálculo de aguas servidas.....	134
3.17.5 Gasto de diseño por tramo.....	135
3.18 DETERMINACIÓN DE LAS ÁREAS TRIBUTARIAS	135
3.19 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES	139
3.19.1 Cálculo de pendientes “S”	139
3.19.2 Velocidad a sección plena	140
3.19.3 Área mojada a sección plena.....	140
3.19.4 Caudal a sección plena.....	141
3.19.5 Cálculo de la velocidad real y del tirante de agua	141
3.20 CÁLCULO DE LAS COTAS DE LA RASANTE	147

3.21 CÁLCULO DE ESCALONES.....	147
<i>Tabla 3.21. Cotas de la Rasante.</i>	148
3.22 DEFORMACIÓN DE LAS TUBERÍAS POR CARGAS EXTERNAS.....	151
<i>Tabla 3.22. Tipo de Apoyo y Clase de tubería.</i>	152
CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
4.1 CONCLUSIONES	156
4.2 RECOMENDACIONES	159
BIBLIOGRAFÍA.....	161
ANEXO A. FORMATO DE CENSO DE AGUA	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO B. DATOS DE ENTRADA Y RESULTADOS DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA IP-3 ACUEDUCTOS.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO C. ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO Y PRESUPUESTO.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO D. TABLAS UTILIZADAS.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO E. PLANOS.	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 GASTOS Y DURACIÓN DE INCENDIOS (INOS 1965).....	35
TABLA 2.2 DURACIÓN DE INCENDIOS. (INOS 1965).....	35
TABLA 2.3 TUBERÍAS PARA ACUEDUCTOS.	39
TABLA 2.4 CLASIFICACIÓN DE TUBERÍAS PVC SEGÚN LA PRESIÓN.....	40
TABLA 2.5 PROFUNDIDADES Y ANCHOS DE ZANJAS PARA TUBERÍAS.	41
TABLA 2.6 PERIODO DE DISEÑO SEGÚN NORMAS INOS 1965.....	47
TABLA 2.7 TIPOS DE CIUDADES SEGÚN DENSIDADES DE POBLACIÓN.....	51
TABLA 2.8 CONSUMOS MÍNIMOS PERMISIBLES.....	54
TABLA 2.9 CÁLCULO DEL Q_{MD} Y Q_{MH} POR DIVERSOS AUTORES.	56
TABLA 2.10 RELACIÓN DIÁMETRO- VELOCIDAD ECONÓMICA (INOS 1966).....	57
TABLA 2.11. PERÍODO DE DISEÑO PARA CLOACAS.	68
TABLA 2.12 CONSUMOS PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	70
TABLA 2.13 VELOCIDAD MÁXIMA DE LOS COLECTORES.	73
TABLA 2.14 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	74
TABLA 2.15 DESCRIPCIÓN DE LAS TUBERÍAS COMÚNMENTE USADAS EN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA FLUJO POR GRAVEDAD.....	78
TABLA 2.16 TIPOS DE APOYO.....	81
TABLA 3.1. COTAS Y COORDENADAS DE LOS NODOS DE LA RUTA DE DISEÑO.	85
TABLA 3.2. CENSOS DE LOS SECTORES BRISAS DEL SUR I Y II.	88
TABLA 3.3. POBLACIÓN FUTURA SEGÚN MÉTODO DE CRECIMIENTO LINEAL.	91
TABLA 3.4. POBLACIÓN FUTURA SEGÚN MÉTODO DE CRECIMIENTO GEOMÉTRICO.	92
TABLA 3.5. POBLACIÓN FUTURA SEGÚN MÉTODO DE CRECIMIENTO LOGARÍTMICO.....	93
TABLA 3.6. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS DIFERENTES MÉTODOS APLICADOS.....	93
TABLA 3.7. POBLACIÓN SEGÚN DENSIDAD DE SATURACIÓN.....	95
TABLA 3.8. POBLACIÓN ACTUAL Y FUTURA.	96
TABLA 3.9. CONSUMO MEDIO ACTUAL Y FUTURO DE BRISAS DEL SUR I.	100
TABLA 3.10. CONSUMO MEDIO ACTUAL Y FUTURO DE BRISAS DEL SUR II.....	100
TABLA 3.11 CONSUMO MEDIO POR TRAMOS DE BRISAS DEL SUR I.....	104
TABLA 3.12 CONSUMO MEDIO POR TRAMOS DE BRISAS DEL SUR II.....	106
TABLA 3.13. PUNTOS DE ALIMENTACIÓN PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE LOS SECTORES DE BRISAS DEL SUR I Y II.	111
TABLA 3.14. DIÁMETROS SELECCIONADOS PARA LOS TRAMOS. SECTOR BRISAS DEL SUR I.....	114
TABLA 3.15. DIÁMETROS SELECCIONADOS PARA LOS TRAMOS. SECTOR BRISAS DEL SUR II.	115
TABLA 3.16. PROFUNDIDADES MÍNIMAS Y ANCHOS DE ZANJAS PARA TUBERÍAS.	117

TABLA 3.17. LONGITUD TOTAL: COLECTORES CALLES PRINCIPALES + EMPOTRAMIENTO.	130
TABLA 3.18. LONGITUD TOTAL: COLECTORES CALLES SECUNDARIAS + EMPOTRAMIENTO.	130
TABLA 3.19. ÁREAS TRIBUTARIAS POR TRAMO	135
TABLA 3.20. CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTORES.....	143
TABLA 3.21. COTAS DE LA RASANTE.....	148
TABLA 3.22. TIPO DE APOYO Y CLASE DE TUBERÍA.....	152

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LOS SECTORES DE BRISAS DEL SUR I Y II	18
FIGURA 2.1. CURVA DE VARIACIÓN HORARIA PARA UN DÍA TÍPICO.....	34
FIGURA 2.2. CURVA DE CONSUMOS ACUMULADOS CONSTRUIDA EN BASE A LA CURVA DE VARIACIONES HORARIAS PARA UN DÍA TÍPICO	34
FIGURA 2.3 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.	38
FIGURA 2.4 OBRAS DE CAPTACIÓN..	60
FIGURA 2.5. COMPONENTES DE UNA BOCA DE VISITA..	62
FIGURA 2.6. SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE TUBERÍA DE ACUEDUCTOS Y CLOACAS.....	65
FIGURA 3.1. CENTRO ODONTOLÓGICO MISIÓN BARRIO ADENTRO.	98
FIGURA 3.2. MÓDULO ASISTENCIAL BARRIO ADENTRO.	99
FIGURA 3.3. DATOS GENERALES DEL PROYECTO.....	118
FIGURA 3.4. DATOS GENERALES PARA EL CÁLCULO.....	119
FIGURA 3.5. DATOS DE LOS TRAMOS.....	121
FIGURA 3.6 DATOS DE LOS NODOS	123
FIGURA 3.7 RESULTADOS DE LOS TRAMOS.....	124
FIGURA 3.8. VISTA EN PLANTA DE LA SECCIÓN DE LAS CALLES PRINCIPALES.....	129
FIGURA 3.9. VISTA EN PLANTA DE SECCIÓN DE LAS CALLES SECUNDARIAS.	129

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES:

1.1.1 Ubicación Geográfica:

El estado Anzoátegui posee una superficie de 43.300 Km² y representa un 4,75% del territorio nacional de Venezuela. Está situado al Noreste de Venezuela, limita al Norte con el Mar Caribe, al Sur con el río Orinoco que le separa del Estado Bolívar, al Este con los Estados Sucre y Monagas y al Oeste con los Estados Guárico y Miranda. Es el séptimo estado con mayor superficie del país y se divide en veintiún (21) municipios, su capital es Barcelona, ubicada en el Municipio Simón Bolívar y se encuentra en el extremo norte del Estado. En la figura 1.1 se muestra la ubicación geográfica del Estado y del sector en estudio.

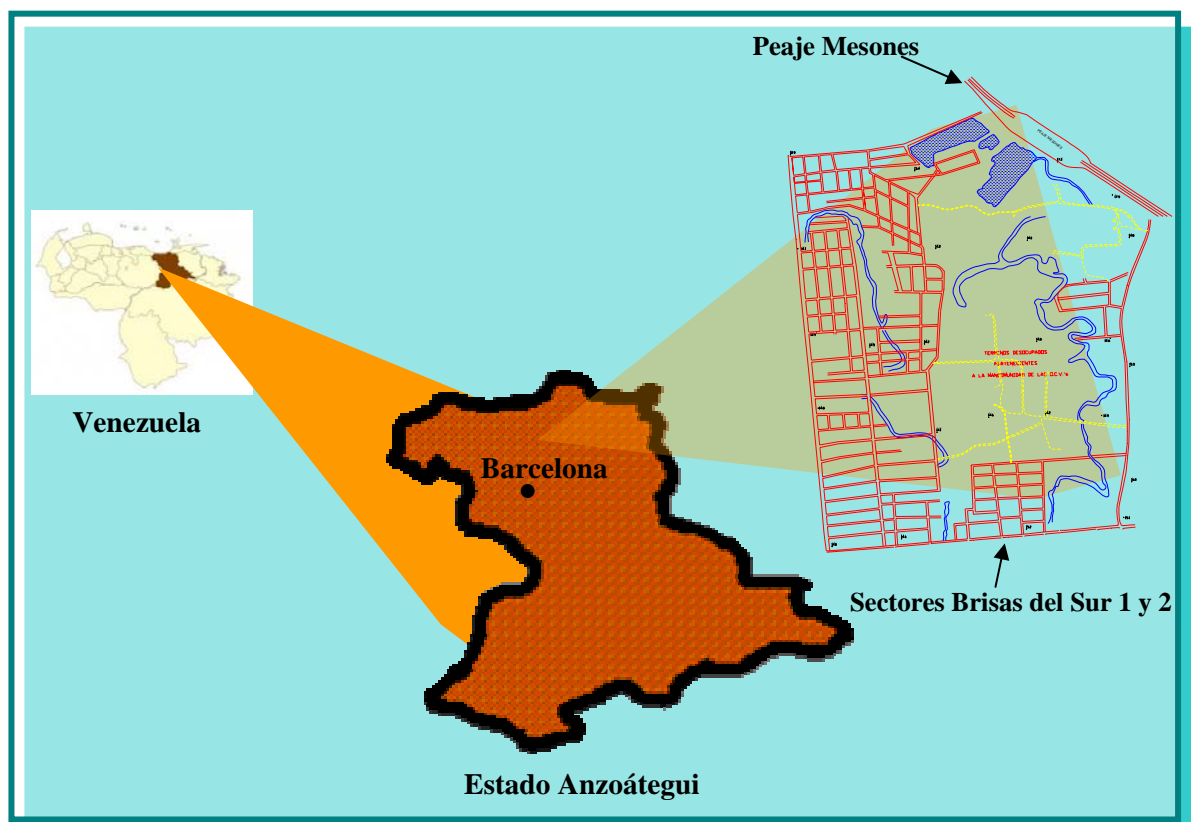


Figura 1.1 Ubicación geográfica de los sectores de Brisas del Sur 1 y 2.

Los sectores I y II de Brisas del Sur, se encuentra ubicado al norte de Cruz Verde, al sur de la parroquia San Cristóbal, en el municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui. Limitan por el Norte con el sector Eulalia Buroz, al Sur con la calle principal de Cruz verde, al Este con la carretera principal de Mesones – Cruz Verde y al Oeste con los sectores III y IV de Brisas del Sur.

1.1.2 Características básicas de la zona:

Los sectores de Brisas del Sur I y II, se originaron hace 6 años aproximadamente, producto de una invasión que hicieron en los galpones Moya-Menece, ocupando un terreno aproximado de 17,64 Ha.

El acceso a esta zona es a través de la Autopista Rómulo Betancourt, entrando por la Avenida principal de El Viñedo y la Avenida principal de Cruz Verde. Estas dos últimas se encuentran asfaltadas pero no en buenas condiciones. En los sectores en estudio, las calles en su mayoría no lo están. Y tampoco cuentan con un sistema de drenaje de agua de lluvia y tampoco con un sistema de disposición final de las aguas servidas. Ellos hacen uso de pozos sépticos.

La falta de agua potable en estas áreas implica ciertas incomodidades para sus habitantes, que impide la realización de las actividades domesticas cotidianas, lo cual genera problemas de insalubridad y trae como consecuencia enfermedades en la población y además, los sectores que si cuentan con el vital liquido legal se ven afectados por las tomas ilegales que los habitantes de estos sectores hacen, ya que muchas veces no tienen para pagar un camión cisterna para abastecerse de agua potable.

El sector tiene una topografía regular, es decir, no presenta grandes variaciones de altura.

Presenta un temperatura que oscila entre los 22 °C (mínima) y 32 °C (máxima) y un periodo lluvioso, entre mayo y noviembre.

En estos sectores no cuentan con servicio de luz, por lo que han hecho tomas ilegales para hacer uso de la misma.

En el aspecto educativo, cuentan con una escuela ubicada en la avenida principal de El Viñedo, cuyo nombre es “MIGUEL OTERO SILVA”. Cuentan con educación primaria, básica y ciclo diversificado.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

El agua es vital para los seres humanos, que la necesitan para cocinar, beber, lavarse y regar los cultivos. Además, en los procesos industriales se emplean cantidades inmensas. El agua es un recurso limitado que debe recogerse y distribuirse cada vez más cuidadosamente. Es como un motor de desarrollo y fuente de riqueza, que ha constituido uno de los pilares fundamentales para el progreso del hombre. La ordenación y gestión de los recursos hídricos, que ha sido desde siempre un objetivo prioritario para cualquier sociedad, se ha realizado históricamente bajo directrices orientadas a satisfacer la demanda en cantidades suficientes, bajo una perspectiva de política de oferta. El incremento de la oferta de agua como herramienta para el impulso económico, el mayor nivel de contaminación, asociado a un mayor nivel de desarrollo, algunas características naturales (sequías prolongadas, inundaciones) y en definitiva una sobreexplotación de los recursos hídricos, han conducido a un deterioro importante de los mismos. El crecimiento de las ciudades sin planificación alguna, origina nuevos desarrollos habitacionales a los que hay que abastecer con el vital líquido, así como también es necesario de un sistema de recolección de aguas servidas, como disposición final del agua potable.

Por la falta de instalaciones para el tratamiento de aguas residuales ha contribuido a la contaminación de la costa del mar Caribe. En las zonas urbanas, sólo el 71% (2000) de la población tiene acceso a instalaciones sanitarias adecuadas; en las áreas rurales, la cifra baja al 48%.

Los sectores I y II de Brisas del Sur, se encuentra ubicado al norte de Cruz Verde, al sur de la parroquia San Cristóbal, en el municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui. Cuentan con una tubería principal de agua potable de 12” que pasa por el frente de dichos sectores, por el oeste y por el sur, la cual surte del preciado líquido a las comunidades del Viñedo y Cruz Verde, y viene desde la autopista Rómulo Betancourt; pero no los surte directamente a ellos, ya que estos sectores son producto de invasiones que se hicieron después de la realización de la red de acueductos ya existente. Es de esta tubería, de la que los habitantes de dichos sectores hacen tomas ilegales para tener acceso al agua, ya que normalmente solicitan cisternas de agua, pero este servicio ha aumentado su valor y hay muchas personas que no cuentan con los recursos económicos para pagarlo. Además, muchas veces estos transportes no pueden pasar a estos sectores, ya que se dificulta el acceso cuando llueve.

Al no contar, con un servicio de abastecimiento de agua potable, tampoco poseen un sistema de recolección de aguas servidas. Pero en este caso, el problema es aún mayor, porque en estos sectores, no se cuenta con un servicio de disposición final para las cloacas, ellos hacen uso solo de pozos sépticos. De esta manera, se estaría contribuyendo al aumento de la contaminación y la proliferación de enfermedades.

Los habitantes de estos sectores, deben contar con los servicios básicos para una vivienda, ya que han hecho solicitudes de cambio de rancho por casas dignas, según el artículo 82 de la Constitución Bolivariana de Venezuela, y estas, les ha sido negada por no contar con estos servicios. Por lo que han acudido a Hidrocaribe, con el fin de que se les ayude con la realización de dichos proyectos.

Hidrocaribe, es una empresa del Estado, que se encarga de realizar los proyectos de acueductos y cloacas con la finalidad de alcanzar un desarrollo social y económico de la comunidad. Es por ello, que los habitantes de estos sectores se

han visto en la necesidad de acudir a dicha empresa, con el fin de que se les ayude con la realización y ejecución de estos proyectos.

Mediante la ayuda y el apoyo tanto de la comunidad como de Hidrocaribe, se realizará un proyecto de acueductos y cloacas para los sectores de Brisas del Sur I y II, con el fin de formar parte de ese importante progreso que estos habitantes quieren para su comunidad, de alguna manera obtener mejoras en la calidad de vida de cada uno de ellos, abastecerlos del líquido más preciado y crear un buen sistema de cloacas que les ayude con el saneamiento de la zona y con la disposición final de las aguas servidas.

1.3 OBJETIVOS:

1.3.1 Objetivo General:

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable y de recolección de aguas servidas, para los sectores de Brisas del Sur I y II, Cruz Verde, Parroquia San Cristóbal Municipio Simón Bolívar del estado Anzoátegui.

1.3.2 Objetivos Específicos:

1. Recopilar la información sobre la situación actual de los sectores de Brisas del Sur I y II.
2. Realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio.
3. Hallar la población actual y futura.
4. Calcular el sistema de abastecimiento de agua potable.
5. Calcular el sistema de recolección de aguas servidas y su disposición final.
6. Dibujar los planos definitivos.
7. Realizar los cálculos métricos, el análisis de precio unitario y el presupuesto del proyecto.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

Existe gran variedad de trabajos de investigación que se pueden encontrar en la Universidad de Oriente, relacionados con el tema en estudio. Algunos de ellos se pueden observar a continuación:

En el año 2006, Serrano C. y Prieto M. hicieron el diseño de la red de abastecimiento de agua potable y la red de disposición de aguas servidas del sector Playa Mar, Maurica en la ciudad de Barcelona Estado Anzoátegui. En este trabajo se basaron en el programa WaterCad para calcular la red de agua potable.^[1]

En el año 2006, Guazz M. y López J. elaboraron el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y red de aguas servidas, en los sectores Barrio Razetti II y Lomas de Vista Hermosa de Barcelona, Municipio Bolívar Estado Anzoátegui; en el cual realizaron los cálculos de la red de agua potable por medio del programa IP-3 Acueductos.^[2]

2.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA

Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema. Por lo tanto, para su diseño es preciso conocer el comportamiento de los materiales bajo el punto de vista de su resistencia física a los esfuerzos y los daños a que estarán expuestos, así como desde el punto de vista funcional su aprovechamiento y eficiencia, para ajustarlos a criterios económicos.^[3]

2.2.1 Investigaciones y estudios preliminares

Cuando se ha de diseñar un sistema de Abastecimiento de agua, es necesario proceder con una investigación, en sitio, de todas las condiciones que pueda significar aporte de datos para un diseño equilibrado, suficientemente económico y capaz de llenar las necesidades bases de la obra que se desea construir. Estas investigaciones previas en sitio se pueden agrupar dentro de los apartados siguientes:

• Estudios Demográficos:

Es un censo para determinar la población actual y su distribución. Los puntos más importantes son: densidades, categoría destino para cada manzana, con el objeto de poder clasificar posteriormente la zona edificada en consideración, ya que esa característica definirán las dotaciones de agua necesarias.

• Estudios Topográficos:

Una vez reconocida el área perimetral de la población de diseño y preseleccionada las fuentes de abastecimiento probables, sitios convenientes para tanques de almacenamiento, planta de tratamiento (en casos de requerirse) y lugar para descarga de las aguas negras, se procederá a efectuar los levantamientos topográficos de conjunto plani-altimétricos, con enlaces poligonales y los de relleno para detalles.

Básicamente, estos levantamientos deben dar una perfecta idea de conjunto y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada y deberán referirse a los puntos más cercanos de Cartografía Nacional.

En los datos de investigación de obras existentes deben incluirse datos topográficos que puedan privar en el diseño; cursos de aguas existentes y su

recorrido urbano; tuberías y colectores enterrados; puentes y alcantarillas; líneas de ferrocarriles; zonas de aeropuertos, etc.

• Estudios Sanitarios de la Hoya y Calidad del Agua:

Debe llevarse a cabo un reconocimiento sanitario del lugar, con inclusión de las hoyas hidrográficas de los cursos de agua incluidos entre los preseleccionados para abastecer la población y para recibir descargas cloacales.

Este reconocimiento comprende: tipo de disposición de excretas, sistemas de aguas cloacales, que descargan en la hoya, localizando las aldeas ribereñas con su número de habitantes. Si las aguas tienen o no, tratamiento y su alcance. Población de animales. Presencia de industrias que puedan contaminar el agua, indicando sus distancias del sitio elegible como lugar de captación.

• Estudios Hidrológicos:

Este debe comprender un estudio de caudales máximos y mínimos de los cursos antes mencionados. Recopilación de aforos, si existen, o determinaciones de gasto mínimo en las épocas de sequías; oxígeno disuelto; constante de reaeración y desoxigenación. Esto, unido a las informaciones de los lugareños, mostrarán la posibilidad de ser suficiente para las demandas de consumo, o capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas. Si puede o no ser regulado para satisfacer los requerimientos de consumo. En este último caso, podrá ser necesario adicionar un levantamiento topográfico del posible vaso de agua del embalse y del sitio mismo donde ha de colocarse la presa. De la extensión superficial de la hoya; datos de materiales en sitio que puedan utilizarse en esas obras, hojas pluviográficas, en caso de existir estaciones hidrológicas cercanas, datos de evaporación, temperatura, humedad relativa del aire, velocidad y dirección de los vientos, etc. En caso contrario, será conveniente determinar algunos valores guías para comparaciones posteriores con sitios cercanos ya estudiados.

En los ríos es muy importante incluir perfiles transversales en los sitios de captación de agua y descargas cloacales. En los lagos: profundidad y corrientes, oleajes, etc. Las aguas subterráneas, en caso de requerirse como fuentes deben también ser investigadas en relación a su calidad y cantidad. Si hay pozos, determinarles: diámetro, caudal, niveles estáticos y de bombeo, pendiente de la mesa alimentadora, peligros inmediatos de contaminación de esas aguas, llevando a cabo un estudio geológico complementario de las formaciones adyacentes: tipo de formación, fallas, etc.

✿ Estudios Geológicos:

Estos estudios comprenderán básicamente: prueba para fundaciones de estructuras pesadas: diques, plantas de tratamientos, tanque de almacenamiento. Geología de las cuencas de embalse. Situación y clases de canteras, minas de arena y arcilla. Deben tomarse, de los últimos, muestras para fijar posteriormente la calidad de los materiales. Geología de las capas superficiales mediante excavaciones, con objeto de estimar costos de excavaciones, de perforaciones, etc.

✿ Estudios Misceláneos:

Esto comprende la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en las investigaciones de cada uno de los apartados ya considerados. Estos datos comprenderán esencialmente:

- a) Climatología: su influencia en los consumos de agua del lugar: temperatura, humedad relativa del aire, influencia de vientos, fertilidad de la zona.
- b) Economía: posibilidades de desarrollo por influencias no ocurridas hasta el momento de estos estudios: nuevas vías de comunicación, productividad mineral, establecimiento del sistema de abastecimiento de agua y redes cloacales.
- c) Corrientes migratorias: estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y sus influencias sobre la población futura.
- d) Estadísticas vitales: índice de mortalidad y nacimientos.

e) Condiciones de transporte y costo de vida: estos datos serán de gran utilidad en la elaboración posterior de presupuesto y planes de ejecución de las obras.

✿ Estudio de Obras Existentes y Servicios Públicos:

En aquellos sitios donde existe un sistema de abastecimiento o de alcantarillado se deberán investigar todas sus características y aun su funcionamiento. Esos datos podrán determinar si pueden aprovecharse en su totalidad o parcialmente esas obras. Deberán determinarse mediante sondeo las profundidades, diámetros, tipo y condiciones actuales de las tuberías y colectores. Definir mediante mediciones las características de las obras de tomas, las capacidades de los tanques de almacenamiento, con las situaciones y condiciones actuales de las estructuras. Líneas de aducción y su perfil longitudinal. Redes de cloacas y sus pendientes y diámetros.

Por último, tratar de determinar los consumos medios diarios y sus máximos horarios, y las variaciones anuales con relación al medio diario. Si las aguas se utilizan para riego y en que porcentaje y condiciones.

Deberán a su vez, tomarse en cuenta las características de todos los otros servicios públicos existentes o de inmediata realización en la zona, que puedan inferir en el diseño del proyecto o en la ejecución del mismo. ^[4]

2.2.2 Usos del agua

Un sistema de distribución de agua se crea o se amplía para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para usos domésticos, de riego, industriales, extinción de incendios y sanitarios. Al proyectarlos, debe estimarse la cantidad de agua potable que consumirá la comunidad, ya que deben proyectarse componentes del tamaño adecuado en el sistema de distribución de agua. Las instalaciones para suministro

de agua constan de las obras para captación, almacenamiento, transmisión, bombeo, distribución y tratamiento.

El tamaño del proyecto para distribución de agua suele estar basado en el consumo anual promedio por persona. En consecuencia, los pronósticos demográficos para el periodo que abarca el proyecto son de máxima importancia y deben hacerse con cuidado para tener la certeza de que los componentes del proyecto son del tamaño adecuado. [5]

2.2.3 Consumo del agua

El consumo de agua es función de una serie de factores inherentes a la propia localidad que se abastece y varía de una ciudad a otra, así como podrá variar de un sistema de distribución a otro, en una misma ciudad.

Los principales factores que influyen en el consumo de agua en una localidad pueden ser así resumidos:

- a) clima;
- b) nivel de vida de la población;
- c) sistema de provisión y cobranza (servicio medido o no);
- d) costumbres de la población;
- e) calidad de agua suministrada;
- f) costo del agua (tarifa);
- g) presión en la red de distribución;
- h) consumo comercial;
- i) consumo industrial;
- j) consumo público;
- k) pérdida en el sistema;
- l) existencia de red de alcantarillado;
- m) otros factores.

Es oportuno hacer énfasis en que la forma de provisión de agua ejerce notable influencia en el consumo total de una ciudad, pues en las localidades donde el consumo es medido por medio de hidrómetros, se constata que el mismo es sensiblemente menor en relación a aquellas ciudades donde tal medición no es efectuada.

2.2.4 Tipos de consumo

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua:

☀ Uso domestico:

- a) descarga del escusado;
- b) aseo corporal;
- c) cocina;
- d) bebida;
- e) lavado de ropa;
- f) riego de jardines y patios;
- g) limpiezas en general;
- h) lavado de automóviles;
- i) aire acondicionado.

☀ Uso comercial:

- a) tiendas;
- b) bares;
- c) restaurantes;
- d) estaciones de servicios;

☀ Uso industrial:

- a) agua como materia prima;
- b) agua consumida en procesamiento industrial;

- c) agua utilizada para congelación;
- d) agua necesarias para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

✿ Uso público:

- a) limpiezas de vías públicas;
- b) riegos de jardines públicos;
- c) fuentes y bebederos;
- d) limpieza de la red de alcantarillados sanitarios y la galería de agua pluviales;
- e) edificios públicos;
- f) piscina públicas y recreo;
- g) combates contra incendios;

✿ Usos especiales:

- a) combates contra incendios;
- b) instalaciones deportivas;
- c) ferrocarriles y autobuses;
- d) puertos y aeropuertos;
- e) estaciones terminales de ómnibus;

✿ Pérdidas y desperdicios:

- a) pérdidas en el conducto;
- b) pérdidas en la depuración;
- c) pérdidas en la red de distribución;
- d) pérdidas domiciliarias;
- e) desperdicios. ^[6]

2.3 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Los principales componentes de un sistema de abastecimiento son:

2.3.1 Fuentes

Las principales fuentes de abastecimiento de agua son el agua superficial y el agua subterránea.

Las fuentes superficiales incluían solo las aguas dulces naturales, como lagos, ríos y arroyos, pero con la expansión demográfica y el aumento del uso de agua por persona en relación con estándares de vida más altos, deben tenerse también en cuenta la desalinización y el aprovechamiento de aguas de desechos o negras. ^[5]

La fuente subterránea es muy usada cuando no hay un sistema de acueducto en la zona y dependerá de la existencia de aguas subterráneas en suficiente cantidad. Esta agua es por lo general de mejor calidad que la superficial y su tratamiento suele ser más sencillo y económico, pues generalmente consiste únicamente en cloración. ^[7]

La fuente debería aportar a la obra de captación para ser suministrada a la comunidad entre el 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil de la obra. No obstante, es indeseable depender de una sola fuente Y, en algunos casos, la diversificación es indispensable para tener seguridad. La fuente debe satisfacer la demanda durante las interrupciones de energía y cuando hay desastres naturales o accidentes. ^[5]

2.3.2 Tomas

Pueden ser superficiales o subterráneas, sean de ríos, lagos, pozos y aún del mar, llevarán obras de captación adaptadas a las condiciones imperantes de esas masas de aguas. Estas tomas deben aportar a la aducción entre el 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil.

2.3.3 Desarenador

Se colocan únicamente en tomas superficiales su función fundamental es separar las partículas mas gruesas que entran por la toma (arenas), en caso de que la fuente en su estado de análisis no transporte arenas se podría omitir este desarenador; debe tener capacidad suficiente para el caudal que entra por la toma.

2.3.4 Obras de Aducción o Conducción

Las aguas captadas deben en general, ser conducidas al sitio de consumo, para lo cual se requieren las líneas de aducción, pudiendo estas ser por gravedad, bombeo o al caso mixto (gravedad y bombeo), representadas en el terreno mediante canales abiertos o conductos a presión dependiendo de la topografía de la zona. La aducción comienza en la toma y termina en el tanque de almacenamiento, pudiéndose encontrar en este trayecto la planta de tratamiento.

2.3.5 Estanques de Almacenamiento

Es el elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución, generalmente antes de éste se encuentra la etapa de tratamiento.

La función básica del estanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro de tal forma, que los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua

almacenada previamente. De su funcionamiento dependerá el suministro continuo y de manera eficiente a la comunidad.

2.3.5.1 Capacidad

La capacidad requerida de almacenamiento de los estanques varía en función a varios factores a considerar, tales como las fluctuaciones del consumo y posibles eventualidades de suspensión en el servicio de abastecimiento o de emergencias por incendios.

Compensar las fluctuaciones de consumo:

El estanque, debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos sean satisfechas a cabalidad, al igual que cualquier variación en los consumos registrados para las 24 horas del día y en la condición de conducción de agua al estanque, de forma tal que se produzca un equilibrio entre los caudales de llegada y salida que garanticen un servicio continuo y eficiente ^[3]. Existen varias formas de calcular esta capacidad:

- a) Este consumo se puede representar entre un 25%-28% del consumo medio de la población para distribución por gravedad ^[3].
- b) Una manera más precisa sería obteniendo el diagrama de consumo para un día promedio (Figura 2.1), y elaborando la curva de consumos acumulados (Figura 2.2), la pendiente entre el punto de comienzo de consumo y el punto de culminación del día representa el gasto medio y la suma de las máximas ordenadas referente al consumo medio representa el volumen a almacenar para compensar las fluctuaciones del consumo.

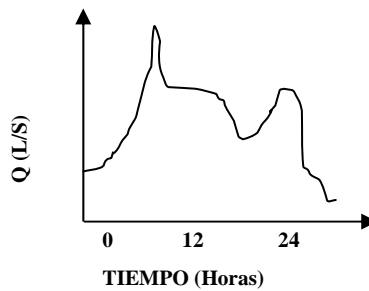


Figura 2.1. Curva de Variación horaria para un día típico

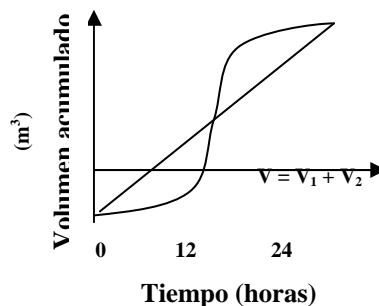


Figura 2.2. Curva de consumos acumulados construida en base a la curva de variaciones horarias para un día típico

Fuente: Referencia [3].

🌟 Capacidad para combatir incendios:

El MSAS 1989 [9], establece para zonas residenciales destinadas a las viviendas unifamiliares, o bifamiliares aisladas 10 l/seg. y para zonas residenciales destinadas a viviendas multifamiliares, comerciales o mixtas e industriales, 16 l/seg. para baja densidad y 32 l/seg. para alta densidad y la duración se supondrá de 4 horas. Dicho gasto se supone puede ser requerido en cualquier instante y, por tanto, debe existir en el estanque de almacenamiento para atender contingencias de incendio durante un determinado lapso [5].

Además de esto según las normas INOS [10] los gastos y la duración de los incendios se obtendrán de las tablas 2.1. y 2.2.

Tabla 2.1 Gastos y duración de incendios (INOS 1965).

Tipo de acueducto	Gasto (l/seg.)	Duración (hr)
Población menor 2000 hab.	0	0
Población menor 5000 hab.	$Q = 15\sqrt{x}$ $X = \text{miles de habitantes}$	Tabla 2.2
Población mayor de 5000 hab. En población mayor 200000 hab. se deben considerar 2 incendios: uno en el sector comercial e industrial con el gasto $Q = 15\sqrt{x}$ y otro en el sector residencial con un gasto de 32 l/seg.	$Q = 15\sqrt{x}$ $Q = (\text{l/seg.})$	Tabla 2.2
Secciones de la ciudad no muy densamente construida y con edificaciones pequeñas.	32 l/seg.	Tabla 2.2
Secciones de la ciudad muy densamente construidas y con edificaciones hasta de 3 pisos.	64 l/seg.	Tabla 2.2
Secciones de la ciudad con edificios de más de 3 pisos.	96 l/seg.	Tabla 2.2

Fuente: Referencia ^[4]

Tabla 2.2 Duración de Incendios. (INOS 1965).

Gasto requerido de incendio (l/seg.)	Duración (h)
Menor de 30	3
De 30 a 106	4
de 106 a 150	5
Mayor de 150	6

Fuente: Referencia ^[4].

• Capacidad para suplir agua en caso de interrupciones del abastecimiento matriz:

Según INOS puede estimarse un periodo de interrupción de 4 horas y el gasto medio de consumo para la determinación de la capacidad. Cuando el suministro pueda considerarse eficiente y seguro, se puede prescindir de este volumen.

$$Vol_{int} = Q_m * 4horas \quad (Ec. 2.1)$$

Donde:

Vol_{int} = Volumen para suplir interrupciones en abastecimiento matriz (m^3).

Q_m = Consumo medio ($m^3/hora$).

• Capacidad total:

El volumen total del tanque será la suma de las capacidades anteriormente definidas.

Investigaciones llevadas a cabo por Mijares ^[8], indicaron la conveniencia de almacenar un 45% del consumo medio diario para poblaciones hasta de 1000 habitantes, y de un 35% del consumo medio diario para poblaciones comprendidas entre 1000 y 5000 habitantes ^[4].

2.3.5.2 Ubicación

La ubicación del estanque está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio. En la ubicación del éste debe tenerse en cuenta que las perdidas de carga sean más o menos iguales en cualquier dirección y que una altura única del tanque fuese suficiente. Por razones prácticas se han establecido rangos de presiones de acuerdo a las características y necesidades de la localidad, las mismas son: para sistemas urbanos 25 y 70 m y para áreas rurales entre 10 y 40m ^[3].

Además ésta ubicación está necesariamente influenciada por la topografía y por las zonas de mayor consumo. De allí la ubicación ideal del estanque en el

centro de una localidad, cuando la zona es totalmente plana y los gastos de consumos son homogéneos, ya que de esta manera se logra una distribución con menores pérdidas de carga ^[4].

2.3.5.3 Tipos de Estanques

Los estanques de almacenamiento pueden ser construidos directamente sobre la superficie del suelo o sobre torre cuando por razones de servicio se requiera elevarlos. En el primer caso, los estanques son generalmente de concreto armado o post-tensado, de forma rectangular o cuadrada y dividido en varias celdas para facilitar su limpieza; o de forma cilíndrica ^[3].

2.3.6 Obras de Distribución

Consiste en llevar el agua a los diferentes sectores de la comunidad, para lo cual se requiere un sistema de conductos a presión que tengan la capacidad necesaria para suministrar cantidades suficientes y dentro de ciertas normas estipuladas para cada zona en particular.

2.3.6.1 Tipos de Distribución

Dependiendo de la topografía, de la vialidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimientos y del estanque puede determinarse el tipo de red de distribución a usar, entre los que tenemos:

- a) Tipo Ramificado: este tipo de red es utilizado cuando la topografía es tal que dificulta, o no permite la interconexión entre ramales. También puede originarse por el desarrollo lineal a lo largo de una vía principal o carretera.
- b) Tipo Mallado: este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de la tubería a fin de

crear un círculo cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.

c) Tipo Mixto: Este tipo de red posee tramos ramificados y mallas [4].

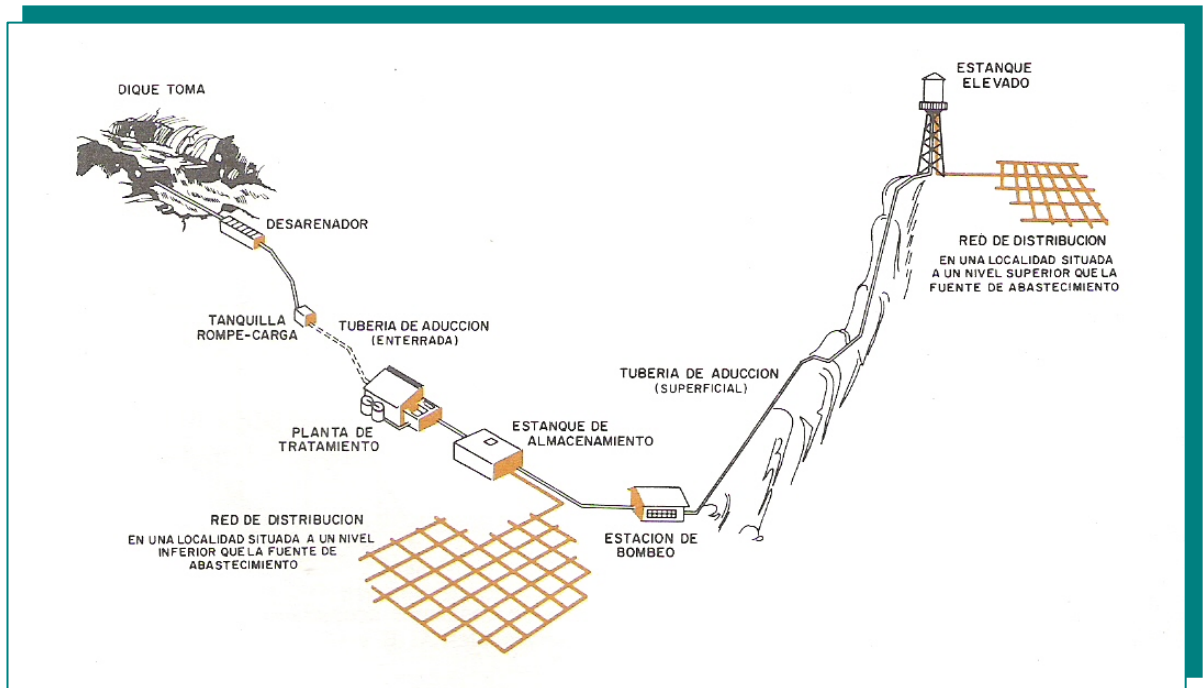


Figura 2.3 Componentes de un sistema de abastecimiento de agua.

Fuente: Referencia [3]

2.3.6 Tuberías

Son las encargadas de transportar el agua a presión hasta el sitio de consumo, se pueden clasificar según su función de la siguiente manera:

- Tubería matriz (mayores de 400 mm): Conducen el agua desde los tanques de almacenamiento o estaciones de bombeo o aducción a las tuberías arteriales. No se deberían hacer tomas sobre esta tubería sino sobre tuberías de distribución paralelas.

- Tuberías arteriales o principales: Suplen los gastos a los hidratantes y consumos en general.
- Tuberías de Relleno: Pueden hacer la misma función de las arteriales pero en general se utilizan para intercomunicar redes para formar mallas por lo cual generalmente son de diámetros menores que las arteriales. Deben tener diámetro suficiente para servir a los hidrantes y garantizar presiones mínimas.
- Tuberías de servicio: Suplen el consumo desde las tuberías a los medidores comerciales instalados en la residencia o institución que reciba el servicio. En medio urbanos el \varnothing $\frac{3}{4}$ " se puede aceptar en medios rurales hasta diámetros de $\frac{1}{2}$ ". Las tuberías de distribución, en general, se colocan a un lado de la calle para dejar el centro a los colectores cloacales. Si el ancho de la calle fuese mayor de 17m. se podría recomendar dos líneas de alimentación. La tubería de distribución debe estar como mínimo a 20 cm. por encima de la cloaca y a una separación horizontal mayor de 2m ^[8].

Las tuberías también se clasifican según el material de fabricación, siendo el más utilizado actualmente de P.V.C y según las presiones internas de trabajo. Estas se pueden observar en las tablas 2.3 y 2.4, respectivamente:

Tabla 2.3 Tuberías para acueductos.

Tipo de tubería	Coefficiente de rugosidad (C)	Uso	Edad (años)
Hierro fundido (HF)	100	Enterrada	30
Hierro fundido dúctil (HFD)	100	Enterrada	30
Acero	140	Superficial	50
Hierro galvanizado (HG)	100 a 110	Instalaciones domiciliarias y	---
Cont. Tabla 2.3 Tuberías para acueductos			
Tipo de tubería	Coefficiente de	Uso	Edad

	rugosidad (C)		(años)
Concreto	90 a 130	Enterrada	75
Plástica (PVC)	140	Preferiblemente enterrada	---

Fuente: Referencia ^[4]

Tabla 2.4 Clasificación de tuberías PVC según la presión.

Clase	Presión (Kg/cm²)	Presión (m)
AA	6	60
AB	10	100
AC	16	160
AD	25	250

Fuente: Referencia ^[8]

2.3.7.1 Disposición de las tuberías

Las tuberías de distribución, en general, se colocan a un lado de la calle para dejar el centro a los colectores cloacales. Si el ancho de la calle fuese mayor de 17m. se podría recomendar dos líneas de alimentación.

Deben proyectarse para todas las calles a las que dé frente una o más parcelas y procurando siempre formar mallas ^[3].

La tubería de distribución debe estar como mínimo a 20 cm. por encima de la cloaca y a una separación horizontal mayor de 2m. En casos debidamente justificados, no se pueda mantener la distancia vertical mínima de 0.20 metros entre ambas tuberías, se deberá recubrir el colector cloacal con una envoltura de concreto clase B (140kg/cm²) de 10 cm. de espesor como mínimo alrededor de toda la tubería y en una longitud igual a la del paralelismo entre ambos conductos, más un exceso de 1.50 metros en ambos extremos; o la utilización e instalación de cualquier otro material que garantice la ausencia de filtraciones en el colector

cloacal, a juicio de la autoridad sanitaria competente, tal como lo señala el artículo 33 de la Gaceta Oficial Extraordinario N° 4.103.

En general, las profundidades mínimas y anchos de zanjas recomendados, a que deben de instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle al eje de tubería serán las especificadas en la Tabla 2.5 ^[9].

Tabla 2.5 Profundidades y Anchos de Zanjas para Tuberías.

Diámetro nominal tubería mm.(Pulgadas)	Profundidad de la zanja (cm).	Ancho de la zanja (cm).
100 (4")	70	45
150 (6")	89	53
200 (8")	90	60
250 (10")	105	65
300 (12")	120	75

Fuente: Referencia ^[9].

2.3.7.2 Hidrantes

La finalidad del hidrante no es como muchas personas creen, que las mangueras se apliquen directamente en ellos, ya que sería necesario disponer de presiones muy altas, sino que en un punto cercano al sitio del eventual incendio, haya un hidrante donde el camión cisterna pueda ser reabastecido rápidamente y en relación a la capacidad de los hidrantes ^[7].

Se espaciarán 200 m ($\varnothing > 6''$) para zonas residenciales o comerciales que posean un área de construcción menor al 120% del área vista en la planta, en caso contrario, inclusive zonas comerciales e industriales se espaciaran 100 m con $\varnothing > 8''$ ^[4].

En zonas rurales con población mayor a 2000 hab. y menor a 5000 hab. se recomienda $\varnothing > 4''$ [8].

2.3.7.3 Válvulas

Existe una gran variedad de válvulas para facilitar la operación y el mantenimiento de los sistemas de tuberías de conducción de agua, entre las cuales se describen las siguientes:

- Válvulas de retención: Para permitir el flujo en la tubería sólo en un sentido.
- Válvulas reductoras de presión: En zonas de distribuciones de topografía abrupta generalmente es necesario controlar un rango de presiones admisible.
- Válvula de paso: Para obstruir en un momento dado, el paso del agua de un punto a otro de la tubería. Entre las más usadas para distribuciones se tienen las de doble disco.
- Válvulas de altitud: Estas válvulas son utilizadas para evitar el rebose de tanques cuando existen otros en el sistema a mayor elevación.
- Válvulas de limpieza: En tuberías de $\phi 12''$ ($\phi 300\text{mm}$) o mayores deben preverse purgas en los puntos bajos de manera de permitir la descarga de sedimentos.
- Ventosa o válvula de expulsión de aire: En los puntos altos de las tuberías deberán preverse ventosas. En tuberías de distribución (hasta $\phi 14''$ o 350mm inclusive) se admiten tomas de servicio en el punto alto para servir de ventosa. En tuberías de $12''$ o mayores y que no tengan tomas de

servicio, así como en tuberías matrices deberán preverse ventosas automáticas o manuales en todo los puntos altos, así como próximo a las llaves maestras (del lado aguas abajo) ^[4].

2.3.7.4 Piezas de conexión

Para realizar enlaces entre las tuberías que conforman una red, es necesario utilizar piezas que permitan cambio de dirección y de diámetros. Algunas de las piezas de conexiones mas usadas son las siguientes:

- Codos: se usan en los cambios de dirección, los más comerciales son los de 45° y 90°.
- Tees: se usan cuando concurren tres líneas de tuberías en ángulos rectos.
- Reducciones: se usan cuando se producen cambios de diámetros en redes, para realizar uniones.
- Tapones: en el final de las tuberías con diferentes tipos de uniones.
- Yees: para enlace de tres tuberías cuando dos se mantienen en un mismo alineamiento y la otra concurre a estas con un ángulo de 45°, o bien dos de ellas caen a 45° sobre la tercera.
- Juntas dresser: para empates de tuberías procedentes de distintos fabricantes.
- Boca-Llaves: para manejo de las llaves que requieren estar colocadas en tanquillas especiales ^[4].

2.7.3.5 Conexiones domiciliarias

El suministro de agua a cada parcela se realizará mediante una conexión a la red, con una toma particular. El diámetro dependerá de cada caso en particular. El diámetro mínimo será 12,7 mm (1/2") para un servicio directo o de 19 mm (3/4") para un servicio indirecto ^[3].

2.4 PRINCIPALES SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Los principales sistemas de abastecimiento son:

- a) Sistema de alimentación directa.
- b) Sistema de distribución por gravedad desde un tanque elevado.
- c) Distribución por combinación de estanque bajo, bomba de elevación y estanque alto.
- d) Distribución con equipo hidroneumático.

El sistema de alimentación directa se utiliza cuando el abastecimiento de agua público es continuo y mantiene una presión mínima adecuada.

El sistema de distribución por gravedad desde un tanque elevado se emplea en sectores donde el abastecimiento de agua al público no es continuo o carece de presión adecuada.

La distribución por combinación de estanque bajo, bomba de elevación y estanque alto se utiliza cuando el servicio no es continuo y la presión no es adecuada para llenar el tanque elevado.

La distribución con equipo hidroneumático se emplea en zonas donde el abastecimiento de agua no garantice la presión suficiente y se desea mantener una presión adecuada.

2.5 PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Si en un sistema de agua potable se produce un servicio para satisfacer las necesidades de los diversos centros de una comunidad, se define como pérdidas la porción del volumen total suministrado que no alcanza su destino proyectado de consumo, porque se “queda” en el camino.

2.5.1 Causas

- a) Fugas: Cuando el flujo de agua que transita por la tubería se escapa a través de: fisuras, grietas, roturas, empalmes deficientes o piezas filtrantes.
- b) Evaporación y desbordamiento de tanques: En la etapa de almacenamiento de agua potable, se puede perder una gran cantidad de agua por evaporación en tanques abiertos, o derrames productos de una mala operación o falta de control en el sistema.
- c) Empotramientos ilegales: Hay dos tipos de irregularidades:
 - a. Cuando una persona o institución se beneficia del servicio de agua sin autorización.
 - b. Cuando la persona esta legalmente empotrada al acueducto pero su aporte es incompleto.
- d) Errores de medición: La imprecisión de macro medidores y micro medidores acarrea pérdidas. En primer lugar, porque los volúmenes medidos no son reales, hay ciertas cantidades de agua que aunque pase por el medidor no son contabilizadas, y aunque son consumidas no se facturan.
- e) Uso no medido: En una comunidad existen ciertos usos necesarios que no se miden, entre ellos se encuentran:
 - 1. Combate de incendio.
 - 2. Lavado de redes

3. Uso del sector público.
4. Lavado de calles ^[8].

2.6 CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

2.6.1 Período de diseño:

Un sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado período. En la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente aconsejable.

Por lo tanto, el período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipo tomando en cuenta obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad ^[3].

Sin embargo, las “Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua” (INOS 1965) recomiendan los valores mostrados en la tabla 2.6:

Tabla 2.6 Periodo de Diseño según Normas INOS 1965

Elemento	Periodo de Diseño (años)	Observaciones
Plantas de Bombeo	10 ó 15	Con capacidad para los posibles incrementos de la población futura
Pozos	15	Sin observación
Plantas de Tratamiento	20 a 30	Sin considerar sus posibles extensiones por duplicaciones
Diques, Embalses	40 a 50	Sin observación
Líneas de tuberías de $\Phi \leq 12"$	20 a 25	Si la magnitud de la obra lo justifica, estos periodos pueden hacerse mayores
Tuberías de servicio local	20	Sin observaciones
Líneas de aducciones grandes	40	Sin observaciones
Estanques de concreto	30-40	Sin observaciones
Estanques metálicos	20-30	Sin observaciones

Fuente: Referencia ^[10].

2.6.2 Métodos de estimación de la población futura

Con el fin de poder determinar la población futura de un sector es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas de sus

habitantes, en el pasado y en el presente. En aquellas zonas carentes de planificación urbanística será necesario aplicar métodos de predicción poblacional, para esto, se deberá conocer una tasa de crecimiento que indique la variación de la población en un determinado año. Los métodos utilizados para conocer la población futura son:

2.6.2.1 Comparación gráfica

Consiste en hacer una comparación de manera gráfica de la población en estudio y de otras tres poblaciones del país con determinadas características. El método supone que la población en cuestión tendrá una tendencia de crecimiento similar al promedio del crecimiento de las otras tres, después de que se halla sobrepasado el límite de la población base (el último censo de la población estudiada) ^[4].

2.6.2.2 Crecimiento lineal

El crecimiento será lineal, si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta. Este método es completamente teórico y rara vez se da el caso de que una población presente este tipo de crecimiento. Las ecuaciones son las siguientes:

$$Ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$Pf = Puc + Ka(Tf - Tuc) \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

Ka = Pendiente de la recta.

P_{uc} = Población del último censo

T_{uc} = Año del ultimo censo.

P_{ci} = Población del censo inicial

T_{ci} = Año del censo inicial

P_f = Población proyectada.

T_f = Año de la proyección.

2.6.2.2 Crecimiento geométrico

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

$$P_f = P_{uc}(1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Despejando: $r =$

$$r = \left[\left(\frac{P_f}{P_{uc}} \right)^{\frac{1}{T_f - T_{uc}}} - 1 \right] \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

r = tasa de crecimiento anual.

2.6.2.3 Crecimiento logarítmico

Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación:

$$K_g = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde el subíndice **cp** corresponde al censo posterior y el subíndice **ca** al censo anterior.

La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos, ya que al evaluar un K_g promedio se requiere de un mínimo de dos valores de K_g . Reemplazando el valor promedio de K_g obtenido y $C = -Ln. P_{ci}$ en la ecuación anterior se obtiene:

$$LnP_f = LnP_{ci} + \overline{K_g}(T_f - T_{ci}) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

2.6.2.4 Métodos estadísticos

Además de los métodos de proyección anterior, pueden emplearse métodos estadísticos para ajustar los valores históricos a la ecuación de regresión para una curva lineal, exponencial, potencial o logarítmica que se indican a continuación:

- Línea recta (regresión lineal):

$$y = a + bx \quad (\text{Ec. 2.8})$$

- Curva exponencial ($a > 0$):

$$y = ae^{bx} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

- Curva logarítmica:

$$y = a + bLn(x) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

- Curva potencial ($a > 0$):

$$y = ax^b \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

$a, b = \text{constantes}^{[4]}$.

2.6.2.5 Método de las Densidades

Pasos a seguir para el cálculo del método de las densidades:

1° Paso:

Generalmente se dibuja un plano en pequeña escala de la población y se señalan las diferentes zonas en colores distintos. Se usa el mismo color para las zonas del mismo tipo, pero se marcan con letras diferentes.

2° Paso:

Las áreas se obtienen por procedimientos geométricos o con el planímetro. Las superficies deben expresarse en hectáreas. Las superficies de las calles se incluyen también para el cálculo de las áreas. La suma total de estas áreas representa la superficie de la ciudad que se tomará en cuenta en el proyecto.

3° Paso:

Las densidades necesitan cierto criterio y experiencia acerca del lugar, sin embargo, se presentan dos maneras de enfocar el problema:

El Ministerio de Infraestructura (MINFRA), en la Dirección del Planeamiento Urbano de Caracas se encuentran los diferentes planos rectores de las principales áreas metropolitanas del país con las diferentes densidades de saturación de la zona o en su defecto la ordenanza de zonificación del municipio respectivo.

En caso de no tener el plan rector, según listado de las series de publicaciones de la actualización del Plan nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos del Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables (MARNR) ^[9], las densidades brutas de población del área residencial y obrera se pueden estimar por la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Tipos de Ciudades Según Densidades de Población.

Tipo	Densidad bruta del agua residencial
Ciudad poco desarrollada	80 hab/ha
Ciudad con desarrollo medio	100 hab./ha
Ciudad desarrollada sin restricción de espacio	140 hab./ha
Ciudad desarrollada con alguna restricción de espacio	180 hab./ha
Caracas	220 hab./ha

Fuente: Referencia ^[4]

En parques y otras áreas verdes se adoptó una densidad bruta de 1000 hab./Ha como índice normativo deseable.

En zonas comerciales e industriales existe una recomendación de la Organización Mundial de la Salud (OMS), para países en vías de desarrollo que fija un área de 6 Ha para cada 1000 hab. en poblaciones pequeñas.

4° Paso:

La población futura de cada zona es el producto de la cifra correspondiente al paso 2 y 3, es decir:

$$P = d * A$$

(Ec. 2.12)

Donde:

P= Población, (hab.)

d= Densidad de población, (hab./Ha)

A= Área, (Ha)

En la práctica se encuentra necesario realizar ajustes o modificaciones a la cifras encontradas en el paso 3, para que la suma total en el paso 4 represente aproximadamente la población futura supuesta.

5° Paso:

El consumo normal medio (L/ hab./Día), requiere un estudio cuidadoso de las condiciones de cada zona, éste puede resumirse en cuatro grupos básicos: consumo doméstico, comercial e industrial, publico y consumo por pérdidas.

6° Paso:

El consumo normal medio diario en litros por hectáreas (L/ Ha/ Día), para cada zona, resulta del producto de la cifras correspondiente a los pasos tres y cinco.

7° Paso:

Las fugas y las tomas clandestinas deben ser factores a considerar, se pueden estimar entre un 15 % y 20% en consumo total.

8° Paso:

El consumo diario previsto (L/ Día/ Ha), la suma de las cifras de los pasos 6 y 7.

9° Paso:

Los consumos medios totales diarios, que se proveerán para el proyecto, son los productos de las cifras correspondientes a los pasos 2 y 8. La suma total de las cifras del paso 9 representa el consumo medio total diario en litros. El cociente de esa suma por la población supuesta, es el consumo medio per capita.

10° Paso:

El porcentaje de la superficie de la zona con respecto a la superficie total, no amerita explicación. La suma total de los porcentajes debe ser 100.

11° Paso:

El porcentaje del consumo de cada zona con respecto al consumo medio total tampoco amerita explicación, y también la suma de los porcentajes debe ser 100 ^[8].

2.6.3 Cifras de consumo de agua para sistemas de abastecimiento

Mediante investigaciones realizadas, se ha llegado a aproximaciones que hacen cada vez más precisas las estimaciones sobre consumos de agua. Las normas venezolanas basadas en algunas investigaciones propias y apoyadas en las de otros países, asignan cifras para las dotaciones de agua tomando en cuenta el uso de la tierra, la zonificación, y en otros casos las características de la población, o en casos de industrias, en función del tipo y de la unidad de producción. Estas cifras conducen a la determinación de un gasto o consumo medio, lo cual ha de constituir la base de todo diseño, requiriéndose, por lo tanto, un conocimiento de estas estimaciones.

Cuando sea necesario proyectar un Sistema de Abastecimiento de agua para una ciudad y no se tengan datos confiables sobre consumo, se sugieren como consumos mínimos permisibles para objeto del diseño lo indicado en la siguiente tabla ^[10]:

Tabla 2.8 Consumos Mínimos Permisibles.

Población	Servicio con Medidores	Servicio sin Medidores
Hasta 20.000	200 litros/persona/día	400 litros/persona/día
20.000 a 50.000	250 litros/persona/día	500 litros/persona/día
Mayor de 50.000	300 litros/persona/día	600 litros/persona/día

Fuente: Referencia ^[10]

Estos rangos de valores permiten flexibilidad en la escogencia de la dotación, por lo cual el criterio y buen juicio en la selección de este factor es elemento importante para un buen diseño.

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del Consumo Medio (Q_m).

2.6.3.1 Consumo medio (Q_m)

Es el consumo del promedio de un año de registro y conforma la base para la estimación del consumo máximo diario y del máximo horario ^[4].

$$Q_m = \frac{\text{Consumo}(lts / hab.d) * \text{Poblacion}(hab)}{86400} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

2.6.3.2 Consumo Máximo Diario (Q_{MD})

Se define como la máxima demanda de una serie de registros observados durante los 365 días de un año.

$$Q_{md} = K1 * Q_m \quad (\text{Ec. 2.14})$$

2.6.3.3 Consumo Máximo Horario (Q_{Mh})

Corresponde a la máxima demanda que se presenta en una hora durante un año completo.

$$Q_{mh} = K2 * Q_m \quad (\text{Ec. 2.15})$$

En la tabla 2.9, se presentan el cálculo del Q_{MD} y Q_{Mh} por diversos autores:

Tabla 2.9 Cálculo del Q_{MD} y Q_{MH} por diversos autores.

Caudal \ Autor	Arocha (1997)	Mijares (1983)	INOS (1965)	MSAS (1989)
$Q_{MD}=K_1 \cdot Q_m$	$K_1=(1,2-1,6)$	$K_1=1,25$	$K_1=1,20$	$K_1=1,25$
$Q_{MH}=K_2 \cdot Q_m$	$K_2= (2-3)$	$K_2= 2,75-0,0075.X$ (1000 Hab.<Pob.<10.000 Hab.) X= población en miles de Hab. $K_2=2$ (Pob. ≥ 100.000 Hab.) $K_2=2,75$ (Pob. ≤ 1.000 Hab.)		$K_2= 2,5$

Fuente: Referencia [3].

2.6.3 Presiones de servicio en el sistema

En un sistema de distribución existen limitaciones respecto a las presiones de servicio, estableciéndose un valor de presión mínima de acuerdo a la importancia de la ciudad, y una presión máxima que no debe ocasionar incomodidades en las viviendas, por una sobre presión y daños en instalaciones de la misma.

De acuerdo al gasto de consumo en la red, se producirán variaciones de presión durante el día, por lo que la presión mínima correspondiente al gasto mas critico, debe satisfacer el nivel medios de agua en el estanque.

Sin embargo, las Normas INOS establece para la red de distribución: “las presiones resultantes deberán calcularse respecto al nivel de la calle en cada nodo.

La presión máxima admisible en cualquier punto de la red es de 75 m y la mínima de 20 m calculadas con el nivel de agua en el estanque a mitad de altura”

[9]

2.6.4 Selección de diámetros y chequeos de velocidades

El diámetro de las redes de distribución va en función del tipo de zona, las cuales según Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social recomienda:

- ✿ Zonas rurales (pob. < 5000 hab.) : El diámetro mínimo a usarse será de 3".
 En casos especiales para tuberías de relleno y ramales de poca importancia podrán usarse diámetros de 2".
- ✿ Zonas urbanas: el diámetro mínimo aconsejable es de 4", exigiéndose un mínimo de 6" cuando el tramo sirva a un hidrante.
- ✿ Zonas de alta densidad: Es conveniente no usar diámetros menores de 8"

El diámetro seleccionado para la red de acueducto debe transporta un gasto máximo a una velocidad económica. En la tabla 2.10 se indica está relación:

Tabla 2.10 Relación diámetro- velocidad económica (INOS 1966)

Diámetro		V. máx. (m/s)	Q. máx. (l/s)
mm	Pulg.		
75	3	0,70	3,05
100	4	0,75	5,89
150	6	0,80	14,14
200	8	0,90	28,27
250	10	1,00	49,09
300	12	1,10	77,75
350	14	1,20	115,45
400	16	1,25	157,10
450	18	1,30	206,76
Diámetro		V. máx. (m/s)	Q. máx. (l/s)
mm	Pulg.		
500	20	1,40	274,90
600	24	1,60	452,39

700	30	1,60	729,60
-----	----	------	--------

Fuente: Referencia ^[3].

2.7 SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS NEGRAS

Un sistema de alcantarillado es un conjunto de obras hidráulicas cuya finalidad es recolectar, conducir y disponer las aguas servidas y de lluvia, para evitar que se originen problemas de tipo sanitario e inundaciones. En un sistema de alcantarillado se pueden encontrar colectores cloacales y colectores de agua de lluvia. Los colectores de cloacales son los encargados de recibir los aportes de aguas servidas de cualquier tipo, las cuales provienen del sistema de abastecimiento de agua. Los colectores de lluvia son los encargados de recibir los aportes de agua provenientes de la escorrentía superficial.

Los sistemas de recolección pueden ser:

- Sistema único: Se recogen las aguas servidas y de lluvia en un mismo canal.
- Sistema mixto: Se recogen las aguas servidas y parte de las aguas de lluvia en un mismo canal.
- Sistema separado: La recolección aguas servidas y de lluvia es independiente ^[11].

2.7.1 Información Preliminar

Al igual que para el cálculo de acueductos, para la realización de un proyecto de alcantarillado, es necesario considerar los siguientes aspectos indicados por las normas:

- Estudios topográficos,
- Estudios Demográficos,
- Estudios sanitarios de Hoyas y calidad de agua,

- Estudios hidrológicos,
- Estudios Geológicos,
- Estudios de obras existentes,
- Entre otros ^[12].

2.7.2 Características de las aguas servidas

Las aguas servidas llamadas también aguas residuales, son el resultado de la combinación de las aguas del abastecimiento público y los desechos que se descargan en ellas. Esta agua, contienen sólidos, llamados sólidos totales, los cuales generalmente se encuentran en una cantidad que oscila entre los 600 y 800 mg/l. De ésta cantidad, el 50 % se encuentra en solución y el otro 50 % se encuentra en suspensión o flotación, esto influye en el peso específico de las aguas negras, el cual es igual a 1,04 g/cm³. Esta condición altera muy poco el comportamiento hidráulico del sistema, pero puede influir en el material de conducción y en el diseño de ciertas estructuras.

2.8 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUAS RESIDUALES

2.8.1 Obras de Captación

En un sistema de aguas servidas se pueden encontrar las formas de captación que se muestran en la figura 2.4:

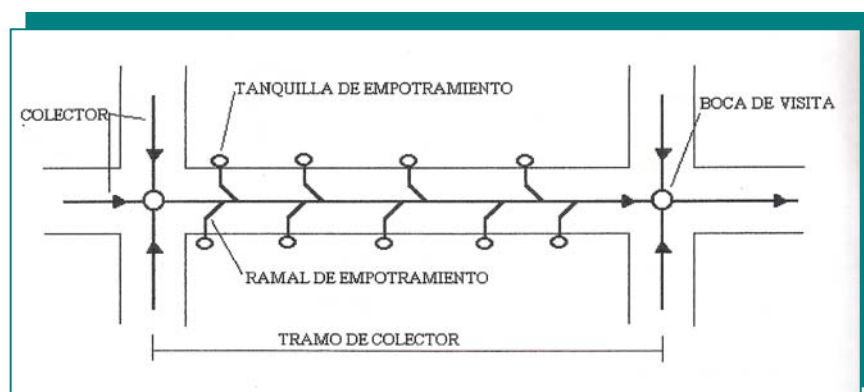


Figura 2.4 Obras de Captación. Fuente: Referencia ^[11].

2.8.1.1 Tanquilla de empotramiento

Su función es la de conectar la descarga proveniente de la parcela con la tubería que va al colector, también sirve para realizar alguna inspección. Debe ir ubicada debajo de la acera, preferiblemente en el punto más bajo de la parcela. Se construye generalmente de un tubo de concreto cuyo diámetro es de 250 mm. (10”).

2.8.1.2 Ramal de empotramiento

Es la tubería que partiendo de la tanquilla va a el colector. Debe tener un diámetro mínimo de 150 mm. (6”) y un pendiente mínima del 1 % ^[11]. Puede ser:

- Sistema separado: Serán individuales para cada edificación, pero en viviendas unifamiliares de interés social sobre parcelas hasta 300 m², se podrá permitir el empotramiento doble. La longitud máxima del empotramiento será de 30 m. Todos los empotramientos rematarán en una tanquilla inspección donde entrará la cloaca que viene de la instalación interna de la edificación o las dos cloacas en el caso del empotramiento doble. En general, todas las tanquillas se ubicarán bajo la acera según un alineamiento establecido para esa zona. En caso de colectores que no van por la calle, la tanquilla se ubicará dentro de la propiedad particular y próxima al lindero.

- Sistema único: Todas las aguas servidas así como los bajantes y sumideros de aguas de lluvia se empotraran directamente al colector, debiéndose calcular el diámetro del empotramiento de acuerdo a los gastos correspondientes. Las aguas de lluvia y servidas deben llegar separadas a una tanquilla dentro de la parcela, antes de incorporarse a la tanquilla que se ubica en la acera.

2.8.1.3 Conexión al Colector General

Se presentan tres casos para los dos sistemas descritos:

- a) Conexión con codo y Ye: Cuando el colector general es de diámetro menor o igual a 46 cm (18”), se conectará por medio de un codo y un ramal Ye.
- b) Conexión con Te: Cuando el colector general es de diámetro mayor de 46 cm (18”), se conectará por medio de una simple Te
- c) Conexión con bajante: Cuando el colector general está muy profundo y no se puede resolver el empotramiento en base de una fuerte pendiente del ramal y una tanquilla profunda o porque resulte antieconómico o existe una razón valedera, se podrá conectar por medio de un bajante ^[12].

2.8.1.4 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 limpieza ^[11]. En la figura 2.5 se puede observar una muestra:

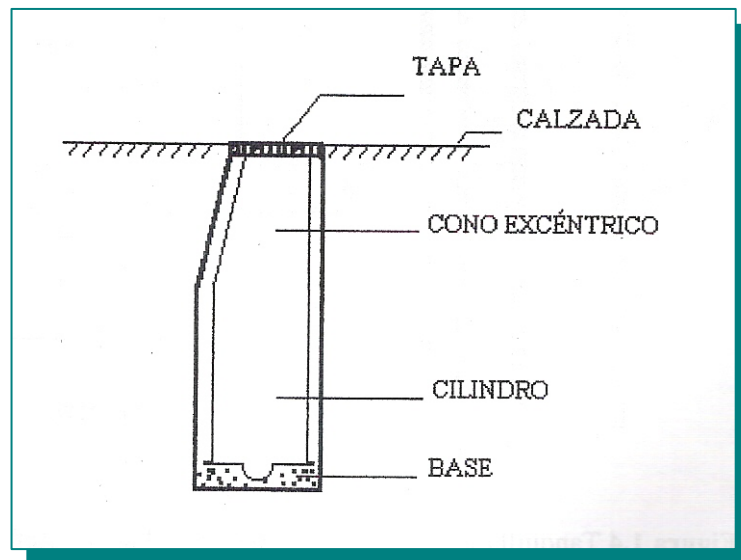


Figura 2.5. Componentes de una boca de visita. Fuente: Referencia ^[11].

✿ Ubicación:

- 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 ellas de 150 m.
- d) En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material empleado en los colectores,
- e) En los colectores alineados en curva a una distancia no mayor de 30 m. entre ellas cuando corresponda.

✿ Utilización:

- a) La boca de visita tipo Ia, se utilizará 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.
 - b) El tipo Ib se utilizará para profundidades mayores de 5 m. con respecto a la rasante del colector más profundo.
 - c) El tipo II se utilizará en los casos en que el lomo de la tubería menos enterrada esté en una profundidad igual o menor de 1,75 m. y a distancia máxima de 50 m. entre bocas de visita en colectores hasta 53 cm. de diámetro.
 - d) El tipo III se utilizará para diámetros de colectores de 53 cm. A 107 cm. Cuando no se pueda usar la boca de visita Ia.
 - e) El tipo IVa se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm. (48") y profundidades hasta 5 m.
 - f) El tipo IVb se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 122 cm. (48") y profundidades mayores de 5 m.
- ☀ Caída en bocas de visita: Se utilizarán cuando en una boca de visita, la diferencia de cotas, entre la rasante del colector de llegada y la rasante del colector de descarga es de 0,75 m. como mínimo, para un diámetro de colector de llegada de 20 cm ^[12].

2.8.1.4 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 juntas.

2.8.1.5 Red de colectores

Esta formada por el conjunto de tramos y en ella se pueden distinguir colectores secundarios, primarios y emisario.

- a) Colectores secundarios: Son tuberías de pequeño diámetro (150 a 250 mm de diámetro interno, que pueden estar colocados debajo de las veredas, a los cuales se conectan las acometidas domiciliarias;
- b) Colectores primarios: Son las tuberías que recogen las aguas de los terciarios y los conducen a los colectores principales. Se sitúan enterradas, en las vías públicas.
- c) Colectores emisarios: Son tuberías de gran diámetro, situadas generalmente en las partes más bajas de las ciudades, y transportan las aguas servidas hasta su destino final ^[14].

✿ Ubicación de los colectores:

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

Los colectores se proyectarán de manera que todos los ramales, incluyendo los empotramientos en el caso de aguas servidas, pasen por debajo de las tuberías de acueducto existente o futuras, dejando como mínimo una luz libre de 0,20 m. entre los 2 conductos. En caso de que no pueda mantenerse esta luz libre mínima, deberá recubrirse el colector, con una envoltura de concreto 150 kg/cm² de 10 cm de espesor, en una longitud de 2,50 m. a ambos lados del punto de cruce de las tuberías. Cuando ambas tuberías corran paralelas y no pueda mantenerse esa luz mínima de 0,20 m., se deberá envolver el colector con concreto de 150 kg/cm² de 10 cm. De espesor, en una longitud igual a la del paralelismo más un exceso de 1,50 m., en ambos extremos.

La distancia libre mínima horizontal entre los colectores y las tuberías de acueducto existentes o futuras, será de 2 m. Cuando por circunstancias debidamente justificadas, no puede 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., más la mitad de la diferencia entre 2 m. y la distancia horizontal propuesta. En ningún caso, la separación horizontal podrá ser menor de 1 m.

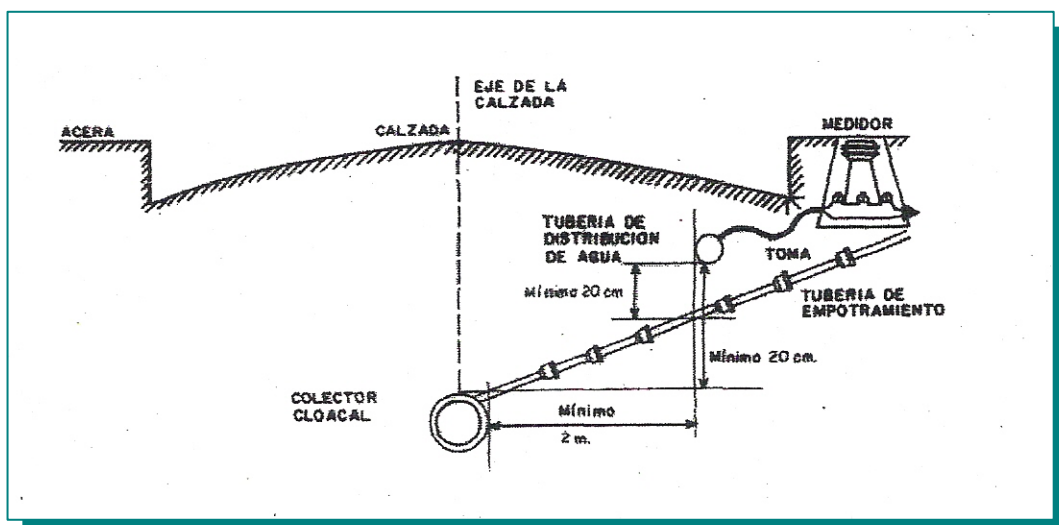


Figura 2.6. Separación mínima entre tubería de acueductos y cloacas. Fuente: Referencia [11].

● Zonas tributarias:

La localidad estudiada deberá ser considerada como formando un todo con las zonas adyacentes, de acuerdo con los diferentes factores topográficos, demográficos, urbanísticos y turísticos, que puedan influir en las características del proyecto. Se deberán considerar las zonas de extensión futura, de acuerdo con el desarrollo posible de la localidad y tomarlas en cuenta para el cálculo de los colectores, que tengan relación con dichas zonas.

Cuando existan desarrollos urbanos, aún fuera de la poligonal urbana vigente pero razonablemente próximas, deben tomarse en cuenta ^[15].

2.8.2 Obras de tratamiento

2.8.2.1 Plantas de tratamiento

Una Planta de tratamiento de Aguas Servidas debe tener como propósito eliminar toda contaminación química y bacteriológica del agua que pueda ser nociva para los seres humanos, la flora y la fauna de manera que el agua sea dispuesta en el ambiente en forma segura. El proceso, además, debe ser optimizado de manera que la planta no produzca olores ofensivos hacia la comunidad en la cual está inserta. Una planta de aguas servidas bien operada debe eliminar al menos un 90% de la materia orgánica y de los microorganismos patógenos presentes en ella ^[16].

2.8.2.2 Lagunas de estabilización

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales, divididos en compartimientos que tienen distintas finalidades; con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Tienen profundidades menores a 5 m. y períodos de permanencia hidráulica de 1 a 40 días. Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico ^[17].

2.8.3 Obras de descarga

2.8.3.1 Estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo son utilizadas para elevar las aguas residuales hacia plantas de tratamiento y para impulsar aguas ya tratadas.

Como la red de alcantarillado trabaja por gravedad, para funcionar correctamente las tuberías deben tener una cierta pendiente, calculada para

garantizar al agua una velocidad mínima que no permita la sedimentación de los materiales sólidos transportados. En ciudades con topografía plana, los colectores pueden llegar a tener profundidades superiores a 4 - 6 m, lo que hace difícil y costosa su construcción y complicado su mantenimiento. En estos casos puede ser conveniente intercalar en la red estaciones de bombeo, que permiten elevar el agua servida a una cota próxima a la cota de la vía ^[14].

2.8.3.2 Aliviaderos

Los aliviaderos son vertederos de aguas sobrantes, en este caso de aguas servidas. En sistemas de alcantarillados de aguas servidas, no se podrá verter en ningún caso excedentes de las mismas por medio de aliviaderos, en cursos de aguas, lagos o mares. Pueden ser: Vertederos (laterales, en curva, oblicuos y de salto) o lagunas de alivio o de compensación.

2.8.3.3 Descargas submarinas, sublacustres y subfluviales

El fin básico de la disposición de las aguas servidas en un cuerpo de agua, es la disposición económica de las mismas sin causar efectos perjudiciales en las aguas receptoras. La disposición de aguas servidas en los cuerpos de agua, para su difusión y disposición final, necesita de una efectivo mezclado de aquellas con el cuerpo de agua a fin de obtener los siguientes resultados: la efectiva oxidación de los compuestos orgánicos en suspensión y dilución; la reducción de su contenido bacteriano, la prevención de olores y la remoción de partículas en suspensión por sedimentación en el fondo ^[15].

2.9 PERÍODO DE DISEÑO

Para el diseño del sistema de recolección de aguas servidas se recomiendan los siguientes períodos de diseño:

Tabla 2.11. Período de diseño para cloacas.

Elemento	Período de Diseño (años)
Colectores principales y emisarios	40 a 50 años
Colectores secundarios	25 años
Plantas de tratamiento	10 a 25 años (Cada etapa a desarrollar)
Estaciones de bombeo	10 a 15 años

Fuente: Referencia ^[11]

2.10 CÁLCULO DEL GASTO DE DISEÑO

Para poder determinar el gasto de diseño correspondiente a cada tramo de colector, hay que previamente calcular los diferentes aportes a considerar en dicha estimación ^[7]:

2.10.1 Gastos de aguas servidas domiciliarias:

El valor del gasto máximo de las aguas servidas domiciliarias se obtendrá aplicando la siguiente fórmula:

$$Q_{\max (A.S)} = Q_{\text{med (A.P)}} * K * R \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Donde:

A.S = aguas servidas.

A.P = aguas potables.

Q_{med} = gasto medio de acueducto que abastece a la localidad en l/s.

R = coeficiente de gato de reingreso, igual a 0,80.

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

El valor del coeficiente K puede obtenerse por la fórmula de Harmon:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

P = población expresada en miles de habitantes.

2.10.2 Gasto de aguas residuales industriales:

En general, las aguas residuales industriales se empotrarán al sistemas de alcantarillados, debiendo satisfacer los requerimientos del INOS, en cuanto a la calidad de los afluentes y además estar de acuerdo con lo especificado en la Ley Orgánica del Ambiente, Capítulo III, Artículo 8°.

En caso de no ser posible obtener la información indicada precedentemente, se podrá aplicar un coeficiente máximo de aguas residuales, comprendido entre los siguientes valores ^[7]:

0,50 l/s/Ha. Bruta y 3,00 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 gato máximo, se debe multiplicar el gasto medio de aguas servidas industriales por el factor K correspondiente, después de transformar este gasto en población equivalente, dividiendo por 250 l/hab-día. Esta población equivalente se suma a la contribución del tramo donde se incorporará la zona industrial ^[11].

2.10.3 Gasto de aguas servidas por contribución comercial e institucional

Los gastos de aguas servidas de origen comercial e institucional, tienen generalmente las mismas características de las aguas servidas de uso doméstico. Sin embargo, las de tipo comercial serán estimadas en base al estudio de aportes comerciales desarrollados en otras localidades y en las dotaciones asignadas por el Ministerio de Sanidad y Asistencia Social (M.S.A.S) ^[13]. Las de tipo institucional serán estimadas en base a las dotaciones por el M.S.A.S ^[13].

Cuando no se tiene información detallada de las características de la zona destinada a uso comercial e institucional, se puede tomar como referencia los datos que aparecen en la tabla 2.12, los cuales fueron tomados en base a un estudio realizado por la Dirección General de Proyectos del INOS, en 1985.

Tabla 2.12 Consumos para el diseño de Abastecimiento de Agua.

Usos específicos	Coef. de diseño (l/s-ha)
Industrial	0,60 a 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
Comercios	0,10
Zonas ferroviarias	0,10
Cuarteles	1,50
Puertos	0,58

Fuente: Referencia ^[11]

2.10.4 Gastos de aguas de infiltración

El término 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 ^[11].

El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de 20000 litros/día/km.

En el cálculo del aporte de las aguas de infiltración, se considerará la longitud total de los colectores del sistema, así como la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector.

$$Q_{inf} = \frac{\text{gasto de infiltración} \left(\frac{L}{\text{días} - \text{Km}} \right) * \text{Long.Total(Km)}}{86400 \text{ seg/días}}$$

Ec.2.18

2.10.5 Gasto unitario de cálculo de las aguas servidas

Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, la suma de las mismas se multiplicará por un coeficiente C para obtener los gastos unitarios de cálculo de las aguas servidas. Dicho coeficiente C (variará entre 1 y 2) será menor a medida que haya mejor control durante la construcción del sistema, así como también a medida que el área de desarrollo sea mayor, también disminuirá con el empleo de la junta estanca de goma o similar. En cambio, dicho coeficiente C aumentará cuando el nivel freático envuelva la tubería o esté cerca muy cerca de ella ^[7].

$$Q_{dis} = (Q_{A.S} + Q_{Ind.} + Q_{com.} + Q_{Inst.} + Q_{Inf.}) * C \quad (Ec. 2.19)$$

2.11 DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES

El diseño hidráulico de los colectores consiste en determinar en cada tramo, el diámetro comercial mínimo de la tubería, que con una cierta pendiente longitudinal, tiene suficiente capacidad para conducir el gasto de diseño, a una velocidad tal que no hayan problemas de deposición de las partículas en suspensión que lleva el agua y que se cumpla en cada tramo con las indicaciones de la norma en cuanto a profundidades y velocidades permisibles y en el diseño hidráulico se deben considerar aspectos técnicos y económicos ^[7].

2.11.1 Diámetro mínimo

En sistemas de alcantarillados para aguas servidas será de 0.20 m.

2.11.2 Velocidad mínima

La velocidad mínima a sección llena, en colectores de alcantarillados de aguas servidas será de 0,60 m/s.

2.11.3 Velocidad máxima

La velocidad máxima a sección llena en colectores de alcantarillados, dependerá del material a emplear en los mismos, como se muestra en la tabla 2.13

Tabla 2.13 Velocidad máxima de los colectores.

Material de la tubería	Velocidad límite (m/s)
Concreto:	
Rcc = 210 Kg/cm ²	5,00
Rcc = 280 Kg/cm ²	6,00
Rcc = 350 Kg/cm ²	7,50
Rcc = 420 Kg/cm ²	9,50
Arcilla vitrificada	6,00
P.V.C	4,50
Hierro fundido, Acero	Sin límite

Fuente: referencia ^[12]

2.11.4 Materiales

Los materiales a emplear en los colectores serán:

- a) Concreto armado o sin armar;
- b) Arcilla vitrificada;
- c) Hierro fundido;
- d) Hierro fundido dúctil;
- e) Acero;
- f) P.V.C. (Policloruro de Vinilo);
- g) Fiberglass (fibra de vidrio);
- h) Polietileno de alta densidad (P.E.A.D);
- i) Cualquier otro material, al igual que los mencionados anteriormente, deberá cumplir con las especificaciones que al efecto tenga establecido el organismo competente.

2.11.5 Coeficiente de Rugosidad

Los valores del coeficiente de rugosidad “n” a utilizar según el material de los colectores, serán los siguientes:

Tabla 2.14 Coeficiente de Rugosidad.

Material	“n”
Colectores cerrados prefabricados:	
P.V.C.	0,012
P.E.A.D.	0,012
Fiberglass	0,012
Acero	0,012
Hierro fundido	0,012
Hierro fundido dúctil	0,012
Arcilla vitrificada	0,013
Concreto ($\varnothing > 61$ cm. (24”))	0,013
Concreto ($\varnothing < 53$ cm. (21”))	0,015
Colectores cerrados vaciados en sitio:	
Concreto	0,014
Canales:	
Revestimiento de asfalto	0,015
Revestimiento de concreto	0,015
Excavados en tierra	0,022 - 0,030
Lechos pedregosos y taludes con grama	0,035

Fuente: Referencia ^[12]

2.11.6 Sección

Los colectores serán en general de sección circular. Se podrá utilizar secciones de otro tipo, siempre que razones técnicas y económicas justifique su empleo ^[12].

2.11.7 Pendientes

Las pendientes máximas y mínimas de los colectores dependen de las velocidades máximas y mínimas fijadas por la Norma ^[12], respectivamente, sin embargo la pendiente mínima practicable para la construcción es de aproximadamente 0,0008 m/m (0,8‰).

Los factores que determinan la selección de la pendiente son principalmente:

- a) Los costos de excavación,
- b) La velocidad máxima y mínima a sección plena.

La pendiente se calculará con la siguiente ecuación:

$$S = \left(\frac{\text{Cota arriba} - \text{cota abajo}}{\text{Long. entre bocas de visita}} \right) * 1000 \quad (\text{Ec. 2.20})$$

2.11.8 Capacidad y tirante de agua

Las siguientes recomendaciones no aparecen en las normas, pero son de gran utilidad en aquellos casos donde se quiere optimizar el proyecto:

- a) Diseñar el colector para un gasto con tirante de agua comprendido entre el 50 al 67% del diámetro, garantiza un mejor funcionamiento del sistema.
- b) Tratar en lo posible tener tirantes mayores de 5 cm, para facilitar el arrastre de sedimentos.

- c) Para evitar velocidades muy pequeñas, se recomienda determinar la velocidad del flujo para el caudal de diseño y tirante de agua correspondiente.
- d) Evitar flujos a sección plena por razones de ventilación ^[11].

2.12 ELEMENTOS HIDRÁULICOS DE UN COLECTOR CIRCULAR A SECCIÓN LLENA

2.12.1 Tirante de agua “H”:

$$H = D$$

(Ec. 2.21)

Donde:

D = diámetro.

2.12.2 Perímetro mojado “P_c”:

$$P_c = \pi * D$$

(Ec. 2.22)

2.12.3 Área mojada “A_c”:

$$A_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

(Ec. 2.23)

2.12.4 Radio hidráulico “R_c”:

$$R_c = D/4$$

(Ec. 2.24)

2.12.5 Velocidad a sección plena “V_c”:

$$V_c = \frac{1}{n} * R_c^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad, depende del material de la tubería.

2.12.6 Gasto o caudal a sección plena “Q_c”:

$$Q_c = V_c * A_c \quad (\text{Ec.2.26})$$

2.13 TUBERIAS

2.13.1 Clases de 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 que va a ser transportado y a las características del suelo en el cual van a ser enterradas las tuberías.

Tabla 2.15 Descripción de las tuberías comúnmente usadas en el sistema de alcantarillado para flujo por gravedad.

Tipo de Tubería	Rango de tamaños disponibles mm. (pulg)	Descripción
Asbesto Cemento (A.C)	100 -900 (4 - 36)	Puede ser usado en ambientes de suelos con aguas moderadamente agresivas con alto contenido de sulfato.
Hierro Dúctil (H.F.D)	100 -1350 (4 – 54)	Se usa a menudo para atravesar ríos y cuando el tubo debe soportar grandes cargas, cuando se requiriere el uso de conductos a prueba de filtraciones o en sitios donde existen problemas de crecimiento de raíces.
Concreto (C)	100 – 2700 (4 - 108)	Es la de mayor uso en Venezuela. Es susceptible a la corrosión interior si la atmósfera del agua residual contiene sulfuro de hidrogeno, o en el exterior si el ambiente esta impregnado de alto contenido de sulfato.
Policloruro de Vinilo (PVC)	100 – 400 (4 - 16)	Se usa como una alternativa a los tubos de asbesto-cemento y arcilla vitrificada. Es de peso liviano pero resistente a las cargas. Es altamente resistente a la corrosión.
Arcilla Vitrificada (AV)	100 – 900 (4 – 36)	Resistente a la corrosión de ácidos +y álcalis. No es susceptible al daño causado por el sulfuro de hidrogeno, pero es frágil y+ susceptibles a las roturas

Fuente: Referencia ^[11].

2.13.2 Profundidad mínima de los colectores

El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1,15 m. determinada por la ubicación de la tubería del acueducto de la localidad. 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 ^[12].

El punto de descarga determina la profundidad mínima requerida del colector para llegar por gravedad, en caso contrario se debe analizar el caso de colocar una estación de bombeo ^[11].

2.13.3 Profundidad máxima de los colectores

La profundidad máxima de los colectores en zanja abierta, no debe ser excesiva, especialmente en zonas de terrenos inestables o rocosos. En caso de profundidad excesiva de los colectores se realizará una comparación de costos con otras soluciones, a fin de seleccionar la más económica y conveniente. Debe tenerse en consideración al emplear tuberías prefabricadas, que para cada diámetro, material y tipo de apoyo, existe una profundidad máxima de colocación de las mismas, determinada por las cargas (muerta y viva) que deben soportar.

En el caso de usar otros materiales, deben considerarse las recomendaciones del fabricante y las normas vigentes correspondientes.

2.13.4 Control de las cotas de los colectores en las bocas de visita

En los cambios de sección, los colectores se deberán enrasar por sus lomos. Cuando no sea posible mantener la caída igual a la diferencia de diámetro, se permitirá una caída diferente a la rasante en la boca de visita determinada por alguno de los siguientes métodos:

- a) Por el método de la energía específica;
- b) La caída será igual a la mitad de la diferencia de los diámetros, para colectores con diámetros menores de 61 cm. (24");
- c) La caída de la rasante será igual a las tres cuartas partes de la diferencia de los diámetros, para colectores con diámetros entre 61 cm. y 91 cm. (24" y 36") [12].

Por el método de la energía específica, se tienen dos ecuaciones:

- Para régimen acelerado: $K = 1$.

$$h_r = (H_2 - H_1) + 1,1 * \left[\frac{V_2^2}{2*g} - \frac{V_1^2}{2*g} \right] \quad (\text{Ec. 2.27})$$

- Para régimen retardado: $K = 0,2$.

$$h_r = (H_2 - H_1) + 1,2 * \left[\frac{V_2^2}{2*g} - \frac{V_1^2}{2*g} \right] \quad (\text{Ec.2.28})$$

Las pérdidas adicionales estarán dadas por las siguientes ecuaciones:

$$h_c = K_c * \left[\frac{V_m^2}{2*g} \right] \quad (\text{Ec.2.29})$$

Donde:

$$K_c = 0,25 * \sqrt{\frac{\alpha}{\rho \rho^{\circ}}}$$

K_c = coeficiente de curvatura

α ° = ángulo de deflexión en grados.

V_m = mayor de las velocidades en la transición (m/seg.)

g = aceleración de gravedad (m/seg².)

2.13.5 Factor de carga. Tipos de apoyos

La relación entre la resistencia de una tubo bajo una condición establecida de carga y apoyo y su resistencia al ensayo de Tres Filos, recibe el nombre de Factor de Carga. De las Normas INOS se tiene que el factor de carga varía con el tipo de apoyo, de acuerdo a los siguientes valores:

Tabla 2.16 Tipos de apoyo.

Tipo de Apoyo	Factor de Carga
A (fondo de concreto)	2,80
B (fondo de arena)	1,90
C (fondo de tierra)	1,50

Fuente: Referencia ^[15]

Lo que quiere decir, que la resistencia de un mismo tubo varía considerablemente con el tipo de apoyo que se use y el tipo de apoyo más comúnmente usado es el denominado el tipo “B”, el cual consiste en un colchón de material granular en el fondo de la zanja, sobre el cual se coloca la tubería. Los valores del factor de carga han sido determinados experimentalmente para las condiciones de instalación comúnmente usadas para tuberías en zanjas y en la selección del tipo de apoyo y la profundidad de los colectores, debe privar un criterio económico.

2.14 RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE UN COLECTOR

Para que un colector quede totalmente diseñado, se deben estudiar y definir los siguientes aspectos:

1. Ubicación precisa de todas las bocas de visita e indicación del tipo de cada una de ellas.
2. En cada tramo de colector se debe especificar:
 - Perfil del terreno modificado,
 - Longitud,
 - Gasto de diseño,
 - Pendiente del tubo,
 - Diámetro,
 - Capacidad,
 - Velocidad a sección plena y la velocidad real si fuese necesario,
 - Clase de tubo, profundidades del mismo y tipo de apoyo ^[7].

CAPITULO III. DESARROLLO DEL TRABAJO

3.1 GENERALIDADES

En éste capítulo se expondrá todo lo concerniente al trabajo realizado, la metodología utilizada y al desarrollo de los objetivos propuestos al comienzo del mismo. Se hará una descripción del levantamiento topográfico que se hizo en la zona de estudio, se calculará la población actual y futura, se mostrará el diseño de la red de abastecimiento de agua potable y el diseño del sistema de recolección de aguas servidas y su disposición final.

Se tiene una zona de estudio, la cual consta de dos sectores: Brisas del Sur I y Brisas del Sur II, en cuyos sectores se harán estudios por separado para facilitar el trabajo y proporcionar un mejor sistema de abastecimiento de la red de abastecimiento de agua potable. Para el diseño de los colectores estos dos sectores se tomarán como uno solo, procurando trabajar en función de las pendientes, para mayor facilidad a la hora de ejecutar el proyecto y mayor economía.

Estos sectores se caracterizan por ser mayormente residenciales. En Brisas del Sur II se cuenta con un modulo asistencial y un centro odontológico.

3.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La topografía es la práctica de medir distancias horizontales y verticales entre puntos y objetos sobre la superficie terrestre, medir ángulos entre líneas terrestres y establecer puntos por medio de distancias y ángulos previamente conocidos, esta tiene como objeto medir extensiones de tierra tomando datos necesarios para poder representar sobre un plano a escala su forma y relieve.

El procedimiento a seguir en un levantamiento topográfico comprende dos etapas fundamentales:

- 1.- El trabajo de campo, es decir, recopilación de datos.
- 2.- El trabajo de oficina que comprende el cálculo y el dibujo.

Para la realización del levantamiento topográfico se utilizó un nivel colocado en un punto conocido de la avenida principal de Cruz Verde, como punto de referencia.

El levantamiento se inició con el replanteo por el eje de la vía de los puntos a nivelar tales como: intersecciones de calles, cambios de pendientes, entre otros. Para este trabajo se utilizaron estacas para marcar el centro de la calle y objetos al lado de las estacas para identificar la progresiva de los puntos. Éstos se replantearon a una distancia máxima de 150 metros por ser la máxima apreciación del equipo.

A medida que se replanteaban los puntos se tomaban las lecturas para la nivelación para la cual se ubicaba la mira en el punto establecido (estaca colocada en el eje de la vía) se calibraba el nivel y se procedía a leer a través del mismo.

En aquellos puntos donde la distancia era muy grande se tomaron puntos intermedios a una distancia de 80 metros para así tener una mejor apreciación de la mira.

Los Nodos Verticales y Horizontales de la Ruta de la Tubería se determinaron sobre los planos de planta (Anexo F), estableciendo 43 nodos en Brisas del Sur I y 34 nodos en Brisas del Sur II para un total de 77 nodos en los distintos cambios de dirección vertical y horizontal. Los resultados se muestran A continuación en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Cotas y Coordenadas de los Nodos de la Ruta de Diseño.

Nodo	Cota Tubería (m.s.n.m)	Coordenadas	
		Norte	Este
B	11,00	315978,40	1112511,40
B1	11,00	315982,66	1112511,18
B24	10,66	315973,41	1112408,87
B2	10,75	316029,48	1112509,36
B23	10,08	316023,79	1112424,20
B3	10,00	316078,41	1112507,93
B22	9,36	316073,48	1112420,05
B4	9,11	316127,45	1112506,63
B21	8,94	316123,55	1112416,31
B5	8,75	316178,31	1112505,10
B20	8,56	316173,19	1112412,44
B6	8,45	316219,95	1112503,87
B19	8,04	316216,11	1112409,00
B7	8,43	316224,82	1112503,82
B35	8,11	316235,97	1112769,42
B37	9,00	316182,69	1112773,04
B36	8,00	316236,71	1112783,78
B8	8,00	316268,04	1112502,70
B18	8,00	316260,76	1112405,25
B9	8,00	316272,84	1112502,65
B34	8,08	316286,43	1112676,73
B10	7,50	316315,18	1112501,50
B17	7,56	316308,30	1112401,63
B11	7,50	316320,44	1112501,41
B40	7,61	316327,57	1112597,73
B41	8,11	316282,92	1112598,93
Continuación Tabla 3.1. Cotas y Coordenadas de los Nodos de la Ruta de Diseño.			
B12	7,25	316352,66	1112500,54
B16	7,07	316345,16	1112400,37
B13	7,25	316357,56	1112500,43

Nodo	Cota Tubería (m.s.n.m)	Coordenadas	
		Norte	Este
B38	7,35	316364,52	1112596,91
B39	7,61	316330,08	1112597,71
B32	7,42	316373,61	1112703,75
B14	7,00	316379,35	1112499,88
B15	6,90	316372,03	1112399,74
B25	7,24	316396,80	1112709,08
B29	8,00	316275,24	1112713,39
B26	7,26	316398,38	1112735,57
B30	8,00	316276,56	1112741,21
B27	7,28	316399,51	1112756,43
B31	8,00	316271,16	1112762,36
B28	7,31	316400,62	1112777,83
B42	8,00	316267,87	1112784,32
A	10,66	315970,34	1112422,50
A1	10,66	315973,22	1112422,26
A31	9,00	315950,71	1112174,06
A2	9,69	316046,78	1112416,26
A33	9,30	316041,31	1112339,11
A3	8,94	316123,49	1112410,31
A17	8,57	316120,08	1112323,36
A16	8,15	316114,66	1112242,84
A18	9,10	316062,76	1112330,30
A21	8,25	316056,44	1112239,09
A22	8,20	316076,87	1112237,78
A24	9,00	316069,98	1112136,44
A23	8,15	316131,28	1112235,41
A19	9,36	316029,93	1112334,25
A25	8,06	316019,74	1112216,87
A26	8,04	316038,59	1112215,48
A32	8,02	316069,55	1112212,97
A27	8,75	316033,86	1112162,86

Continuación Tabla 3.1. Cotas y Coordenadas de los Nodos de la Ruta de Diseño.

Nodo	Cota Tubería (m.s.n.m)	Coordenadas	
		Norte	Este
A28	8,95	316031,87	1112140,74
A29	9,00	315951,27	1112169,71
A30	8,25	315955,71	1112222,08
A20	10,20	315967,11	1112341,62
A4	8,56	316173,00	1112406,38
A15	8,05	316163,16	1112,240,03
A5	8,04	316220,68	1112402,59
A14	8,00	316212,50	1112238,05
A6	8,00	316265,29	1112399,11
A13	7,90	316252,58	1112237,17
A7	7,56	316312,32	1112395,57
A12	7,73	316300,79	1112236,45
A8	7,07	316349,77	1112394,57
A11	7,65	316338,09	1112236,10
A9	6,90	316371,57	1112394,00
A10	7,50	316359,79	1112235,65

3.2.1 Materiales y Equipos utilizados

3.2.1.1 Materiales:

 Cinta Métrica.

Marca: STANLEY.

Capacidad: 50m. **Apreciación:** 0,01m.

 Martillo

3.2.1.2 Equipos:

 Trípode:

Marca: WILD.

🌿 Nivel Óptico:

Marca: WILD HEERBRUGG.

Automático. **Serial:** 221361

🌿 Mira:

Marca: NESTLER.

3.3 DEMOGRAFÍA

La variable demográfica es de gran importancia para poder realizar el diseño de un sistema de abastecimiento y proyectar las soluciones a futuro. Por esto, es necesario conocer la población actual del sector en estudio, para así proyectarla y proponer soluciones para el período de diseño estimado.

En la actualidad, se cuenta con muy poca información de los sectores de Brisas del Sur I y II, por lo que fue necesario realizar un censo bajo el formato que emplea la Oficina de Gestión Comunitaria de Hidrocaribe (Anexo A) y de ésta manera se pudo conocer la población que vive en la zona actualmente. Esta información se pudo complementar con la suministrada por la Gestión Comunitaria del sector. En la tabla 3.2 se muestran los datos obtenidos:

Tabla 3.2. Censos de los sectores Brisas del Sur I y II.

Año	Número de habitantes		Total
	Brisas del Sur I	Brisas del Sur II	
2007	233	197	430
2009	361	277	638

Fuente: Gestión Comunitaria del sector.

3.3.1 Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento considerada es la estimada por el INE (Instituto Nacional de Estadísticas) para el Municipio Simón Bolívar según censo 2001 correspondiente a 3,6 %, debido a la carencia de información en la Zona Sur de Barcelona por parte de organismos confiables y al crecimiento desigual que registran los censos suministrados (tabla 3.2).

3.3.2 Densidad de población

Los sectores de Brisas del Sur I y II están ubicados en el ámbito II (AR – 4) Área Residencial que comprende la planificación de Nuevos Desarrollos Residenciales, para el que se contempla el uso residencial con una densidad bruta máxima de 200 hab/Ha. Sin embargo, la densidad máxima de saturación a considerar será la obtenida mediante la población y el área de uso residencial estimada para el año de proyección (2034). En este ámbito se encuentran los sectores: Los Jardines, la Floresta, San José, Luis del Valle García, Cruz Verde, Barrio El Viñedo, Ciudad Cumanagoto, Barrio Bolívar. Dicho datos fueron obtenidos del Plan de Ordenación Urbanística proyectado para el año 2021.

3.3.3 Área total de los Sectores Brisas del Sur I y II:

El área total de la zona en estudio se calculó por medio de las medidas tomadas en los sectores y con la ayuda del Software AutoCad, con el cual se puede obtener medidas más precisas.

$$\text{Área}_{\text{total}} = 20,30 \text{ Ha.}$$

$$\text{Área}_{\text{neta}} = 12,5 \text{ Ha.}$$

3.4 PERÍODO DE DISEÑO

Según las Normas INOS (Tabla 2.6), para las líneas de tuberías menores a diámetros de 12” se recomienda periodos de diseño de 20 a 25 años; por lo que se estableció que el período de diseño será de 23 años, a los cuales se agregaron 2 años como tiempo de duración de aprobación y ejecución del proyecto.

Período de diseño = 23 años + 2 años = 25 años.

Año de inicio = 2009.

Año de proyección = 2034.

3.5 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

Al momento de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable es necesario determinar la demanda de agua en el sector en estudio, por lo que es indispensable conocer la población futura para la que va a ser diseñado dicho sistema. Esta población futura puede ser estimada mediante distintos métodos, los cuales fueron ya definidos en el capítulo II. A continuación, se muestran los métodos utilizados en el presente trabajo.

3.5.1 Crecimiento lineal

Para determinar la población por éste método, es necesario calcular la pendiente de la recta K_a , según la ecuación 2.2 del capítulo II y utilizando los datos de la tabla 3.1:

• Brisas del Sur I:

$$K_a = \frac{361 - 233}{2009 - 2007} = 64 \text{ hab./año}$$

Para la proyección de la población futura, se utilizó la ecuación 2.3 del capítulo 2:

$$Pf = 361 + 64(2034 - 2009) = 1961 \text{ hab.}$$

• Brisas del Sur II:

$$K_a = \frac{277 - 197}{2009 - 2007} = 40 \text{ hab./año}$$

$$Pf = 283 + 40(2034 - 2009) = 1283 \text{ hab.}$$

En la tabla 3.3 se muestra la estimación futura de la población a través de éste método.

Tabla 3.3. Población futura según método de crecimiento lineal.

Sector	Área (Ha.)	Población Año 2034 (Hab.)	Densidad Año 2034 (hab./Ha)
Brisas del Sur I	7,5	1961	262
Brisas del Sur II	5,0	1283	257
Total	12,5	3244	260

3.5.2 Crecimiento Geométrico

Como se mencionó en un principio, la tasa de crecimiento estimada por el INE (Instituto Nacional de Estadísticas) para el municipio Simón Bolívar, según censo del 2001 es de 3,6 %. Por lo tanto, éste será el valor que se utilizará para la aplicación de éste método, ya que por ser una zona que está en constante

crecimiento no se cuenta con datos confiables y al calcular este valor resultará muy alto.

Se aplicó la ecuación 2.4 del capítulo II y $K_g = 3,6 \%$.

✿ Brisas del Sur I:

$$P_f = 361(1 + 0,036)^{(2034 - 2009)} = 874 \text{ hab.}$$

✿ Brisas del Sur II:

$$P_f = 233(1 + 0,036)^{(2034 - 2009)} = 565 \text{ hab.}$$

En la tabla 3.4 se presentan la estimación futura de la población a través de éste método.

Tabla 3.4. Población futura según método de crecimiento geométrico.

Sector	Área (Ha.)	Población Año 2034 (Hab.)	Densidad Año 2034 (hab./Ha)
Brisas del Sur I	7,5	874	117
Brisas del Sur II	5,0	565	113
Total	12,5	1439	116

3.5.3 Crecimiento logarítmico

Para la aplicación de éste método se utilizó también la tasa de crecimiento de 3,6 % por lo explicado anteriormente y se aplicó la ecuación 2.7 del capítulo II.

✿ Brisas del Sur I:

$$P_f = e^{\ln(233) + 0,036(2034 - 2007)} = 616 \text{ hab.}$$

☀ Brisas del Sur II:

$$P_f = e^{\ln(197) + 0,036(2034 - 2007)} = 521 \text{ hab.}$$

En la tabla 3.5 se muestra la población futura estimada por medio de éste método.

Tabla 3.5. Población futura según método de crecimiento logarítmico.

Sector	Área (Ha.)	Población Año 2034 (Hab.)	Densidad Año 2034 (hab/Ha)
Brisas del Sur I	7,5	616	83
Brisas del Sur II	5,0	521	105
Total	12,5	1137	91

En la tabla 3.6 se muestran los resultados de los diferentes métodos aplicados para hallar la población futura del sector en estudio.

Tabla 3.6. Resultados obtenidos de los diferentes métodos aplicados.

Sector	Área (Ha)	Población Año 2034(hab.)				Densidad promedio (2034) (hab/Ha)
		Lineal	Geométrico	Logarítmico	Promedio	
Brisas del Sur I	7,5	1961	874	616	1151	154
Brisas del Sur II	5,0	1283	565	521	790	158
Totales	12,5	3244	1439	1137	1941	156

3.6 MÉTODOS DE LAS DENSIDADES

Para la aplicación de éste método, se hizo necesario la visita a varios entes gubernamentales, así como la consulta de algunos trabajos de grado realizados anteriormente. Existe un plan de ordenación urbanística proyectado hasta el 2021, en el cual clasifica al sector en estudio: Brisas del Sur I y II como **Ámbito II: (AR – 4) Área Residencial**. En el cual se contempla el uso residencial con una densidad bruta máxima de 200 hab./ha. , así como actividades de comercio intermedio.

Sin embargo, el periodo de diseño que está proyectado es para el año 2034, por lo que se calculará una densidad máxima de saturación para ese año tomando en cuenta los datos suministrados por el INE. Según el censo del 2001, muestra un promedio de 4 habitantes por vivienda para el Municipio Simón Bolívar del Estado Anzoátegui, pero se utilizó un promedio de 4,6 hab/viv por ser una zona caracterizada de ocupaciones espontáneas.

3.6.1 Población de saturación (según datos proporcionados por el INE y trabajo de campo realizado)

Esta población se calculará tomando en cuenta lo explicado anteriormente.

Es necesario saber que en el sector Brisas del Sur I cuenta con 104 parcelas habitadas, 263 parcelas sin habitar. En Brisas del Sur II se cuenta con 79 parcelas habitadas, 156 sin habitar y dos parcelas donde funciona un centro odontológico y un centro asistencial. En total, se tiene 604 parcelas, de las cuales 183 están habitadas, 419 parcelas sin habitar y 2 parcelas con un centro odontológico y uno asistencial.

• Brisas del Sur I:

$$\text{Número de viviendas} = 104 + 263 = 367 \text{ viv.}$$

$$\text{Población Saturación (2034)} = 367 \text{viv.} * 4,6 \text{ hab/viv} = 1689 \text{ hab.}$$

$$\text{Densidad Saturación (2034)} = \frac{1689 \text{hab.}}{7,5 \text{Ha.}} = 225,20 \approx 226 \text{hab./Ha.}$$

Por redondeo, la población de saturación para el año 2034 será:

$$\text{Población Saturación (2034)} = 226 \text{ hab/Ha} * 7,5 \text{ Ha.} = 1695 \text{ hab.}$$

• Brisas del Sur II:

$$\text{Número de viviendas} = 79 + 156 = 235 \text{ viv.}$$

$$\text{Población Saturación (2034)} = 235 \text{viv.} * 4,6 \text{ hab/viv} = 1081 \text{ hab.}$$

$$\text{Densidad Saturación (2034)} = \frac{1081 \text{hab.}}{5 \text{Ha.}} = 216,20 \approx 217 \text{hab./Ha.}$$

Por redondeo, la población de saturación para el año 2034 será:

$$\text{Población Saturación (2034)} = 217 \text{ hab/Ha} * 5 \text{ Ha.} = 1085 \text{ hab.}$$

Tabla 3.7. Población según Densidad de Saturación.

Sector	Área (Ha.)	Densidad (hab/Ha.)	Población Año 2034 (hab)
Brisas del Sur I	7,5	226	1695
Brisas del Sur II	5,0	217	1085
Totales	12,5	222	2780

Es importante mencionar que la población de saturación para el año de proyección 2034, calculada previamente, es la considerada en los cálculos de diseño para el sistema de distribución.

3.7 POBLACIÓN ACTUAL Y FUTURA

Los sectores de Brisas del Sur I y II, cuenta con 604 parcelas, de las cuales solo 182 parcelas están ocupadas. Se estima que en el futuro las 604 parcelas estén ocupadas por completo. Tomando en cuenta el promedio de 4,6 hab/viv. (mostrado por el INE para el estado Anzoátegui, según censo 2001), se pudo determinar el número de habitantes aproximado del sector en la actualidad:

✿ Brisas del Sur I:

$$\text{Población}_{\text{actual}} = 104 \text{ viv} * 4,6 \text{ hab/viv} = 479 \text{ hab.}$$

✿ Brisas del Sur II:

$$\text{Población}_{\text{actual}} = 79 \text{ viv} * 4,6 \text{ hab/viv} = 364 \text{ hab.}$$

Tabla 3.8. Población Actual y futura.

Sector	Población Año 2009 (hab)	Población Año 2034 (hab)
Brisas del Sur I	479	1695
Brisas del Sur II	364	1085
Total	843	2780

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

3.8 ESTIMACIÓN DE LAS DOTACIONES

En la determinación de la demanda de agua potable por habitante por día, tanto la demanda de la población actual como de la futura, por no existir un registro preciso que permita establecerla con exactitud, se procedió a emplear los consumos mínimos según el número de habitantes y a la existencia o no de medidores en el servicio, especificado según normas INOS 1965 ^[10], expuestos en la tabla 2.8 del Capítulo II. Por lo tanto, para el desarrollo de los cálculos de asignación de demanda de agua potable para los sectores en estudio, se tomó como dotación 250 litros/Persona/día, considerando que se trata de un sector urbano, los aspectos socio-económicos de la zona y tomando en cuenta que lo mínimo establecido por las Normas INOS es de 200 litros/persona/día.

Como ya se había mencionado, el sector Brisas del Sur II cuenta con un centro odontológico y un centro asistencial, cuyas dotaciones se estimaron por medio de la Gaceta Oficial N° 4044 ^[13].

- ✿ Para el Centro Odontológico, el cual consta de 3 unidades dentales, se tomó 1000 litros/día/unidad dental, según lo establecido en el artículo 110, ítem A.3 de la Gaceta Oficial ^[13].



Figura 3.1. Centro Odontológico Misión Barrio Adentro.

- El Centro Asistencial es de consulta externa y consta de 3 consultorios, por lo que la dotación establecida según la Gaceta Oficial ^[13] el artículo 110, ítem A.2 es de 500 litros/día/consultorio.



Figura 3.2. Módulo Asistencial Barrio Adentro.

3.9 CÁLCULO DE LA DEMANDA DE AGUA

3.9.1 Consumo medio actual y futuro

3.9.1.1 Consumo medio residencial

Para el cálculo del consumo medio residencial se utilizó la tabla 3.8, la ecuación 2.13 del Capítulo II y una dotación de 250 litros/persona/día.

• Brisas del Sur I:

$$Q_{med (2009)} = \frac{250L / p / dia * 479hab.}{86400seg / dia} = 1,39L / seg.$$

$$Q_{med (2034)} = \frac{250L / p / dia * 1695hab.}{86400seg. / dia} = 4,90L / seg.$$

• Brisas del Sur II:

$$Q_{med (2009)} = \frac{250L / p / dia * 364hab.}{86400seg. / dia} = 1,05L / seg.$$

$$Q_{med (2034)} = \frac{250L / p / dia * 1085hab.}{86400seg. / dia} = 3,14L / seg.$$

3.9.1.2 Consumo medio Centro Asistencial

$$Q_{med} = \frac{500L / dia / consultorio * 3consultorios}{86400seg. / dia} = 0,0174L / seg.$$

3.9.1.3 Consumo medio Centro Odontológico

$$Q_{med} = \frac{1000L / dia / unidad * 3unidades}{86400seg. / dia} = 0,0347$$

Tabla 3.9. Consumo medio actual y futuro de Brisas del Sur I.

Año	Qm. Residencial (l/seg.)	Total Qm (l/seg.)
2009	1,39	1,39
2034	4,90	4,90

Tabla 3.10. Consumo medio actual y futuro de Brisas del Sur II.

Año	Qm. Residencial (l/seg.)	Qm. Centro Odontológico (l/seg.)	Qm. Módulo Asistencial (l/seg.)	Total Qm. (l/seg.)
2009	1,05	0,0347	0,0174	1,10
2034	3,14	0,0347	0,0174	3,19

3.9.2 Consumo máximo diario actual y futuro

Para el cálculo del consumo máximo diario actual y futuro, se establece incrementar el consumo medio por un factor K1. El M.S.A.S (1989) sugiere 1,25 para K1. Para éste cálculo se utiliza la ecuación 2.14 del capítulo II.

• Brisas del Sur I:

$$Q_{MD (2009)} = 1,25 * 1,39 \text{ l/seg.} = 1,74 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{MD (2034)} = 1,25 * 4,90 \text{ l/seg.} = 6,13 \text{ l/seg.}$$

• Brisas del Sur II:

$$Q_{MD (2009)} = 1,25 * 1,10 \text{ l/seg.} = 1,38 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{MD (2034)} = 1,25 * 3,19 \text{ l/seg.} = 3,99 \text{ l/seg.}$$

3.9.3 Consumo máximo horario

Para calcular el Consumo Máximo Horario, el Consumo Medio es incrementado por un factor K₂, el cual se recomienda sea seleccionado según el tamaño de la población, como se muestra en la tabla 2.9 del Capítulo II. Sin embargo para el diseño de la red se utilizará el valor recomendado por el M.S.A.S (1989) que es 2,5 y se aplicará la ecuación 2.15.

• Brisas del Sur I:

$$Q_{MH (2009)} = 2,5 * 1,39 \text{ l/seg.} = 3,48 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{MH (2034)} = 2,5 * 4,90 \text{ l/seg.} = 12,25 \text{ l/seg.}$$

• Brisas del Sur II:

$$Q_{MH (2009)} = 2,5 * 1,10 \text{ l/seg.} = 2,75 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{MH (2034)} = 2,5 * 3,19 \text{ l/seg.} = 7.98 \text{ l/seg.}$$

3.9.4 Consumo por tramos

Los tramos están definidos por los nodos que los comprenden, para ello se define un nodo en base a:

- La intersección de 2 tuberías principales,
- Todo punto de alimentación,
- Tramos no mayores de 500 a 600 m.

En los sectores de Brisas del Sur I y II se estableció la dotación dependiendo del número de parcelas que se hallan por cada tramo y del número de habitantes, el cual está determinado por el promedio asignado por el INE para el Estado Anzoátegui (según censo de 2001) igual a 4,6 hab/viv; tomando en cuenta además el uso de cada parcela. En la tabla 3.11 se podrá observar el consumo de tramos para Brisas del Sur I y en la tabla 3.12 de Brisas del Sur II.

Tabla 3.11. Consumo medio por tramos de Brisas del Sur I.

Tramo		L (m)	Uso	Cantidad	Número de habitantes	Unidad	Dotación			
Desde	Hasta						L/d-unid	L/d	L/seg	Total(L/seg)
B	B1	4.40	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B1	B24	82.35	Vivienda unifamiliar	7	33	Hab.	250	8250	0.095	0.095
B1	B2	47.16	Vivienda unifamiliar	3	14	Hab.	250	3500	0.041	0.041
B2	B23	85.00	Vivienda unifamiliar	12	56	Hab.	250	14000	0.162	0.162
B2	B3	49.00	Vivienda unifamiliar	8	37	Hab.	250	9250	0.107	0.107
B3	B22	87.68	Vivienda unifamiliar	10	46	Hab.	250	11500	0.133	0.133
B3	B4	48.84	Vivienda unifamiliar	8	37	Hab.	250	9250	0.107	0.107
B4	B21	90.00	Vivienda unifamiliar	12	56	Hab.	250	14000	0.162	0.162
B4	B5	50.55	Vivienda unifamiliar	4	19	Hab.	250	4750	0.055	0.055
B5	B20	92.50	Vivienda unifamiliar	13	60	Hab.	250	15000	0.174	0.174
B5	B6	42.88	Vivienda unifamiliar	2	10	Hab.	250	2500	0.029	0.029
B6	B19	94.30	Vivienda unifamiliar	15	69	Hab.	250	17250	0.200	0.200
B6	B7	3.95	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B7	B35	266.02	Vivienda unifamiliar	36	166	Hab.	250	41500	0.480	0.480
B35	B37	52.98	Vivienda unifamiliar	10	46	Hab.	250	11500	0.133	0.133
B35	B36	15.50	Vivienda unifamiliar	2	10	Hab.	250	2500	0.029	0.029
B7	B8	43.64	Vivienda unifamiliar	4	19	Hab.	250	4750	0.055	0.055
B8	B18	96.90	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188
B8	B9	4.83	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B9	B34	175.50	Vivienda unifamiliar	28	129	Hab.	250	32250	0.373	0.373
B9	B10	43.00	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B10	B17	99.24	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188

Continuación Tabla 3.11. Consumo medio por tramos de Brisas del Sur I.

Tramo		L (m)	Uso	Cantidad	Número de habitantes	Unidad	Dotación			
Desde	Hasta						L/d-unid	L/d	L/seg	Total(L/seg)
B10	B11	4.04	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B11	B40	96.90	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188
B40	B41	43.84	Vivienda unifamiliar	2	10	Hab.	250	2500	0.029	0.029
B40	B33	66.40	Vivienda unifamiliar	7	33	Hab.	250	8250	0.095	0.095
B11	B12	33.04	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B12	B16	99.74	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188
B12	B13	4.01	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B13	B38	97.05	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188
B38	B39	33.90	Vivienda unifamiliar	3	14	Hab.	250	3500	0.041	0.041
B38	B32	107.73	Vivienda unifamiliar	12	56	Hab.	250	14000	0.162	0.162
B13	B14	23.03	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B14	B15	99.71	Vivienda unifamiliar	7	33	Hab.	250	8250	0.095	0.095
B14	B25	210.96	Vivienda unifamiliar	15	69	Hab.	250	17250	0.200	0.200
B25	B29	122.18	Vivienda unifamiliar	18	83	Hab.	250	20750	0.240	0.240
B25	B26	25.62	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B26	B30	122.36	Vivienda unifamiliar	22	102	Hab.	250	25500	0.295	0.295
B26	B27	21.00	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B27	B31	131.90	Vivienda unifamiliar	24	111	Hab.	250	27750	0.321	0.321
B27	B28	22.81	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
B28	B42	134.50	Vivienda unifamiliar	13	60	Hab.	250	15000	0.174	0.174
Totales				367						4.928

Tabla 3.12. Consumo medio por tramos de Brisas del Sur II.

Tramo		L (m)	Uso	Cantidad	Número de habitantes	Unidad	Dotación			
Desde	Hasta						L/d-unid	L/d	L/seg	Total(L/seg)
A	A1	2.55	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A1	A31	250.00	Centro Odontológico	1	3	Unidad dental	500	1500	0.017	
			Centro Asistencial	1	3	Consultorio	1000	3000	0.035	
			Vivienda unifamiliar	10	46	Hab.	250	11500	0.133	0.185
A1	A2	74.05	Vivienda unifamiliar	1	5	Hab.	250	1250	0.014	0.014
A2	A33	78.00	Vivienda unifamiliar	10	46	Hab.	250	11500	0.133	0.133
A2	A3	77.00	Vivienda unifamiliar	5	23	Hab.	250	5750	0.067	0.067
A3	A17	87.50	Vivienda unifamiliar	7	33	Hab.	250	8250	0.095	0.095
A17	A16	81.00	Vivienda unifamiliar	10	46	Hab.	250	11500	0.133	0.133
A17	A18	57.40	Vivienda unifamiliar	7	33	Hab.	250	8250	0.095	0.095
A18	A21	92.10	Vivienda unifamiliar	12	56	Hab.	250	14000	0.162	0.162
A21	A22	20.43	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A22	A24	101.40	Vivienda unifamiliar	4	19	Hab.	250	4750	0.055	0.055
A22	A23	54.55	Vivienda unifamiliar	3	14	Hab.	250	3500	0.041	0.041
A18	A19	32.65	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A19	A25	118.04	Vivienda unifamiliar	14	65	Hab.	250	16250	0.188	0.188
A25	A26	18.28	Vivienda unifamiliar	2	10	Hab.	250	2500	0.029	0.029
A26	A27	52.25	Vivienda unifamiliar	3	14	Hab.	250	3500	0.041	0.041
A26	A32	31.80	Vivienda unifamiliar	6	28	Hab.	250	7000	0.081	0.081
A27	A29	82.44	Vivienda unifamiliar	9	42	Hab.	250	10500	0.122	0.122
A27	A28	22.64	Vivienda unifamiliar	2	10	Hab.	250	2500	0.029	0.029
A25	A30	64.22	Vivienda unifamiliar	5	23	Hab.	250	5750	0.067	0.067

Continuación Tabla 3.12. Consumo medio por tramos de Brisas del Sur II.

Tramo		L (m)	Uso	Cantidad	Número De habitantes	Unidad	Dotación			
Desde	Hasta						L/d-unid	L/d	L/seg	Total(L/seg)
A19	A20	63.00	Vivienda unifamiliar	4	19	Hab.	250	4750	0.055	0.055
A3	A4	49.60	Vivienda unifamiliar	4	19	Hab.	250	4750	0.055	0.055
A4	A15	167.00	Vivienda unifamiliar	21	97	Hab.	250	24250	0.281	0.281
A4	A5	47.90	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A5	A14	165.32	Vivienda unifamiliar	21	97	Hab.	250	24250	0.281	0.281
A5	A6	44.90	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A6	A13	163.68	Vivienda unifamiliar	20	92	Hab.	250	23000	0.266	0.266
A6	A7	47.40	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A7	A12	160.10	Vivienda unifamiliar	22	102	Hab.	250	25500	0.295	0.295
A7	A8	37.04	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A8	A11	159.50	Vivienda unifamiliar	22	102	Hab.	250	25500	0.295	0.295
A8	A9	23.25	Vivienda unifamiliar	0	0	Hab.	250	0	0.000	0.000
A9	A10	159.40	Vivienda unifamiliar	11	51	Hab.	250	12750	0.148	0.148
Totales				237						3.212

3.9.5 Consumo por incendio

Según la Gaceta Oficial N° 4103, el gasto de incendio para zonas residenciales destinadas a viviendas multifamiliares, comerciales o mixtas e industriales será de 16 lts/ seg.

El incendio tiene una duración de 4 horas y se considera que la demanda de la red es de 180% de la demanda media, más el incendio en el hidrante o nodo más desfavorable.

Por lo tanto, el gasto de incendio estará dado por:

$$Q_i = 1.80 \cdot Q_m + I$$

Para $I = 16$ lts/seg.

• Brisas del Sur I:

$$Q_i = 1,80 \cdot 4,90 \text{ l/seg.} + 16 = 24,82 \text{ lts/seg.}$$

• Brisas del Sur II:

$$Q_i = 1,80 \cdot 3,19 \text{ l/seg.} + 16 = 21,74 \text{ lts/seg.}$$

3.10 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

• **Fuente**

La principal fuente de abastecimiento del sistema de acueducto del área metropolitana, comprendido por los Municipios Simón Bolívar, Urbaneja, Sotillo y Guanta, del Estado Anzoátegui, la representa el Río Neverí.

✿ **Capacidad**

La captación para el sistema Barcelona – Puerto la Cruz, en la Planta José Antonio Anzoátegui la conforman dos obras: la toma de Caratal y la toma Los Montones.

✿ **Planta de potabilización**

La planta José Antonio Anzoátegui, cuenta con dos plantas de potabilización las cuales son:

- Planta Convencional: Capacidad: 1345 l/s.
- Planta Modular (Tipo céspedes): Capacidad: 305 l/s.

✿ **Estación de Bombeo**

La estación de bombeo cuenta con diferentes líneas de distribución:

- Línea 1: Distribuye a Fundación Mendoza, Colinas del Neverí, Avenida Costanera. Con un total de 4 equipos de bombeo. Caudal promedio de 940 l/s. Presión 84 lbs.
- Línea 2: Distribuye a Barcelona. Con un total de 3 equipos de bombeo. Caudal promedio de 670 l/s. Presión 74,57 lbs.
- Línea Zona Sur: Distribuye desde la Redoma de Los Pájaros hacia Los Potocos. Con un total de 1 equipo de bombeo. Caudal promedio de 317 l/s. Presión 76 lbs.

✿ **Aducción**

Desde la estación de bombeo de la Planta, el agua es transportada hacia la Zona Sur de Barcelona por medio de una tubería de 30” de Acero, con un caudal promedio de 317 l/s y una presión de 76 lbs.

3.10. 1 Estudio de la línea de aducción

Como se mencionó anteriormente, la zona sur de Barcelona es abastecida de agua potable por medio de una tubería de acero de 30” (750 mm.), la cual fue donada por PDVSA y actualmente es la principal fuente de abastecimiento de dicha zona. A ésta tubería se conecta un alimentador de acero de 24” (600 mm.), en las inmediaciones de la autopista Rómulo Betancourt, específicamente frente al sector La Orquídea, el cual está destinado a dotar de agua potable a la UPF 11 (Unidad de Planificación Física 11), el cual está conformado principalmente por El Viñado y Cruz Verde.

Este alimentador de 24” tiene una longitud de 1350 m. y realiza su recorrido a lo largo de la Avenida Principal de El Viñado hasta el sector conocido como parcela 163, donde se reduce a una tubería de 16” (400mm.) de PVC, la cual cuenta con una longitud de 810 m. y continúa por la misma avenida Principal hasta la calle 1, en donde se intercepta con un alimentador de PVC de 12” (300mm.) proveniente de Mesones, formando un anillo de distribución.

Esta tubería de 12” forma parte del sistema de alimentación principal de Mesones, y cuyo recorrido abarca los siguientes sectores: Mesones, El Cardonal, La Carpa, Barrio Bolívar, El Viñado y Cruz Verde.

Sin embargo, a través de éstas tuberías no pasa el caudal de agua suficiente para abastecer a todos estos sectores y mucho menos, a los que recientemente se están conformando, esto debido a la lejanía de la zona, a las tomas ilegales que se pueden encontrar a lo largo de todo este recorrido por lo que la presión se hace prácticamente nula y el agua, cuando llega es solo por las noches.

Para estos sectores existe un proyecto llamado “**Habilitación Física en El Viñado UPF 11, Ciudad de Barcelona, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui**”; el cual consta de la ampliación y mejoras de la planta de

tratamiento José Antonio Anzoátegui y el diseño de dos estaciones de bombeo, lo que garantizará el completo abastecimiento de agua potable para esta zona.

El sistema de abastecimiento de agua potable que se está diseñando en este trabajo de grado se alimentará directamente de la tubería de 12” mencionada anteriormente; dicha tubería será alimentada por una de las estaciones de bombeo proyectada (estación de bombeo 2) y de ésta manera se garantizará el abastecimiento de agua para las zonas en estudio.

3.11 MEDICIÓN DE PRESIONES

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores de Brisas del Sur I y II, se realizaron las mediciones de presión con el uso de un manómetro marca Stanley, apreciación 2 lbs, en una toma sobre la tubería de 12” ubicada en la Avenida Principal de Cruz Verde, la cual es la tubería que abastecería a dichos sectores. Se encontró con que en ese punto no hay presión en el día, es decir, no llega agua a través de esa tubería en las horas diurnas. Por información suministrada por Hidrocaribe se supo que lo poco que llega de agua, solo llega en la madrugada y por poco tiempo.

Por tal causa, como no se cuenta con la presión necesaria y no se está cumpliendo con lo establecido por la Norma venezolana en Gaceta Oficial 4103 ^[9], se trabajará con una presión de diseño tomando en cuenta la presión del tanque que abastecerá la zona en estudio una vez que éste, esté en funcionamiento y se pueda satisfacer la demanda calculada para dichos sectores.

3.12 PUNTO DE ALIMENTACIÓN PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

El punto de alimentación para el sistema de abastecimiento de los sectores de Brisas del Sur I y II, está conformado por 2 conexiones a la tubería de 12”, los cuales alimentarán a dichos sectores por separado. En la tabla 3.13 se puede observar dichos puntos:

Tabla 3.13. Puntos de alimentación para el sistema de abastecimiento de los sectores de Brisas del Sur I y II.

Punto de Alimentación	Coordenadas	
	Este	Norte
Punto A	1.112.424,73	315.973,95
Punto B	1.112.507,38	315.979,66

3.13 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

3.13.1 Trazado de tuberías

Tomando en cuenta la Gaceta Oficial N° 4103 ^[9], el trazado de tuberías se realizó considerando el lado donde se encuentra mayor número de conexiones y paralela al eje de la vía. Las calles Sucre, Bolívar y Ezequiel Zamora (calles principales) tienen un ancho aproximado de 10 m. y las demás calles tienen un promedio de 7,50 m.

3.13.2 Colocación de accesorios

Para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento que se está diseñando, es necesaria la colocación de los accesorios necesarios, como lo son:

☀ Tapas:

Las tapas serán colocadas en los ramales ciegos. En el caso de Brisas del Sur I hay un total de 21 ramales ciegos de 4". En Brisas del Sur II, hay 14 ramales ciegos de 4".

☀ Codos:

Cuando se producen cambios de dirección, se utilizan codos de 45° y 90°. En Brisas del Sur I, solo se necesita 1 codo de 90° de 6". En Brisas del Sur II se colocarán 2 codos de 90°: uno de 8" y uno de 4".

☀ Reducciones:

Las reducciones se utilizan cuando en las tuberías hay cambios de mayor diámetro a menor diámetro. En Brisas del Sur I, se encuentran 2 de reducciones de 6" a 4", una de 8" a 6" y una de 8" a 4". En Brisas del Sur II, hay 1 reducción de 8" a 4".

☀ Tees:

Cuando hay intersecciones se colocarán tees. En el caso de Brisas del Sur I hay 3 tees con reducción de 10" * 10" * 6"; 10 tees con reducción de 8" * 8" * 4"; 1 tee de 8" * 8" * 8"; 3 tees de 4" * 4" * 4" y 3 tees de 6" * 6" * 4". En Brisas del Sur II, hay 8 tees con reducciones de 8" * 8" * 4" y 7 tees de 4" * 4" * 4".

Ver anexo plano de detalles de acueductos (A - 4).

3.13.3 Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias serán individuales y constarán de:

- a) Corporation Stop $\varnothing \frac{3}{4}$ o llave de espita.
- b) Tubería de cobre $\varnothing \frac{3}{4}$.

- c) Caja tronco-cónica.
- d) Yugo con su llave (curb stop)
- e) Conexiones para tubo de cobre.

3.13.4 Válvulas de paso

La Norma venezolana de Gaceta Oficial N° 4103 ^[9], establece que en tuberías de distribución no se debe aislar más de 350 m. de tubería a la vez y más de dos cuadras al mismo tiempo. Y se debe procurar que no sea necesario cerrar más de cuatro llaves para aislar el sector deseado.

En este proyecto, en Brisas del Sur I se utilizó 1 válvula de paso de 10" de diámetro, 7 válvulas de 8", 19 válvulas de 4" y 2 válvulas de 6". En Brisas del Sur II hay 9 válvulas de 8" de diámetro y 15 válvulas de 4". Cabe destacar que cada válvula de paso se instalará con un boca llave.

3.13.5 Hidrantes

Los hidrantes deben colocarse a partir del punto de menor presión, considerando que deben estar separados unos 200 metros en zonas residenciales, según lo establecido en Gaceta oficial N° 4103.

En Brisas del Sur I al igual que en Brisas del Sur II hay un total de 3 hidrantes, colocados según los establece la norma.

3.13.6 Clases de tubería

La clase de tubería que se propone para las tuberías de distribución del sistema de abastecimiento que se está diseñando es la de Cloruro de Polivinilo (PVC) clase AB (presión de servicio 10 kg/cm²), debido a su facilidad de manejo,

economía y alta resistencia a la corrosión. Además se colocan en una longitud de 6 metros para cada tubería con juntas pegadas.

3.13.7 Diámetro de tubería

Tomando en cuenta la tabla 2.10 del capítulo 2 y según los resultados arrojados por el programa IP-3 se seleccionaron los diámetros que se muestran a continuación en la tabla 3.14 para Brisas de Sur I y en la tabla 3.15 para Brisas del Sur II:

Tabla 3.14. Diámetros seleccionados para los tramos. Sector Brisas del Sur I.

Tramo		Caudal en tránsito (lts/seg.)	Diámetro	
Desde	Hasta		Pulg.	mm.
B	B1	129,795	10	250
B1	B24	0,083	4	100
B1	B2	117,405	10	250
B2	B23	0,203	4	100
B2	B3	105,065	10	200
B3	B22	0,166	4	100
B3	B4	93,166	8	200
B4	B21	0,185	4	100
B4	B5	81,582	8	200
B5	B20	0,217	4	100
B5	B6	70,334	8	200
B6	B19	0,250	4	100
B6	B7	59,488	8	200
B7	B35	1,002	4	100
B35	B37	0,166	4	100
B35	B36	0,032	4	100
B7	B8	1,002	4	100
B8	B9	0,083	4	100
B9	B10	0,083	4	100
B10	B11	0,083	4	100
B11	B12	0,083	4	100
B12	B13	0,083	4	100
B13	B14	0,083	4	100
B14	B15	0,083	4	100
B15	B16	0,083	4	100
B16	B17	0,083	4	100
B17	B18	0,083	4	100
B18	B19	0,083	4	100
B19	B20	0,083	4	100
B20	B21	0,083	4	100
B21	B22	0,083	4	100
B22	B23	0,083	4	100
B23	B24	0,083	4	100
B24	B25	0,083	4	100
B25	B26	0,083	4	100
B26	B27	0,083	4	100
B27	B28	0,083	4	100
B28	B29	0,083	4	100
B29	B30	0,083	4	100
B30	B31	0,083	4	100
B31	B32	0,083	4	100
B32	B33	0,083	4	100
B33	B34	0,083	4	100
B34	B35	0,083	4	100
B35	B36	0,083	4	100
B36	B37	0,083	4	100
B37	B38	0,083	4	100
B38	B39	0,083	4	100
B39	B40	0,083	4	100
B40	B41	0,083	4	100
B41	B42	0,083	4	100
B42	B43	0,083	4	100
B43	B44	0,083	4	100
B44	B45	0,083	4	100
B45	B46	0,083	4	100
B46	B47	0,083	4	100
B47	B48	0,083	4	100
B48	B49	0,083	4	100
B49	B50	0,083	4	100
B50	B51	0,083	4	100
B51	B52	0,083	4	100
B52	B53	0,083	4	100
B53	B54	0,083	4	100
B54	B55	0,083	4	100
B55	B56	0,083	4	100
B56	B57	0,083	4	100
B57	B58	0,083	4	100
B58	B59	0,083	4	100
B59	B60	0,083	4	100
B60	B61	0,083	4	100
B61	B62	0,083	4	100
B62	B63	0,083	4	100
B63	B64	0,083	4	100
B64	B65	0,083	4	100
B65	B66	0,083	4	100
B66	B67	0,083	4	100
B67	B68	0,083	4	100
B68	B69	0,083	4	100
B69	B70	0,083	4	100
B70	B71	0,083	4	100
B71	B72	0,083	4	100
B72	B73	0,083	4	100
B73	B74	0,083	4	100
B74	B75	0,083	4	100
B75	B76	0,083	4	100
B76	B77	0,083	4	100
B77	B78	0,083	4	100
B78	B79	0,083	4	100
B79	B80	0,083	4	100
B80	B81	0,083	4	100
B81	B82	0,083	4	100
B82	B83	0,083	4	100
B83	B84	0,083	4	100
B84	B85	0,083	4	100
B85	B86	0,083	4	100
B86	B87	0,083	4	100
B87	B88	0,083	4	100
B88	B89	0,083	4	100
B89	B90	0,083	4	100
B90	B91	0,083	4	100
B91	B92	0,083	4	100
B92	B93	0,083	4	100
B93	B94	0,083	4	100
B94	B95	0,083	4	100
B95	B96	0,083	4	100
B96	B97	0,083	4	100
B97	B98	0,083	4	100
B98	B99	0,083	4	100
B99	B100	0,083	4	100

Continuación Tabla 3.14. Diámetros seleccionados para los tramos. Sector Brisas del Sur I.

Desde	Hasta		Pulg.	mm.
B8	B18	0,235	4	100
B8	B9	39,867	8	200
B9	B34	0,499	4	100
B9	B10	31,349	8	200
B10	B17	0,235	4	100
B10	B11	24,092	8	200
B11	B40	0,573	4	100
B40	B41	0,037	4	100
B40	B33	0,134	4	100
B11	B12	17,136	8	200
B12	B16	0,235	4	100
B12	B13	11,163	8	200
B13	B38	0,744	4	100
B38	B39	0,051	4	100
B38	B32	0,203	4	100
B13	B14	5,401	8	200
B14	B15	0,119	4	100
B14	B25	2,764	6	150
B25	B29	0,217	4	100
B25	B26	2,043	6	150
B26	B30	0,369	4	100
B26	B27	1,271	6	150
B27	B31	0,416	4	100
B27	B28	0,435	6	150
B28	B42	0,217	4	100

Tabla 3.15. Diámetros seleccionados para los tramos. Sector Brisas del Sur II.

Tramo		Caudal en tránsito (lts/seg.)	Diámetro	
Desde	Hasta		Pulg.	mm.
A	A1	49,130	8	200
A1	A31	0,231	4	100
A1	A2	40,770	8	200
A2	A33	0,166	4	100
A2	A3	33,021	8	200
A3	A17	10,417	4	100
A17	A16	0,166	4	100
A17	A18	7,393	4	100
A18	A21	0,803	4	100
A21	A22	0,360	4	100
A22	A24	0,069	4	100
A22	A23	0,051	4	100
A18	A19	4,301	4	100
A19	A25	2,725	4	100
A25	A26	1,455	4	100
A26	A32	0,101	4	100
A26	A27	0,620	4	100
A27	A28	0,036	4	100
A27	A29	0,153	4	100
A25	A30	0,084	4	100
A19	A20	0,051	4	100
A3	A4	15,435	8	100
A4	A15	0,352	4	100
A4	A5	10,961	8	200
A5	A6	7,297	8	200
A6	A13	0,333	4	100
A6	A7	4,388	8	200
A7	A12	0,369	4	100
A7	A8	2,110	8	200

Continuación Tabla 3.15. Diámetros seleccionados para los tramos. Sector Brisas del Sur II.

Tramo		Caudal en tránsito (lts/seg.)	Diámetro	
Desde	Hasta		Pulg.	mm.
A8	A11	0,369	4	100
A8	A9	0,577	8	200
A9	A10	0,185	4	100

3.13.8 Anchos y profundidades mínimas de zanjas

Para determinar los anchos y profundidades de zanjas, se tomó como referencia la tabla 2.5 del Capítulo II, tomando en cuenta los diámetros seleccionados para las tuberías de distribución. A continuación, en la tabla 3.16 se muestra los anchos y profundidades recomendadas para los dos sectores en estudio:

Tabla 3.16. Profundidades mínimas y anchos de zanjas para tuberías.

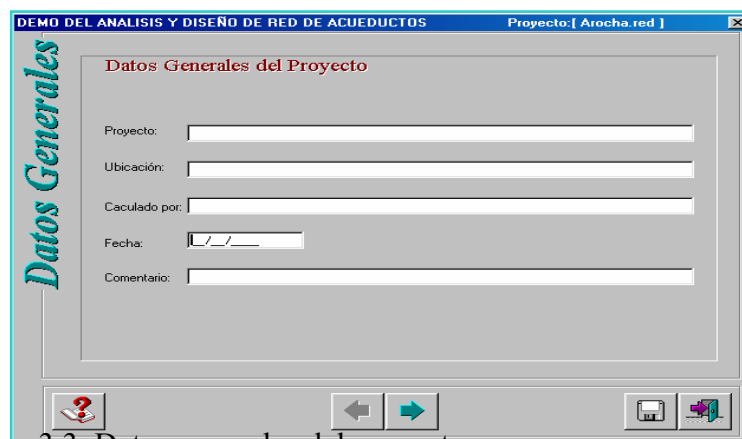
Sector	Diámetro nominal de tubería		Profundidad de zanja. (cm.)	Ancho de zanja (cm.)
	Pulg.	mm.		
Brisas del Sur I.	10	250	105	65
	8	200	90	60
	6	150	89	53
	4	100	70	45
Brisas del Sur II.	8	200	90	60
	4	100	70	45

3.14 MODELO IP-3 ACUEDUCTO VERSIÓN 1.0 (SOFTWARE)

El programa de IP-3 Acueductos permite hacer el análisis de la red de acueducto que se está diseñando, ahorrando tiempo y arrojando resultados confiables, además su manejo es bastante sencillo.

La entrada de datos al programa IP3-Acueductos versión 1.0 es sencilla y flexible; estos se introducen a través de ventanas como las de Windows, las cuales presentan diversas alternativas al usuario para describir la red que desea simular o diseñar. Para iniciar la introducción de los datos hacemos clic sobre la ventana de datos del proyecto, esto nos permitirá crear un nuevo proyecto o seleccionar uno ya existente.

Una vez creado o seleccionado el proyecto que se analizará, aparecerá una ventana donde se introduce el nombre del proyecto, del proyectista, fecha de creación y la opción de agregar algún comentario, como se muestra en la figura 3.3.



The image shows a software window titled "DEMO DEL ANALISIS Y DISEÑO DE RED DE ACUEDUCTOS" with a subtitle "Proyecto: [Arocha.red]". The main content area is titled "Datos Generales del Proyecto" and contains five input fields: "Proyecto:", "Ubicación:", "Calculado por:", "Fecha:" (with a date picker icon), and "Comentario:". On the left side of the window, there is a vertical label "Datos Generales". At the bottom of the window, there are several icons: a help icon (question mark), a left arrow, a right arrow, a save icon (floppy disk), and a printer icon.

Figura 3.3. Datos generales del proyecto.

Seguidamente se describirán los datos generales para el cálculo, en una ventana en la que podremos seleccionar la forma de entrada de los datos de consumo medio, unidad de diámetro, coeficiente de Hazen – Williams, pérdidas especiales, y escoger los casos de demanda tal como lo muestra la figura 3.4.

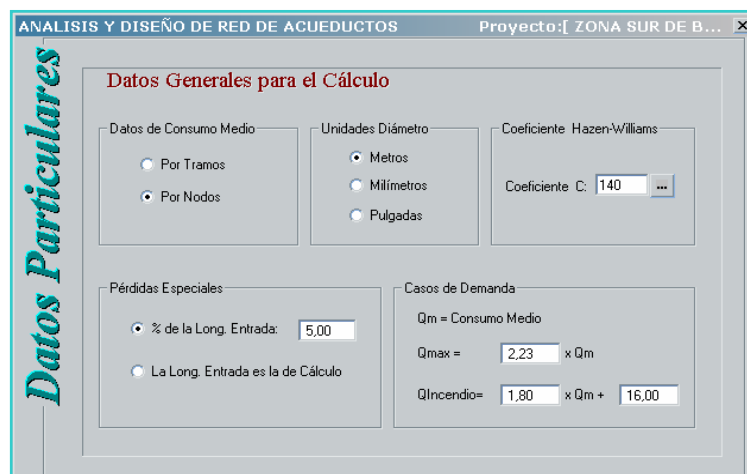


Figura 3.4. Datos generales para el cálculo.

3.14.1 Datos generales para el cálculo

3.14.1.1 Datos de consumo medio

En el programa el consumo medio se entra:

- ☀ Por tramos: La demanda de consumo se entra por cada tramo y posteriormente se transforma en consumo de los nodos.
- ☀ Por nodos: La demanda se entra por nodo (Debido a que los métodos de cálculo suponen que la demanda se originan en los nodos, muchas veces se dispone de esa información ya transformada en consumo en los nodos).

En el diseño de la red de acueducto que se está trabajando los datos de consumo medio se entraron por tramos.

3.14.1.2 Unidades del Diámetro

Antiguamente para el diámetro de los tubos se utilizaban medidas inglesas es decir pulgadas. Aunque actualmente la mayoría de los organismos oficiales, exigen la presentación de los cálculos en sistema métrico, (metros o milímetros) muchos proyectistas, mantienen la costumbre de expresarlo en pulgadas, por esta razón se presentan tres (3) opciones:

- Metros.
- Milímetros.
- Pulgadas.

Para el diseño de la red en estudio, se seleccionó el metro.

3.14.1.3 Coeficiente de Hazen-Williams

Se presentan los coeficientes de fricción para los materiales más utilizados. En el sistema que se está diseñando se tomó un C igual a 140, el cual corresponde a tubería de PVC.

3.14.1.4 Pérdidas Especiales

Se asume por defecto el 5% de la longitud de la tubería, pero se debe evaluar en cada caso la presencia de válvulas, reducciones, codos, etc. y su longitud equivalente.

3.14.1.5 Casos de demanda

Los casos de demanda pueden ser muy variados, sin embargo por defecto se suponen tres (3) casos de demanda:

- **Consumo Medio:** se calcula usando las tablas de dotaciones del MSAS.

- Consumo Máximo Horario:** Este es el consumo medio multiplicado por un factor k_2 que varía entre 200% y 300%. Para la escogencia de este factor por ejemplo según las normas INOS se toma 250% para poblaciones mayores de 100.000 habitantes. $k_2 = 275 - 0.75X$ donde X es el número de habitantes dividido por 1.000.

Sin embargo hay otras normas que sugieren que este factor sea siempre superior a 250%. El programa asume por defecto un factor de 250% (2.50 Q_{medio}).

- Incendio:** Según las normas INOS el incendio tiene una duración de 4 horas y se considera que la demanda de la red es de 180% de la demanda media, más el incendio en el hidrante o nodo más desfavorable.

El programa toma por defecto 180% de la demanda media y 16 l/s en el nodo más desfavorable.

Luego de seleccionar los datos generales del cálculo, en seguida aparecerá una ventana donde se ingresará los datos de los tramos de tuberías del sistema, tal como se aprecia en la figura 3.5:

No	(INICIO) NODO	(FINAL) NODO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (m)	HZ-WILLM C	BOMBA/ VALVULA.R (m)
1	A1	A2	2,50	0,400	120	
2	A3	A4	2,50	0,400	120	
3	A2	A4	2,50	1,000	120	
4	A4	A5	5,00	1,000	120	
5	A5	A6	1,051,30	0,750	120	
6	A6	A7	3,797,00	0,750	120	
7	A7	A8	45,00	0,750	120	
8	A8	A9	416,00	0,800	120	
9	A9	A14	1,540,00	0,300	140	
10	A8	A10	620,00	0,800	120	
11	A10	A11	40,00	0,150	140	
12	A11	A12	1,114,00	0,150	140	
13	A10	A13	452,00	0,800	120	

Figura 3.5. Datos de los tramos.

3.14.2 Datos de los tramos

En esta pantalla se entra el número total de tramos y posteriormente se introducen:

3.14.2.1 Nodo de inicio y nodo final

Pueden estar en cualquier orden. Los resultados de caudal, velocidad, pérdidas, etc., serán positivos si el agua va del nodo inicial al nodo final y negativo si el sentido del agua es inverso.

Cuando el sentido del agua es inverso al asumido inicialmente (de nodo inicial al nodo final) se muestra además del signo negativo, los resultados escritos en color rojo.

3.14.2.2 Longitud del ramal

Es la longitud en metros desde el nodo de inicio y el nodo final del ramal.

3.14.2.3 Diámetro

Es el diámetro interno de la tubería expresado en metros, milímetros o pulgadas. Dichas unidades ya fueron definidas en los datos generales para el cálculo.

Una vez ingresado todas las características de los tramos IP3-Acueductos presenta una ventana en la cual se puede ingresar los datos de los nodos del sistema tal como lo muestra la figura 3.6:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE RED DE ACUEDUCTOS Proyecto: [ZONA SUR DE B...

Datos de los Nodos

No	No	CONSUMO MEDIO (m)	COTA TERRENO (m)	COTA BOMBA/ESTANQUE (m)	TUBOS CONECT	NO
546	A537	0,331	12,90	28,00	2	A537-A5
547	A532	0,697	12,95		1	A532-A5
548	A540	0,301	14,35		3	A540-A5
549	A539	1,076	14,10		3	A539-A5
550	A541	1,385	13,80		1	A541-A5
551	A543	0,822	14,23		3	A543-A5
552	A542	2,280	13,67		1	A542-A5
553	A544	1,038	14,32		1	A544-A5
554	A556	0,000	14,19		3	A556-A7
555	A555	0,000	12,19		1	A555-A5
556	A557	0,000	10,80		2	A557-A5
557	A558	0,000	13,42		2	A558-A5
558	A303	0,000	14,30		1	A303-A5
559	A246	0,000	0,00		2	A246-A2

Figura 3.6 Datos de los nodos

3.14.3 Datos de los nodos

Se muestra los nombres de cada nodo con los siguientes datos:

3.14.3.1 Consumo Medio

Es el consumo medio por nodos, si la opción fue introducir el consumo medio por ramal, entonces el consumo medio se calcula automáticamente, en caso contrario, hay que introducirlo por nodo.

3.14.3.2 Cota del Terreno

Se entran las cotas de los nodos en metros.

3.14.3.3 Cota de la Bomba o Estanque

Es la cota del nodo inicial donde se encuentra la bomba o el tanque que surte a la red.

3.14.3.4 Tubos conectados

Es el número de tubos que se conectan al nodo.

3.14.3.5 Nombre de los Tubos Conectados

Nos da una descripción detallada de los ramales que se conectan a dicho nodo.

Una vez definidos todos los datos requeridos por el programa, se procede a hacer la corrida (simulación) del sistema, de ésta forma se obtienen los resultados del análisis tal como se puede observar en la figura 3.7:

Tramo	NODO INICIO	NODO FINAL	LONG. REAL (m)	LONG. CALCULO (m)	DIAMETRO (m)	HZ-WILLM C	QTRAM (lps)
1	A	B	120.00	126.00	0.250	100	145
2	B	C	110.00	115.50	0.250	100	65
3	C	D	110.00	115.50	0.250	100	55
4	D	E	110.00	115.50	0.250	100	-55
5	E	B	110.00	115.50	0.250	100	-65
6	F	D	110.00	115.50	0.250	100	-95
7	F	G	110.00	115.50	0.250	100	40
8	G	H	110.00	115.50	0.250	100	30
9	H	I	110.00	115.50	0.250	100	-30
10	I	F	110.00	115.50	0.250	100	-40
11	H	J	110.00	115.50	0.250	100	45
12	J	K	110.00	115.50	0.250	100	15
13	K	L	110.00	115.50	0.250	100	5
14	L	M	110.00	115.50	0.250	100	-5
15	M	J	110.00	115.50	0.250	100	-15

Legend:
● Qm = Consumo Medio
● QMax = 1.80 Qm
● QIncendio = 1.80 Qm + 16.00

Figura 3.7 Resultados de los tramos.

3.13.4 Resultado del Análisis de la red

3.14.4.1 Resultado de los tramos

Se muestra los resultados del análisis de la red para los tramos.

- Nodo Inicial y Final: Es la numeración alfanumérica de la red.
- Longitud Real: Es la longitud en metros del ramal entre el nodo inicial y el nodo final.

- Longitud de Cálculo: Es la longitud real del ramal más las pérdidas especiales asumidas como longitud equivalente.
- Diámetro de la Tubería: Es el diámetro nominal (interno) en metros de los ramales.
- Coeficiente de Hazen-Williams: Es el coeficiente asumido para cada ramal.
- Qtramo: Es el caudal resultante del análisis en litros/segundo en los ramales (sí es negativo se muestra de color rojo y significa que el caudal va en sentido contrario al asumido inicialmente).
- Velocidad en el Ramal: Es la velocidad media del flujo en metros/segundo en el ramal. Velocidades mayores de 2 m/s se consideran altas y antieconómicas. Tiene el mismo signo del caudal.

Para éste caso, se verifica según la tabla 2.10 del capítulo II cual sería la velocidad que se recomienda para ésta red de abastecimiento, tomando en cuenta también el diámetro más favorable.

- Pérdidas: Son las perdidas totales del ramal expresadas en metros calculadas con los coeficientes de Hazen-Williams.

3.14.4.2 Resultados de los nodos

Se muestran los resultados del análisis en lo que se refiere a los nodos.

- Nombre del Nodo: Es el nombre alfanumérico del nodo.
- Cota del Nodo: Es la cota en metros de los nodos.
- Demanda Real: Es la demanda real de consumo introducida como dato.

- **Demanda de Cálculo:** Resulta de aplicar la ecuación de continuidad en cada nodo, es decir, sumatoria de gastos en los nodos, con su signo y cuyo resultado es el consumo del nodo. Debido a que el cálculo es de aproximaciones sucesivas, hay un error admisible del 1/10000, lo cual es nos da una pequeña diferencia con la demanda real. Esta columna es la verificación de los cálculos.
- **Cota Piezométrica:** Es la cota de energía en cada nodo y es la que determina el sentido del flujo que siempre va desde el nodo de mayor cota piezométrica al menor.
- **Presión:** Se obtiene al sustraer la cota del terreno a la piezométrica. Las normas establecen que “Las presiones resultantes deben calcularse con respecto al nivel de la calle en cada nodo. La presión máxima admisible es de 75 m y la mínima es de 20 m calculadas con el nivel de agua en el estanque a media altura.” En caso de acueductos rurales, las normas del MSAS permiten presiones mínimas menores de 7 m (para una mejor visualización de los resultados de presión máxima y mínima, se muestra la presión máxima con un fondo de color verde y la mínima con un fondo de color rojo).

Una vez realizadas las corridas, se verifican los resultados con respecto a las normas, específicamente las velocidades y las presiones, para así establecer un diámetro definitivo, tomando en cuenta la economía y la eficiencia de los mismos. Para ello se utilizará la tabla 2.10 del capítulo II. En el caso de las presiones, se verificará que no sean mayores de 75 m y ni menores a 20m, esto según las normas del M.S.A.S de gaceta oficial N° 4103.

Todos los datos suministrados y resultados arrojados por el programa, se podrán ver en el Anexo B.

DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS SERVIDAS Y SU DISPOSICIÓN FINAL.

3.15 PERÍODO DE DISEÑO

Para el diseño del sistema de recolección de aguas servidas en los sectores de Brisas del Sur I y II, se estableció un período de diseño de 25 años.

Período de diseño = 23 años + 2 años = 25 años

Año de inicio = 2009

Año de proyección = 2034

3.16 DETERMINACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA

Para el cálculo del sistema de recolección de aguas servidas, se utilizó la población futura calculada para el acueducto. Dicha población, se obtuvo por el método de las densidades ya que fue el resultado más preciso y confiable que se obtuvo.

3.17 DETERMINACIÓN DEL GASTO DE PROYECTO

3.17.1 Gasto de aguas servidas domiciliarias

• Coeficiente “K” en función de la población:

Se calcula utilizando la ecuación 2.17 del capítulo 2 y se utiliza la población futura ya calculada para el año 2034 como la población equivalente:

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{2,780}}$$

$$K = 3,47$$

Utilizando la ecuación 2.16 del capítulo 2, se tiene:

$$Q_{\max (A.S)} = 8,09 * 3,47 * 0,80$$

$$Q_{\max (A.S)} = 22,46 \text{ l/seg.}$$

Donde:

$$Q_{\text{med A.P.}} = Q_{\text{med (Brisas del Sur I)}} + Q_{\text{med (Brisas del Sur II)}} =$$

$$Q_{\text{med A.P.}} = 4,90 \text{ l/seg} + 3,19 \text{ l/seg} = 8,09 \text{ l/seg.}$$

$$R = 0,80$$

3.17.2 Gasto de infiltración

Para calcular el gasto de infiltración se utilizará la ecuación 2.18 del capítulo 2. A continuación en la figura 3.8 se muestra la sección típica de las calles principales y en la figura 3.9 las secundarias, las cuales sirven de referencia para obtener las longitudes de empotramiento.

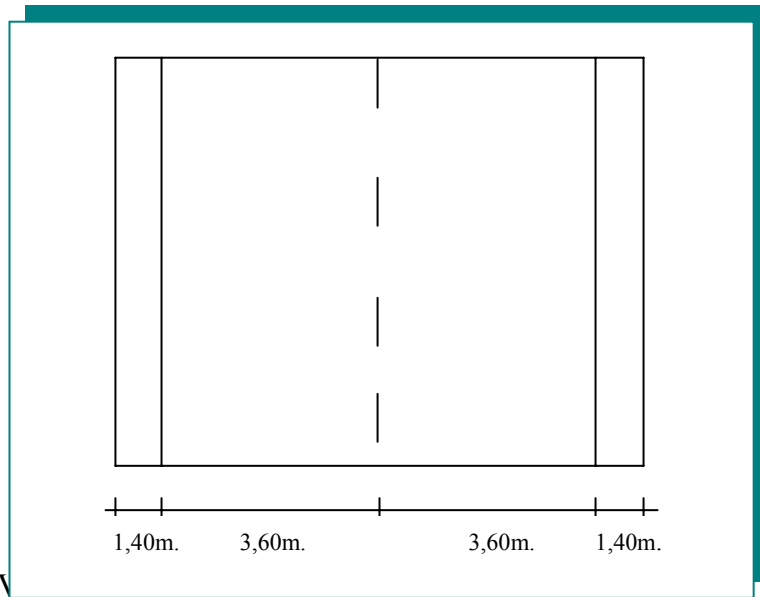


Figura 3.8. Vista en planta de sección de las calles secundarias.

• Longitud de empotramiento = $3,60\text{m} + 0,70\text{m} = 4,30\text{m}$.

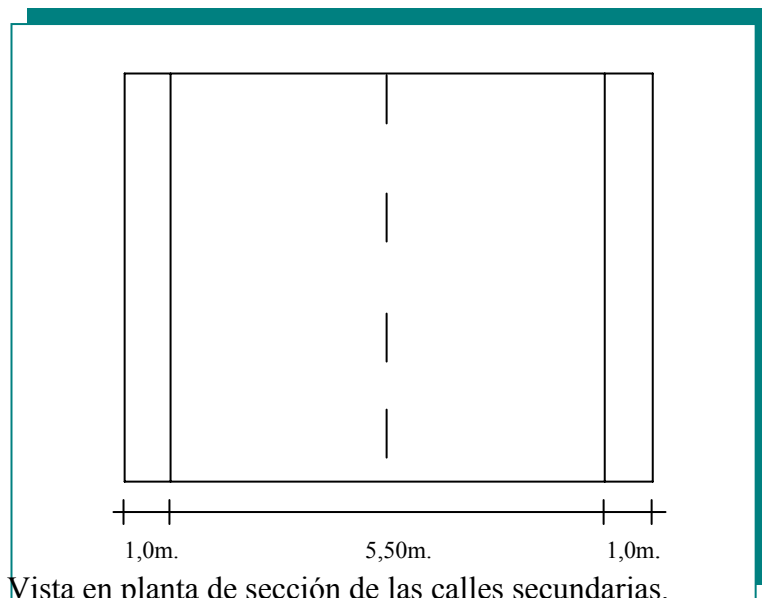


Figura 3.9. Vista en planta de sección de las calles secundarias.

• Longitud de empotramiento = $2,25\text{m} + 0,50\text{m} = 2,75\text{m}$.

Nota: Se harán empotramientos dobles, según lo establecido en la Gaceta Oficial N° 5318, Artículo 35.

Tabla 3.17. Longitud total: Colectores calles principales + Empotramiento.

Tramo		Longitud entre tramos (m)	N° de empo tramientos	Long. De empo tramiento (m)	Long. Total. (m)
Desde	Hasta				
E8	E9	26.31	0	0	26.31
E9	E10	36.44	0	0	36.44
E12	E13	47.29	0	0	47.29
E15-2	E16-2	47.92	1	4.3	52.22
E16-2	E17-2	49.58	2	8.6	58.18
E17-2	E17-2-1	50.09	2	8.6	58.69
E17-2-1	E22	26.84	1	4.3	31.14
E22	E23	22.91	0	0	22.91
E23	E24	46.83	2	8.6	55.43
E17-1	E20	51.97	4	17.2	69.17
E20	E21	26.82	0	0	26.82
E18-2-2	E18-2-3	59.93	2	8.6	68.53
E13-2	E13-2-1	47.68	2	8.6	56.28
E13-2-1	E16-3	46.08	1	4.3	50.38
E16-3	E17-3	50.14	2	8.6	58.74
E17-3	E17-2-2	48.24	4	17.2	65.44
E17-2-2	E17-2-3	49.16	4	17.20	66.36
E17-2-3	E25	43.30	2	8.60	51.9
E18-4	E18-2-1'	49.15	2	8.60	57.75
E18-2-1'	E18-2-3	124.90	5	21.50	146.40
E18-2-3	E24	80.78	2	8.60	89.38
E24	E25	84.06	3	12.90	96.96
Totales		1116.42	41	176.3	1292.72

Tabla 3.18. Longitud total: Colectores calles secundarias + Empotramiento.

Tramo	Longitud	N° de	Long. De	Long.
-------	----------	-------	----------	-------

Desde	Hasta				
E1	E1-1	20.83	1	2.75	23.58
E1-1	E1-1'	52.66	6	16.5	69.16
E1-1	E1-2	60.27	2	5.5	65.77
E1-2	E13-2-2	107.75	10	27.5	135.25
E	E1	52.20	0	0	52.20
E1	E2	90	3	8.25	98.25
E2	E3	78.87	4	11	89.87
E3	E4	26.10	0	0	26.1
E4	E4-1	130.52	13	35.75	166.27
E4	E5	20.41	0	0	20.41
E5	E5-1	130.63	12	33	163.63
E5	E6	26	0	0	26
E6	E6-1	27	2	5.50	32.5
E6-1	E6-2	103	9	24.75	127.75
E6	E7	113	5	13.75	126.75
E7	E8	96.54	4	11.00	107.54
E8	E8-1	100.84	4	11.00	111.84
E8-1	E8-2	93.43	3	8.25	101.68
E8-2	E8-3	70.40	3	8.25	78.65
E9	E9-1	101.16	8	22.00	123.16
E9-1	E9-2	93.39	6	16.50	109.89
E9-2	E9-3	70.64	6	16.50	87.14
E9	E9'	96.41	8	22.00	118.41
E9'	E6-1	113.33	8	22.00	135.33
E10	E10-1	96.70	8	22.00	118.7
E10-1	E10-2	37.34	2	5.50	42.84
E10-1	E13-3	69.00	4	11.00	80
E10	E11	101.00	8	22.00	123
E11	E12	93.89	6	16.50	110.39

Continuación Tabla 3.18. Longitud total: Colectores calles secundarias + Empotramiento.

Tramo		Longitud entre tramos (m)	N° de empotramientos	Long. De empotramiento (m)	Long. Total. (m)
Desde	Hasta				
E12	E12-1	70.90	6	16.50	87.4
E13	E13-1	93.12	6	16.50	109.62
E13-1	E13-2	98.07	8	22.00	120.07
E13-2-1	E13-2-2	95.94	7	19.25	115.19
E13-2	E13-3	96.92	8	22.00	118.92
E13-3	E10-1	47.73	1	2.75	50.48
E13-3	E13-4	81.57	7	19.25	100.82
E13	E14	76.88	6	16.50	93.38
E14	E15	40.00	0	0	40
E15	E15-1	79.91	6	16.50	96.41
E15-1	E15-2	90.89	6	16.50	107.39
E15-2	E13-2-1	96.09	8	22.00	118.09
E15	E16	49.36	0	0	49.36
E16	E16-1	83.64	6	16.50	100.14
E16-1	E16-2	88.75	6	16.50	105.25
E16-2	E16-3	93.80	7	19.25	113.05
E16	E17	48.03	1	2.75	50.78
E17	E17-1	87.68	6	16.50	104.18
E17-1	E17-2	86.25	4	11.00	97.25
E17-2-1	E17-2-2	88.71	6	16.50	105.21
E17-2	E17-3	91.22	6	16.50	107.72
Continuación Tabla 3-18. Longitud total: Colectores calles secundarias + Empotramiento.					
E17	E18	37.74	1	2.75	40.49
E18	E18-1	29.56	1	2.75	32.31
E18-1	E18-1'	71.88	3	8.25	80.13
E18-1	E18-2	36.43	4	11.00	47.43
E18-2	E18-2-1	18.94	1	2.75	21.69
E18-2-1	E18-2-1'	60.60	2	5.50	66.1

Tramo		Longitud entre tramos (m)	N° de empotramientos	Long. De empotramiento (m)	Long. Total. (m)
Desde	Hasta				
E18-2-1	E18-2-2	122.64	8	22.00	144.64
E18-2	E18-3	48.14	2	5.50	53.64
E18-3	E18-3'	24.29	2	5.50	29.79
E18-3	E18-4	80.44	4	11.00	91.44
E18	E19	14.88	1	2.75	17.63
E19	E20	90.86	7	19.25	110.11
E21	E22	83.70	6	16.50	100.2
E23	E17-2-3	87.77	6	16.50	104.27
Totales		4714.44	304	836	5602.64

Long. total empotramiento = 1292,72 m. + 5602,4 m. = 6895,36 m. = 6,895 km.

$$Q_{inf} = \frac{20000 * \left(\frac{L}{dias - Km} \right) * 6,895 km}{86400 seg / dias} = 1,60 L / seg.$$

3.17.3 Gasto de aguas servidas institucionales

El gasto de aguas servidas institucionales se calculará solo para el sector de Brisas del Sur II, porque es donde se encuentra un centro odontológico y un módulo asistencial.

$$Q_{med.A.P.Inst.} = Q_{med.centro\ odont.} + Q_{med.módulo\ asist}$$

$$Q_{med.A.P.Inst.} = 0,0347 + 0,0174 = 0,0521 L/seg. * 86400 seg/1 día$$

$$Q_{med.A.P.Inst.} = 4501,44 L/seg.$$

- Cálculo de la población equivalente.

$$P_{eq.} = \frac{4501,44L / dia}{250L / dia - hab.}$$

$$P_{eq.} = 18 \text{ hab.}$$

- Coeficiente “K” en función de la población:

Según la ecuación 2.17 del capítulo 2 se tiene:

$$K_{inst.} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{0,018}}$$

$$K = 4,39$$

Utilizando la ecuación 2.16 del capítulo 2, se calcula el gasto de aguas servidas institucionales:

$$Q_{A.S \text{ inst}} = 0,0521 \text{ L/seg.} * 4,39 * 0,80$$

$$Q_{A.S \text{ inst}} = 0,183 \text{ L/seg.}$$

3.17.4 Gasto unitario de cálculo de aguas servidas

Una vez calculados los diferentes aportes de los gastos de aguas servidas institucionales, gastos por infiltración y gastos de aguas servidas domiciliarias, el resultado de la suma de dichos gastos se multiplicará por un coeficiente C. En este caso, C = 2 por el valor más desfavorable. Así, según la ecuación 2.19 del capítulo 2 se tiene:

$$Q_{\text{unitario}} = (22,46 \text{ L/seg.} + 1,60 \text{ L/seg.} + 0,183 \text{ L/seg.}) * 2 =$$

$$Q_{\text{unitario}} = 48,49 \text{ L/seg.}$$

3.17.5 Gasto de diseño por tramo

$$Q_{\text{dis}} = \frac{Q_{\text{máx. A.S}} \text{ (L/seg.)}}{\text{Area correspondiente (Ha)}}$$

$$Q_{\text{dis}} = \frac{48,49 \text{ L/seg.}}{17,538 \text{ Ha.}}$$

$$Q_{\text{dis}} = 2,76 \text{ L/seg.} - \text{Ha}$$

Este gasto de diseño calculado se multiplica por el área tributaria de cada tramo y así se obtiene el gasto de diseño para dicho tramo.

3.18 DETERMINACIÓN DE LAS ÁREAS TRIBUTARIAS

Las áreas tributarias se determinaron con la ayuda del programa AutoCAD. En la tabla 3.19, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 3.19. Áreas tributarias por tramo

Tramo		Área (Ha.)
Desde	Hasta	
E1	E1-1'	0.053

Tramo		Área (Ha.)
Desde	Hasta	
E1-1	E1-1'	0.127
E1-1	E1-2	0.297
E1-2	E13-2-2	0.470
E1	E2	0.110
E2	E3	0.093
E3	E4	0.020
E4	E4-1	0.310
E4	E5	0.013
E5	E5-1	0.300
E5	E6	0.018
E6	E6-1	0.039
E6-1	E6-2	0.450
E6	E7	0.150
E7	E8	0.120
E8	E8-1	0.130
E8-1	E8-2	0.130
E8-2	E8-3	0.097
E8	E9	0.034
E9	E9-1	0.300
E9-1	E9-2	0.300
E9-2	E9-3	0.225
E9	E9'	0.270
E9'	E6-1	0.390
E9	E10	0.062
E10	E10-1	0.350
E10-1	E9'	0.070
E10-1	E10-2	0.197
E10	E11	0.410

Continuación Tabla 3.19. Áreas tributarias por tramo

Tramo		Área (Ha.)
Desde	Hasta	
E11	E12	0.370
E12	E12-1	0.270
E12	E13	0.120
E13	E13-1	0.390
E13-1	E13-2	0.440
E13-2	E13-2-1	0.103
E13-2-1	E13-2-2	0.420
E13-2	E13-3	0.410
E13-3	E10-1	0.112
E13-3	E13-4	0.380
E13	E14	0.280
E14	E15	0.045
E15	E15-1	0.310
E15-1	E15-2	0.390
E15-2	E13-2-1	0.370
E15	E16	0.069
E16	E16-1	0.340
E16-1	E16-2	0.360
E16-2	E15-2	0.117
E16-2	E16-3	0.330
E16	E17	0.072
E17	E17-1	0.330
E17-1	E17-2	0.350
E17-2	E17-2-1	0.193
E17-2-1	E17-2-2	0.320
E17-2	E17-3	0.320
E17	E18	0.100
E18	E18-1	0.039

Continuación Tabla 3.19. Áreas tributarias por tramo

Tramo		Área (Ha.)
Desde	Hasta	
E18-1	E18-1'	0.120
E18-1	E18-2	0.110
E18-2	E18-2-1	0.028
E18-2-1	E18-2-1'	0.260
E18-2-1	E18-2-2	0.480
E18-2-2	E18-2-3	0.300
E18-2-3	E18-3	0.136
E18-3	E18-3'	0.064
E18-3	E18-4	0.234
E18	E19	0.021
E19	E20	0.330
E20	E17-1	0.205
E20	E21	0.181
E21	E22	0.330
E22	E17-2-1	0.074
E22	E23	0.056
E23	E17-2-3	0.310
E23	E24	0.186
E25	E17-2-3	0.126
E17-2-3	E17-2-2	0.124
E17-2-2	E17-3	0.120
E17-3	E16-3	0.131
E16-3	E13-2-1	0.106
E25	E24	0.140
E24	E18-2-3	0.160
E18-2-3	E18-2-1'	0.260
E18-2-1'	E18-4	0.061
Total		17.538

Continuación Tabla 3.19. Áreas tributarias por tramo

3.19 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES

3.19.1 Cálculo de pendientes “S”

Se utilizó la ecuación 2.20 del capítulo 2 para cada tramo:

$$S = \left(\frac{\text{Cota arriba} - \text{cota abajo}}{\text{Long. entre bocas de visita}} \right) * 1000$$

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$S = \left(\frac{9,00m - 8,11m}{52,66m} \right) * 1000$$

$$S = 16,90 \text{ ‰}$$

En este tramo se trabajará con la pendiente calculada, ya que cumple con las velocidades mínimas, establecidas según el diámetro.

☀ Tramo E8-1 / E8:

$$S = \left(\frac{6,90m - 7,00m}{100,84m} \right) * 1000$$

$$S = -1,00 \text{ ‰}$$

Como ésta pendiente resultó negativa, se debe ajustar a la pendiente mínima positiva recomendada según el diámetro y cumpliendo con las velocidades mínimas.

3.19.2 Velocidad a sección plena

La velocidad a sección plena se calcula por medio de la ecuación 2.25 del capítulo 2. A continuación se muestra un ejemplo de estos cálculos, donde $n = 0,015$ por tratarse de tubería de concreto:

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$V_c = \frac{1}{0,015} * \left(\frac{0,200m}{4} \right)^{2/3} * (0,0169)^{1/2}$$

$$V_c = 1,18 \text{ m/seg.}$$

3.19.3 Área mojada a sección plena

El área mojada se calcula con la ecuación 2.23 del capítulo 2.

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$A_c = \frac{\pi * (0,200m)^2}{4}$$

$$A_c = 0,031 \text{ m}^2.$$

3.19.4 Caudal a sección plena

El gasto o caudal a sección plena se calcula con la ecuación 2.26 del capítulo 2, como se muestra a continuación:

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$Q_c = 1,18 \text{ m/seg} * 0,031 \text{ m}^2$$

$$Q_c = 0,037 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.19.5 Cálculo de la velocidad real y del tirante de agua

Por medio de la relación Q_r / Q_c y la tabla A.1 del Apéndice A del libro de “Fundamentos para el cálculo de alcantarillados” de la profesora Ana Ghanem, se obtienen las relaciones V_r / V_c y H/D , de las cuales se despeja la velocidad real V_r y el tirante de agua H , respectivamente.

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{0,00034 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{0,037 \text{ m}^3 / \text{seg.}} = 0,01$$

Con este valor, se busca en la tabla ya mencionada las relaciones que faltan:

Velocidad real :

$$\frac{V_r}{V_c} = 0,29 \quad \longrightarrow \quad V_r = 0,29 * V_c = 0,29 * 1,18 \text{ m/seg.}$$

$$V_r = 0,34 \text{ m/seg.}$$

Tirante de agua:

$$\frac{H}{D} = 0,06 \quad \longrightarrow \quad H = 0,06 * 0,200 \text{ m}$$

$$H = 0,012 \text{ m.}$$

Tabla 3.20. Cálculo hidráulico de colectores.

Tramo		Cota Terreno		Longitud (m)	Áreas tributarias (Ha)			Qdiseño (L/seg)	Pendiente "S"	Pendiente "S" (%)	Pendiente Propia (%)	Diámetro "D" (m)	Diámetro "D" (pulg)	Vc (m/seg)	Ac (m ²)	Qc (m ³ /seg)	Qdis/Qc	Vr/Vc	Vr (m/seg)	H/D	H (m)
Desde	Hasta	Arriba	Abajo		Arriba	Propio	Total														
E1-1'	E1-1	9.00	8.11	52.66	0	0.127	0.127	0.35	0.017	16.9	16.90	0.200	8"	1.18	0.031	0.037	0.01	0.29	0.341	0.06	0.012
E13-2-2	E1-2	8.68	8.50	107.75	0	0.470	0.470	1.30	0.002	1.7	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.07	0.58	0.348	0.18	0.036
E1-2	E1-1	8.50	8.11	60.27	0.470	0.297	0.767	2.12	0.006	6.5	6.50	0.200	8"	0.73	0.031	0.023	0.09	0.62	0.452	0.20	0.040
E1-1	E1	8.11	8.00	20.83	0.894	0.053	0.947	2.61	0.005	5.3	5.30	0.200	8"	0.66	0.031	0.021	0.13	0.68	0.448	0.24	0.048
E4-1	E4	8.00	7.28	130.52	0.000	0.310	0.310	0.86	0.006	5.5	5.50	0.200	8"	0.67	0.031	0.021	0.04	0.50	0.336	0.14	0.028
E5-1	E5	8.00	7.26	130.63	0	0.300	0.300	0.83	0.006	5.7	5.70	0.200	8"	0.68	0.031	0.021	0.04	0.50	0.342	0.14	0.028
E6-2	E6-1	8.00	7.42	103.00	0.000	0.450	0.450	1.24	0.006	5.6	5.60	0.200	8"	0.68	0.031	0.021	0.06	0.54	0.366	0.16	0.032
E6-1	E6	7.42	7.24	27.00	0.45	0.039	0.489	1.35	0.007	6.7	6.70	0.200	8"	0.74	0.031	0.023	0.06	0.54	0.400	0.16	0.032
E8-3	E8-2	7.50	7.00	70.40	0.000	0.097	0.097	0.27	0.007	7.1	7.10	0.200	8"	0.76	0.031	0.024	0.01	0.29	0.221	0.06	0.012
E8-2	E8-1	7.00	6.90	93.43	0.097	0.130	0.227	0.63	0.001	1.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.03	0.45	0.270	0.12	0.024
E8-1	E8	6.90	7.00	100.84	0.23	0.130	0.360	0.99	-0.001	-1.0	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E9-3	E9-2	7.65	7.31	70.64	0.000	0.225	0.225	0.62	0.005	4.8	4.80	0.200	8"	0.63	0.031	0.020	0.03	0.45	0.282	0.12	0.024
E9-2	E9-1	7.31	7.07	93.39	0.23	0.300	0.530	1.46	0.003	2.6	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.08	0.62	0.372	0.20	0.040
E9-1	E9	7.07	7.25	101.16	0.530	0.300	0.830	2.29	-0.002	-1.8	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.12	0.68	0.408	0.24	0.048
E6-1	E9'	7.42	7.35	113.33	0.000	0.390	0.390	1.08	0.001	0.6	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.06	0.54	0.324	0.16	0.032
E9'	E9	7.35	7.25	96.41	0.460	0.270	0.730	2.01	0.001	1.0	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.11	0.65	0.390	0.22	0.044
E12-1	E12	7.73	7.60	70.90	0.000	0.270	0.270	0.75	0.002	1.8	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.04	0.50	0.300	0.14	0.028
E10-2	E10-1	7.65	7.61	69.00	0.000	0.197	0.197	0.54	0.001	0.6	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.03	0.45	0.270	0.12	0.024
E10-1	E10	7.61	7.50	96.70	0.312	0.350	0.662	1.83	0.001	1.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.10	0.65	0.390	0.22	0.044
E13-4	E13-3	8.08	8.11	81.57	0.000	0.380	0.380	1.05	0.000	-0.4	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.06	0.54	0.324	0.16	0.032
E13-3	E13-2	8.11	8.00	96.92	0.380	0.410	0.790	2.18	0.001	1.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.12	0.68	0.408	0.24	0.048
E13-2	E13-1	8.00	8.00	98.07	1.920	0.440	2.360	6.51	0.000	0.0	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.35	0.90	0.540	0.40	0.080
E13-1	E13	8.00	7.83	93.12	2.360	0.390	2.750	7.59	0.002	1.8	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.40	0.94	0.564	0.44	0.088
E13-3	E10-1	8.11	7.61	47.73	0.000	0.112	0.112	0.31	0.010	10.5	10.50	0.200	8"	0.93	0.031	0.029	0.01	0.29	0.269	0.06	0.012
Tramo	Cota terreno		Longitud (m)	Áreas tributarias (Ha)			Qdiseño (L/seg)	Pendiente "S"	Pendiente "S" (%)	Pendiente Propia (%)	Diámetro "D" (m)	Diámetro "D" (pulg)	Vc (m/seg)	Ac (m ²)	Qc (m ³ /seg)	Qdis/Qc	Vr/Vc	Vr (m/seg)	H/D	H (m)	

Desde	Hasta	Arriba	Abajo		Arriba	Propio	Total														
E10-1	E9'	7.61	7.35	37.34	0.000	0.070	0.070	0.19	0.007	7.0	7.00	0.200	8"	0.76	0.031	0.024	0.01	0.29	0.220	0.06	0.012
E13-2-1	E15-2	8.45	8.04	96.09	0.000	0.370	0.370	1.02	0.004	4.3	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E15-2	E15-1	8.04	8.10	90.89	1.849	0.390	2.239	6.18	-0.001	-0.7	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.33	0.90	0.540	0.40	0.080
E15-1	E15	8.10	8.00	79.91	2.239	0.310	2.549	7.04	0.001	1.3	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.37	0.92	0.552	0.42	0.084
E13-2-2	E13-2-1	8.68	8.45	95.94	0.000	0.420	0.420	1.16	0.002	2.4	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.06	0.54	0.324	0.16	0.032
E16-3	E16-2	8.75	8.57	93.80	0.000	0.330	0.330	0.91	0.002	1.9	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E17-3	E17-2	9.11	8.94	91.22	0.000	0.320	0.320	0.88	0.002	1.9	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E17-2-2	E17-2-1	10.00	9.36	88.71	0.000	0.320	0.320	0.88	0.007	7.2	7.20	0.200	8"	0.77	0.031	0.024	0.04	0.50	0.384	0.14	0.028
E17-2-3	E23	10.75	10.08	87.77	0.000	0.310	0.310	0.86	0.008	7.6	7.60	0.200	8"	0.79	0.031	0.025	0.03	0.45	0.355	0.12	0.024
E17-2	E17-1	8.94	8.57	86.25	0.000	0.350	0.350	0.97	0.004	4.3	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E17-1	E17	8.57	8.15	87.68	0.555	0.330	0.885	2.44	0.005	4.8	4.80	0.200	8"	0.63	0.031	0.020	0.12	0.68	0.426	0.24	0.048
E20	E17-1	9.10	8.57	51.97	0.000	0.205	0.205	0.57	0.010	10.2	10.20	0.200	8"	0.91	0.031	0.029	0.02	0.40	0.366	0.10	0.020
E22	E17-2-1	9.69	9.36	26.13	0.000	0.074	0.074	0.20	0.013	12.6	12.60	0.200	8"	1.02	0.031	0.032	0.01	0.29	0.295	0.06	0.012
E17-2-1	E17-2	9.36	8.94	50.09	0.394	0.193	0.587	1.62	0.008	8.4	8.40	0.200	8"	0.83	0.031	0.026	0.06	0.54	0.448	0.16	0.032
E17-2	E16-2	8.94	8.56	49.58	0.907	0.125	1.032	2.85	0.008	7.7	7.70	0.200	8"	0.79	0.031	0.025	0.11	0.65	0.516	0.22	0.044
E16-2	E15-2	8.56	8.04	47.32	1.362	0.117	1.479	4.08	0.011	11.0	11.00	0.200	8"	0.95	0.031	0.030	0.14	0.72	0.683	0.26	0.052
E16-2	E16-1	8.57	8.26	88.75	0.000	0.360	0.360	0.99	0.003	3.5	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.05	0.54	0.324	0.16	0.032
E16-1	E16	8.26	8.05	83.64	0.36	0.340	0.700	1.93	0.003	2.5	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.10	0.65	0.390	0.22	0.044
E25	E17-2-3	11.00	10.75	43.30	0.000	0.126	0.126	0.35	0.006	5.8	5.80	0.200	8"	0.69	0.031	0.022	0.02	0.40	0.276	0.10	0.020
E17-2-3	E17-2-2	10.75	10.00	49.16	0.126	0.124	0.250	0.69	0.015	15.3	15.30	0.200	8"	1.12	0.031	0.035	0.02	0.40	0.448	0.10	0.020
E17-2-2	E17-3	10.00	9.11	48.24	0.250	0.120	0.370	1.02	0.018	18.4	18.40	0.200	8"	1.23	0.031	0.039	0.03	0.45	0.552	0.12	0.024
E17-3	E16-3	9.11	8.75	50.14	0.370	0.131	0.501	1.38	0.007	7.2	7.20	0.200	8"	0.77	0.031	0.024	0.06	0.54	0.415	0.16	0.032
E16-3	E13-2-1	8.75	8.45	46.08	0.501	0.106	0.607	1.68	0.007	6.5	6.50	0.200	8"	0.73	0.031	0.023	0.07	0.58	0.423	0.18	0.036
E13-2-1	E13-2	8.45	8.00	47.68	1.027	0.103	1.130	3.12	0.009	9.4	9.40	0.200	8"	0.88	0.031	0.028	0.11	0.65	0.570	0.22	0.044
E24	E18-2-3	10.66	10.20	80.78	0.000	0.160	0.160	0.44	0.006	5.7	5.70	0.200	8"	0.68	0.031	0.021	0.02	0.40	0.273	0.10	0.020
E18-2-3	E18-2-1'	10.20	8.25	124.90	0.160	0.260	0.420	1.16	0.016	15.6	15.60	0.200	8"	1.13	0.031	0.036	0.03	0.40	0.452	0.10	0.020
E18-2-1'	E18-2-1	8.25	8.06	60.60	0.481	0.260	0.741	2.05	0.003	3.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.11	0.62	0.372	0.20	0.040
Tramo	Cota terreno	Longitud	Áreas tributarias (Ha)		Qdisño	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Diámetro	Diámetro	Vc	Ac	Qc	Qdis/Qc	Vr/Vc	Vr (m/seg)	H/D	H (m)			

Continuación Tabla 3.20 Cálculo hidráulico de colectores.

Desde	Hasta	Arriba	Abajo		Arriba	Propio	Total														
E18-4	E18-2-1'	9.00	8.25	49.15	0.000	0.061	0.061	0.17	0.015	15.3	15.30	0.200	8"	1.12	0.031	0.035	0.005	0.22	0.246	0.04	0.008
E18-2-3	E18-2-2	10.20	9.36	59.93	0.000	0.300	0.300	0.83	0.014	14.0	14.00	0.200	8"	1.07	0.031	0.034	0.02	0.50	0.535	0.14	0.028
E18-2-2	E18-2-1	9.36	8.06	122.64	0.300	0.480	0.780	2.15	0.011	10.6	10.60	0.200	8"	0.93	0.031	0.029	0.07	0.62	0.578	0.20	0.040
E18-2-1	E18-2	8.06	8.04	18.94	1.521	0.028	1.549	4.28	0.001	1.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.23	0.75	0.450	0.28	0.056
E18-3'	E18-3	8.95	8.75	24.29	0.000	0.064	0.064	0.18	0.008	8.2	8.20	0.200	8"	0.82	0.031	0.026	0.01	0.29	0.238	0.06	0.012
E18-1'	E18-1	9.00	8.02	71.88	0.000	0.120	0.120	0.33	0.014	13.6	13.60	0.200	8"	1.06	0.031	0.033	0.01	0.29	0.306	0.06	0.012
E18-4	E18-3	9.00	8.75	80.44	0.000	0.234	0.234	0.65	0.003	3.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.03	0.45	0.270	0.12	0.024
E18-3	E18-2	8.75	8.04	48.14	0.297	0.136	0.433	1.20	0.015	14.7	14.70	0.200	8"	1.10	0.031	0.034	0.03	0.45	0.494	0.12	0.024
E18-2	E18-1	8.04	8.02	36.43	1.661	0.107	1.768	4.88	0.001	0.5	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.26	0.83	0.498	0.34	0.068
E18-1	E18	8.02	8.20	29.56	1.888	0.039	1.927	5.32	-0.006	-6.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.28	0.86	0.516	0.36	0.072
E25	E24	11.00	10.66	84.06	0.000	0.140	0.140	0.39	0.004	4.0	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.02	0.40	0.240	0.10	0.020
E24	E23	10.66	10.08	46.83	0.140	0.186	0.326	0.90	0.012	12.4	12.40	0.200	8"	1.01	0.031	0.032	0.03	0.45	0.453	0.12	0.024
E23	E22	10.08	9.69	22.91	0.636	0.056	0.692	1.91	0.017	17.0	17.00	0.200	8"	1.18	0.031	0.037	0.05	0.54	0.637	0.16	0.032
E22	E21	9.69	9.30	83.70	0.692	0.330	1.022	2.82	0.005	4.7	4.70	0.200	8"	0.62	0.031	0.019	0.14	0.72	0.447	0.26	0.052
E21	E20	9.30	9.10	26.82	1.022	0.081	1.103	3.04	0.007	7.5	7.50	0.200	8"	0.78	0.031	0.025	0.12	0.68	0.533	0.24	0.048
E20	E19	9.10	8.25	90.86	1.103	0.330	1.433	3.96	0.009	9.4	9.40	0.200	8"	0.88	0.031	0.028	0.14	0.72	0.632	0.26	0.052
E19	E18	8.25	8.20	14.88	1.433	0.021	1.454	4.01	0.003	3.4	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.21	0.80	0.480	0.32	0.064
E18	E17	8.20	8.15	37.74	3.381	0.100	3.481	9.61	0.001	1.3	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.51	1.00	0.600	0.50	0.100
E17	E16	8.15	8.05	48.03	4.366	0.072	4.438	12.25	0.002	2.1	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.65	1.06	0.636	0.58	0.116
E16	E15	8.05	8.00	49.36	5.138	0.069	5.207	14.37	0.001	1.0	4.40	0.200	8"	0.60	0.031	0.019	0.76	1.10	0.660	0.66	0.132
E15	E14	8.00	7.90	40.00	7.756	0.045	7.801	21.53	0.002	2.5	3.30	0.250	10"	0.60	0.049	0.030	0.73	1.09	0.657	0.64	0.160
E14	E13	7.90	7.83	76.88	7.801	0.280	8.081	22.30	0.001	0.9	3.30	0.250	10"	0.60	0.049	0.030	0.75	1.10	0.663	0.66	0.165
E13	E12	7.83	7.60	47.29	10.831	0.120	10.951	30.22	0.005	4.9	4.90	0.300	12"	0.83	0.071	0.059	0.52	1.02	0.847	0.52	0.156
E12	E11	7.60	7.56	93.89	10.951	0.370	11.321	31.25	0.000	0.4	2.60	0.300	12"	0.60	0.071	0.043	0.73	1.09	0.659	0.64	0.192
E11	E10	7.56	7.50	101.00	11.321	0.410	11.731	32.38	0.001	0.6	2.60	0.300	12"	0.60	0.071	0.043	0.76	1.10	0.665	0.66	0.198
E10	E9	7.50	7.25	36.44	12.393	0.062	12.455	34.38	0.007	6.9	6.90	0.300	12"	0.98	0.071	0.070	0.49	1.00	0.985	0.50	0.150
E9	E8	7.25	7.00	26.31	14.015	0.034	14.049	38.78	0.010	9.5	9.50	0.300	12"	1.16	0.071	0.082	0.47	0.98	1.132	0.48	0.144
Tramo	Cota terreno	Longitud	Áreas tributarias (Ha)		Qdiseño	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Diámetro	Diámetro	Vc	Ac	Qc	Qdis/Qc	Vr/Vc	Vr (m/seg)	H/D	H (m)			

Desde	Hasta	Arriba	Abajo		Arriba	Propio	Total														
E8	E7	7.00	7.20	96.54	14.409	0.120	14.529	40.10	-0.002	-2.1	3.00	0.300	12"	0.65	0.071	0.046	0.87	1.13	0.734	0.72	0.216
E7	E6	7.20	7.24	113.00	14.529	0.150	14.679	40.51	0.000	-0.4	3.00	0.300	12"	0.65	0.071	0.046	0.88	1.13		0.72	0.216
E6	E5	7.24	7.26	26.00	15.168	0.018	15.186	41.91	-0.001	-0.8	3.00	0.300	12"	0.65	0.071	0.046	0.91	1.13		0.74	0.222
E5	E4	7.26	7.28	20.41	15.486	0.013	15.499	42.78	-0.001	-1.0	3.00	0.300	12"	0.65	0.071	0.046	0.93	1.14		0.76	0.228
E4	E3	7.28	7.31	26.10	15.809	0.020	15.829	43.69	-0.001	-1.1	3.00	0.300	12"	0.65	0.071	0.046	0.95	1.14		0.76	0.228
E3	E2	7.31	7.92	78.87	15.829	0.093	15.922	43.94	-0.008	-7.7	1.90	0.380	15"	0.61	0.113	0.069	0.64	1.06		0.58	0.220
E2	E1	7.92	8.00	90.00	15.922	0.110	16.032	44.25	-0.001	-0.9	1.90	0.380	15"	0.61	0.113	0.069	0.64	1.06		0.58	0.220
E1	E	8.00	9.00	52.20	16.032	0	16.032	44.25	-0.018	-18.1	1.90	0.380	15"	0.61	0.113	0.069	0.64	1.06		0.58	0.220
E	BV-D7-3	9.00	9.00	87.60	16.032	0	16.032	44.25	0	0	1.90	0.80	15"	0.61	0.113	0.069	0.64	1.06		0.58	0.220

3.20 CÁLCULO DE LAS COTAS DE LA RASANTE

$$\gamma_{\min} = \text{prof. mín. por norma} + 2 * \text{espesor tub.} + \text{diámetro de tub. en el tramo}$$

☀ Tramo E1-1' / E1-1:

$$\gamma_{\min} = 1,15 \text{ m} + 2 * (0,00016 \text{ m}) + 0,200 \text{ m} = 1,35 \text{ m.}$$

$$\text{Cota rasante}_{E1-1'} = 9 \text{ m} - 1,35 \text{ m} = 7,65 \text{ m.}$$

$$\text{Cota rasante}_{E1-1} = \text{Cota}_{E1-1'} - (\text{Long}(E1-1/E1-1') * \text{Pendiente})$$

$$\text{Cota rasante}_{E1-1} = 7,65 \text{ m} - (53,30 * 0,0169)$$

$$\text{Cota rasante}_{E1-1} = 6,75 \text{ m.}$$

3.21 CÁLCULO DE ESCALONES

Los escalones se calculan de acuerdo a las ecuaciones 2.27 y 2.28 del capítulo 2, dependiendo del régimen, si es acelerado o retardado. Y con la ecuación 2.29 se calculan las pérdidas adicionales producidas cuando hay curvas.

Un ejemplo de los cálculos realizados se muestra a continuación:

☀ Tramo (E18-3/E18-2)- (E18-2/E18-1): Régimen acelerado:

$$h_r = (0,068 \text{ m} - 0,024 \text{ m}) + 1,1 * \left(\frac{(0,498 \text{ m} / \text{seg})^2}{2 * 9,81 \text{ m}^2 / \text{seg.}} - \frac{(0,494 \text{ m} / \text{seg})^2}{2 * 9,81 \text{ m}^2 / \text{seg.}} \right)$$

$$h_r = 0,044 \text{ m.}$$

- Escalón adicional:

$$h_c = 0,25 * \left(\sqrt{\frac{90^\circ}{90^\circ}} \right) * \left(\frac{(0,498m / seg)^2}{2 * 9,81m^2 / seg.} \right)$$

$$h_r = 0,0032 \text{ m.}$$

El escalón total resulta en el nodo E18-2 y es igual a la suma de h_r y h_c :

$$h_t = 0,044 \text{ m} + 0,0032 = 0,0472 \text{ m} \approx 0,05 \text{ m}$$

Tabla 3.21. Cotas de la Rasante.

Tramo		Cota Terreno		Longitud (m)	Pendiente "S" (%)	Cota Rasante	
Desde	Hasta	Arriba	Abajo			Arriba	Abajo
E1-1'	E1-1	9.00	8.11	52.66	16.90	7.65	6.76
E13-2-2	E1-2	8.68	8.50	107.75	4.40	7.33	6.86
E1-2	E1-1	8.50	8.11	60.27	6.50	6.86	6.47
E1-1	E1	8.11	8.00	20.83	5.30	6.47	6.36
E 4-1	E4	8.00	7.28	130.52	5.50	6.65	5.93
E5-1	E5	8.00	7.26	130.63	5.70	6.65	5.91
E6-2	E6-1	8.00	7.42	103.00	5.60	6.65	6.07
E6-1	E6	7.42	7.24	27.00	6.70	6.07	5.89
E8-3	E8-2	7.50	7.00	70.40	7.10	6.15	5.65
E8-2	E8-1	7.00	6.90	93.43	4.40	5.64	5.23
E8-1	E8	6.90	7.00	100.84	4.40	5.22	4.78
E9-3	E9-2	7.65	7.31	70.64	4.40	6.30	5.96
E9-2	E9-1	7.31	7.07	93.39	4.40	5.94	5.53
E9-1	E9	7.07	7.25	101.16	4.40	5.52	5.07
E6-1	E9'	7.42	7.35	113.33	4.40	6.37	5.87
E9'	E9	7.35	7.25	96.41	4.40	5.86	5.44

Continuación Tabla 3.21. Cotas de la Rasante.

Tramo		Cota Terreno		Longitud (m)	Pendiente "S" (%)	Cota Rasante	
Desde	Hasta	Arriba	Abajo			Arriba	Abajo
E12-1	E12	7.73	7.60	70.90	4.40	6.38	6.07
E10-2	E10-1	7.65	7.61	69.00	4.40	6.30	6.00
E10-1	E10	7.61	7.50	96.70	4.40	5.98	5.55
E13-4	E13-3	8.08	8.11	81.57	4.40	6.73	6.37
E13-3	E13-2	8.11	8.00	96.92	4.40	6.35	5.92
E13-2	E13-1	8.00	8.00	98.07	4.40	5.88	5.45
E13-1	E13	8.00	7.83	93.12	4.40	5.44	5.03
E13-3	E10-1	8.11	7.61	47.73	10.50	6.76	6.26
E10-1	E9'	7.61	7.35	37.34	7.00	6.26	6.00
E13-2-1	E15-2	8.45	8.04	96.09	4.40	7.10	6.68
E15-2	E15-1	8.04	8.10	90.89	4.40	6.63	6.23
E15-1	E15	8.10	8.00	79.91	4.40	6.22	5.87
E13-2-2	E13-2-1	8.68	8.45	95.94	4.40	7.33	7.10
E16-3	E16-2	8.75	8.57	93.80	4.40	7.40	6.99
E17-3	E17-2	9.11	8.94	91.22	4.40	7.76	7.36
E17-2-2	E17-2-1	10.00	9.36	88.71	7.20	8.65	8.01
E17-2-3	E23	10.75	10.08	87.77	7.60	9.40	8.73
E17-2	E17-1	8.94	8.57	86.25	4.40	7.59	7.21
E17-1	E17	8.57	8.15	87.68	4.80	7.19	6.77
E24	E23	10.66	10.08	46.83	12.40	9.31	8.73
E23	E22	10.08	9.69	22.91	17.00	8.71	8.32
E22	E21	9.69	9.30	83.70	4.70	8.31	7.89
E21	E20	9.30	9.10	26.82	7.50	7.89	7.72
E20	E19	9.10	8.25	90.86	9.40	7.71	6.86
E20	E17-1	9.10	8.57	51.97	10.20	7.75	7.22
E22	E17-2-1	9.69	9.36	26.13	12.60	8.34	8.01
E17-2-1	E17-2	9.36	8.94	50.09	8.40	7.98	7.56
E17-2	E16-2	8.94	8.57	49.36	7.10	7.34	6.96
E16-2	E15-2	8.56	8.04	47.32	11.00	6.95	6.43
E16-2	E16-1	8.57	8.26	88.75	4.40	7.22	6.83
E16-1	E16	8.26	8.05	83.64	4.40	6.81	6.44

Tramo		Cota Terreno		Longitud (m)	Pendiente "S" (‰)	Cota Rasante	
Desde	Hasta	Arriba	Abajo			Arriba	Abajo
E25	E17-2-3	11.00	10.75	43.30	5.80	9.62	9.37
E17-2-3	E17-2-2	10.75	10.00	49.16	15.30	9.37	8.62
E17-2-2	E17-3	10.00	9.11	48.24	18.40	8.62	7.73
E17-3	E16-3	9.11	8.75	50.14	7.20	7.73	7.37
E16-3	E13-2-1	8.75	8.45	46.08	6.50	7.37	7.07
E13-2-1	E13-2	8.45	8.00	47.68	9.40	7.05	6.6
E25	E24	11.00	10.66	84.06	4.40	9.65	9.28
E24	E18-2-3	10.66	10.20	80.78	5.70	9.28	8.82
E18-2-3	E18-2-1'	10.20	8.25	124.90	15.60	8.82	6.87
E18-2-1'	E18-2-1	8.25	8.06	60.60	4.40	6.85	6.58
E18-4	E18-2-1'	9.00	8.25	49.15	15.30	7.65	6.89
E18-2-3	E18-2-2	10.20	9.36	59.93	14.00	8.85	8.01
E18-2-2	E18-2-1	9.36	8.06	122.64	10.60	7.99	6.69
E18-2-1	E18-2	8.06	8.04	18.94	4.40	6.58	6.50
E18-3'	E18-3	8.95	8.75	24.29	8.20	7.60	7.40
E18-1'	E18-1	9.00	8.02	71.88	13.60	7.65	6.67
E18-4	E18-3	9.00	8.75	80.44	4.40	7.65	7.30
E18-3	E18-2	8.75	8.04	48.14	14.70	7.29	6.58
E18-2	E18-1	8.04	8.02	36.43	4.40	6.50	6.34
E18-1	E18	8.02	8.20	29.56	4.40	6.34	6.27
E19	E18	8.25	8.20	14.88	4.40	6.85	6.78
E18	E17	8.20	8.15	37.74	4.40	6.20	6.03
E17	E16	8.15	8.05	48.03	4.40	6.01	5.80
E16	E15	8.05	8.00	49.36	4.40	5.79	5.57
E15	E14	8.00	7.90	40.00	3.30	5.54	5.41
E14	E13	7.90	7.83	76.88	3.30	5.41	5.16
E13	E12	7.83	7.60	47.29	4.90	5.00	4.77
E12	E11	7.60	7.56	93.89	2.60	4.75	4.51
E11	E10	7.56	7.50	101.00	2.60	4.51	4.23
E10	E9	7.50	7.25	36.44	6.90	4.18	3.92
E9	E8	7.25	7.00	26.31	9.50	3.92	3.67

Tramo		Cota Terreno		Longitud (m)	Pendiente "S" (‰)	Cota Rasante	
Desde	Hasta	Arriba	Abajo			Arriba	Abajo
E8	E7	7.00	7.20	96.54	3.00	3.65	3.36
E7	E6	7.20	7.24	113.00	3.00	3.36	3.02
E6	E5	7.24	7.26	26.00	3.00	3.02	2.94
E5	E4	7.26	7.28	20.41	3.00	2.94	2.88
E4	E3	7.28	7.31	26.10	3.00	2.88	2.80
E3	E2	7.31	7.92	78.87	1.90	2.80	2.65
E2	E1	7.92	8.00	90.00	1.90	2.65	2.48
E1	E	8.00	9.00	55.20	1.90	2.48	2.38
E	BV-D7-3	9.00	9.00	87.60	1.90	2.38	2.21

3.22 DEFORMACIÓN DE LAS TUBERÍAS POR CARGAS EXTERNAS

Como las tuberías están expuestas a soportar cargas vivas y cargas muertas, se debe determinar la clase de tubería y el tipo de apoyo a utilizar en cada uno de los tramos del colector. Para esto, se establecen las siguientes condiciones:

- Peso unitario del relleno: por ser un tipo de suelo arcilloso a este le corresponde un $W = 2000 \text{Kg/m}^3$.
- Carga concentrada: correspondiente a un camión H-20 según especificaciones de la AASHTO, la carga máxima de una rueda H-20 es 7208 Kg.
- Factor de impacto: $F = 1.5$, sugerido por la ASCE (American Society of Civil Engineers).
- Longitud efectiva del tubo: 1.00 m.
- Coeficiente de seguridad: $v_e = 1.50$
- La clase de tubería y tipo de apoyo serán las establecidas por las normas INOS.

En la tabla 3.22 que se muestra a continuación, se reflejan los tipos de apoyo y la clase de tubería seleccionada, tomando en cuenta el diámetro y la profundidad a la que debe ir colocada la tubería de acuerdo al tramo, cuya información es obtenida de las tablas C.5 y C.6 del apéndice del libro de “Fundamentos para el cálculo de alcantarillado” ^[11].

Tabla 3.22. Tipo de Apoyo y Clase de tubería.

Tramo		Tipo de Apoyo	Clase de tubería
Desde	Hasta		
E1-1'	E1-1	C	2
E13-2-2	E1-2	C	2
E1-2	E1-1	C	2
E1-1	E1	C	2
E 4-1	E4	C	2
E5-1	E5	C	2
E6-2	E6-1	C	2
E6-1	E6	C	2
E8-3	E8-2	C	2
E8-2	E8-1	C	2
E8-1	E8	C	2
E9-3	E9-2	C	2
E9-2	E9-1	C	2
E9-1	E9	C	2
E6-1	E9'	C	2
E9'	E9	C	2
E12-1	E12	C	2
E10-2	E10-1	C	2
E10-1	E10	C	2
E13-4	E13-3	C	2
E13-3	E13-2	C	2
E13-2	E13-1	C	2
E13-1	E13	C	2

Continuación Tabla 3.22. Tipo de Apoyo y Clase de tubería.

Tramo		Tipo de Apoyo	Clase de tubería
Desde	Hasta		
E13-3	E10-1	C	2
E10-1	E9'	C	2
E13-2-1	E15-2	C	2
E15-2	E15-1	C	2
E15-1	E15	C	2
E13-2-2	E13-2-1	C	2
E16-3	E16-2	C	2
E17-3	E17-2	C	2
E17-2-2	E17-2-1	C	2
E17-2-3	E23	C	2
E17-2	E17-1	C	2
E17-1	E17	C	2
E24	E23	C	2
E23	E22	C	2
E22	E21	C	2
E21	E20	C	2
E20	E19	C	2
E20	E17-1	C	2
E22	E17-2-1	C	2
E17-2-1	E17-2	C	2
E17-2	E16-2	C	2
E16-2	E15-2	C	2
E16-2	E16-1	C	2
E16-1	E16	C	2
E25	E17-2-3	C	2
E17-2-3	E17-2-2	C	2
E17-2-2	E17-3	C	2
E16-3	E13-2-1	C	2
E13-2-1	E13-2	C	2
E25	E24	C	2

Continuación Tabla 3.22. Tipo de Apoyo y Clase de tubería.

Tramo		Tipo de Apoyo	Clase de tubería
Desde	Hasta		
E24	E18-2-3	C	2
E18-2-3	E18-2-1'	C	2
E18-2-1'	E18-2-1	C	2
E18-4	E18-2-1'	C	2
E18-2-3	E18-2-2	C	2
E18-2-2	E18-2-1	C	2
E18-2-1	E18-2	C	2
E18-3'	E18-3	C	2
E18-1'	E18-1	C	2
E18-4	E18-3	C	2
E18-3	E18-2	C	2
E18-2	E18-1	C	2
E18-1	E18	C	2
E19	E18	C	2
E18	E17	C	2
E17	E16	C	2
E16	E15	C	2
E15	E14	C	2
E14	E13	C	2
E13	E12	C	2
E12	E11	B	2
E11	E10	B	2
E10	E9	B	2
E9	E8	B	2
E8	E7	A	2
E7	E6	A	2
E6	E5	A	2
E5	E4	A	2
E4	E3	A	2
E3	E2	A	3
E2	E1	A	3

Cont

ría.

Tramo		Tipo de Apoyo	Clase de tubería
Desde	Hasta		
E1	E	A	3

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- Los sectores Brisas Del Sur I y Brisas Del Sur II carecen en la actualidad de un sistema de abastecimiento de agua potable, así como de aguas servidas, esto se debe principalmente al crecimiento y asentamiento de la población sin una previa planificación urbana.
- Actualmente, la tubería de aducción \varnothing 300mm (12") carece de presión, por lo que en estas condiciones se hace imposible cumplir con el abastecimiento requerido para el período de diseño.
- Los consumos medios para poder abastecer a los sectores Brisas del Sur I y Brisas del sur II para el año de proyección 2034 son 4.90 l/s y 3.19l/s respectivamente.
- El diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable en los sectores Brisas del sur I y II, se basó en los aportes que generaran para las zonas en estudio la puesta en marcha de los proyectos de desarrollo urbano, el cual incluye un tanque de agua potable de seis millones de litros aproximadamente que funcionará por medio de una estación de bombeo, con la cual se garantizan las presiones de diseño.
- La presión mínima de entrada según cálculos realizados del sector Brisas del sur I es de 36,60 mca y Brisas del sur II es de 36,00 mca, de esta manera se garantiza un buen funcionamiento del sistema.

- Las poblaciones de diseño obtenidas para el año 2034, fueros las estimadas por el método de saturación, que arrojó como resultado un total de 1695 habitantes para brisas del sur I y 1085 habitantes para brisas del sur II; debido a que el espacio está limitado no se tomó en cuenta la proyección de la población con los métodos lineal, geométrico y logarítmico.
- El gasto unitario de diseño de aguas servidas, el cual incluye gasto domiciliario, institucional y de infiltración dio como resultado un total de 48,49 L/s.
- En los tramos en los cuales la pendiente estaba en contra o por debajo de la mínima requerida, se tomó el valor mínimo establecido según el diámetro.
- Se tomó como profundidad mínima 1,35m. en los colectores de aguas servidas de acuerdo a lo establecido en las normas.
- Tomando en cuenta la profundidad y el diámetro de los colectores, se estableció un apoyo tipo C y tuberías clase 2 en la mayoría de los casos.
- El tipo de boca de visita a utilizar en el sistema es la “Ia” a excepción de los puntos E, E1 y E2, donde la profundidad del colector es mayor a 5 m. por lo que para estos puntos se utilizará la boca de visita tipo Ib. El tipo de la tapa de la boca de visita será de tipo pesado, ya que se encuentran en calles y avenidas.
- Los empotramientos serán dobles por tratarse de viviendas unifamiliares de parcelas menores de 300 m². El diámetro será 150 cm. Y la pendiente

mínima de 1% de acuerdo a lo establecido en las normas. La conexión se hará con codo y Ye.

- La disposición final del sistema de recolección de aguas servidas, se encuentra en una boca de visita en la calle 1, la cual está próxima a la boca de visita “E” del sistema en estudio. Esta boca de visita (BV-D7-3), es de tipo “Ib”, tiene una profundidad de 7,25 m. y una cota de terreno de 9,00 m. A su vez, ésta se dirige a una estación de bombeo, la cual está proyectada en la Av. Principal de Cruz verde; según el proyecto **“Habilitación Física en El Viñedo UPF 11,Ciudad de Barcelona, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui”**, realizado por el Ing. Freddy Hernández.
- El presupuesto actual estimado es de tres millones cuatrocientos sesenta y un mil trescientos cincuenta y nueve bolívares (3.461.359,00 Bs.).

4.2 RECOMENDACIONES

- Es de vital importancia la puesta en funcionamiento de los estanques destinados para alimentar las tuberías principales de los sectores tanto del viñedo como de cruz verde, para así poder generar las presiones mínimas requeridas que garantizan el eficiente funcionamiento de los sistemas de acueductos de los sectores en estudio.
- Una vez construido los sistemas de abastecimiento de agua potable, la comunidad debe ser vigilante y no permitir conexiones ilegales que interrumpan el buen funcionamiento del sistema.
- Se deben realizar mejoras a la planta José Antonio Anzoátegui para lograr un mejor abastecimiento a la zona sur del municipio bolívar y de esta manera los estanques de los sectores del viñedo y brisas del sur puedan mantener buenos niveles de agua para garantizar el vital líquido a todos los habitantes del sector.
- Realizar campañas de concientización para evitar el mal uso del vital líquido.
- Colocar un medidor de flujo para esta nueva red en el punto de conexión, de tal manera que se estime una tarifa de pago de acuerdo al consumo de la comunidad.
- Realizar un estudio una vez concluidas las mejoras en el sistema de distribución de agua potable hacia la zona sur de Barcelona, sobre la colocación de válvulas reguladoras de presión al inicio de los sistemas

existentes, de tal manera de no dañar las redes y garantizar la presión mínima en el sistema de distribución propuesto.

- Es necesario la pronta ejecución de los proyectos destinados para las aguas servidas del sector, como son las estaciones de bombeo y la planta de tratamiento, para poder brindar a la comunidad mejoras tanto en la calidad de vida como en la salud de la población.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Serrano C. y Prieto M. (2006). **“Diseño de la red de abastecimiento de agua potable y la red de disposición de aguas servidas del sector Playa Mar, Maurica en la ciudad de Barcelona, Estado Anzoátegui”**. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad de Oriente. Núcleo de Anzoátegui.
- [2] Guazz M. y López J. (2006). **“Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, red de aguas servidas, en los sectores Barrio Razetti II y Lomas de Vista Hermosa, Barcelona, Municipio Simón Bolívar Estado Anzoátegui”**. Trabajo de Grado. Departamento de Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad de Oriente. Núcleo de Anzoátegui.
- [3] Arocha, Simón (1978). **“Abastecimiento de agua. Teoría y diseño”**. Primera Edición. Ediciones Vega s.r.l. Caracas, Venezuela.
- [4] González, Luis (2002). **“Metodología para diseñar y evaluar redes de distribución de Agua potable (Acueductos)”**. Segunda Edición. Editorial UDO. Barcelona, Venezuela.
- [5] Merritt F., **“Manual para el Ingeniero Civil”**, Tercera Edición, Editorial Mc Graw-Hill, Ciudad de México, México (1998).
- [6] Azevedo, J., Acosta, G., **“Manual de Hidráulica”**, Primera Edición, Editorial Harla S.A., Distrito Federal, México (1973).
- [7] PALACIOS, Alvaro (2008). **“Acueductos, Cloacas y Drenajes”**. Segunda Edición. Editorial UCAB. Caracas, Venezuela.

[8] Mijares R., **“Abastecimiento de Agua y Alcantarillados”**, Tercera Edición, Ediciones Vega, Caracas, Venezuela (1983).

[9] MINISTERIO DE SANIDAD Y ASISTENCIA SOCIAL (M.S.A.S.), **“Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para desarrollos Urbanísticos”**, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 4103 Ext. (1989).

[10] INSTITUTO NACIONAL DE OBRAS SANITARIAS (I.N.O.S.), **“Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua”**, Caracas, Venezuela (1965).

[11] GHANEM, Ana (1996). **“Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado”**. Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Puerto la Cruz, Venezuela.

[12] MINISTERIO DEL AMBIENTE Y DE LOS RECURSOS NATURALES RENOVABLES Y DEL DESARROLLO URBANO (M.A.R.N.R), (M.I.N.DU.R), **“Normas generales para el proyecto de alcantarillados”**, Caracas, Venezuela (1999).

[13] MINISTERIO DE SANIDAD Y ASISTENCIAL SOCIAL (M.S.A.S.), **“Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones”**. Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Gaceta Oficial de la República de Venezuela. N° 4044 Ext. (1988).

[14] <http://es.wikipedia.org/wiki/alcantarillado>

[15] INSTITUTO NACIONAL DE OBRAS SANITARIAS (I.N.O.S.), **“Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillados”**, Caracas, Venezuela (1989).

[16] http://es.wikipedia.org/wiki/aguas_negras

[17] <http://estrucplan.wmar/producciones/entrega.asp?IDEntrega=742>

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	Diseño del sistema de de abastecimiento de agua potable y de recolección de aguas servidas para los sectores de Brisas del Sur I y II, Cruz Verde, parroquia San Cristóbal, Municipio Simón Bolívar, Estado Anzoátegui.
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
García A., Loumar N.	CVLAC: 16.809.436 E MAIL: loumargarcia@hotmail.com
Rivera C., Luis C.	CVLAC: 17.405.198 E MAIL: lucasrica@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

Diseño

Acueducto

Cloacas

Población futura

Dotaciones

Cálculo hidráulico

Colectores

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
Ingeniería y Ciencias aplicadas	
	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Los sectores de Brisas del Sur I y II provienen de una invasión realizada hace aproximadamente 6 años, razón por la cual carece de planificación urbanística y de todos los servicios básicos. Por tal motivo, y en busca de una solución respecto al suministro de agua potable y a mejoras en las condiciones de vida de cada uno de sus habitantes, se planteó diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable y un sistema de recolección de aguas servidas que servirá a la población futura, el cual se estima que para el año 2034 se incremente en 2780 habitantes.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
Saab Yasser			X		
	CVLAC:	12.578.247			
	E_MAIL	yasserbelkis@hotmail.com			
	E_MAIL				
Sebastiani Belkys					X
	CVLAC:	4.363.990			
	E_MAIL	belkysebastiani@hotmail.com			
	E_MAIL				
Araujo Francelia					X
	CVLAC:	8.026.290			
	E_MAIL	faraujobap@hotmail.com			
	E_MAIL				
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2010	03	10
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. Diseño de abastecimiento de agua potable y Recolección de aguas servidas.doc	Application/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 Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de trabajos de grado: _____

"Los trabajos de grado son exclusiva propiedad de la Universidad de
Oriente y solo podrán ser utilizadas a otros fines con consentimiento
del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo
Universitario"

Br. Loumar García

AUTOR

Br. Luis Rivera

AUTOR

AUTOR

Prof. Yasser Saab

TUTOR

Prof. Belkys Sebastiani

JURADO

Prof. Francelia Araujo

JURADO

POR LA SUBCOMISION DE TESIS

