

T/165  
N322i

**INTERCONEXIÓN DE LOS ACUEDUCTOS: MULTIVEREDAL  
SANTA ELENA, MULTIVEREDAL PLAN-LLANO, LAS FLORES Y  
MAZO**

**LINA MARÍA NAVARRO VILLA  
JULIANA OROZCO SIERRA  
LUISA MARÍA PÉREZ FERNÁNDEZ  
CAMILO ZAPATA WHITE**

**ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2002**

  
**EIA**  
ESCUOLA DE INGENIERÍA  
DE ANTIOQUIA  
BIBLIOTECA  
1109583

T/165  
N 322 i

**INTERCONEXIÓN DE LOS ACUEDUCTOS: MULTIVEREDAL  
SANTA ELENA, MULTIVEREDAL PLAN-LLANO, LAS FLORES Y  
MAZO**

**LINA MARÍA NAVARRO VILLA  
JULIANA OROZCO SIERRA  
LUISA MARÍA PÉREZ FERNÁNDEZ  
CAMILO ZAPATA WHITE**

**Trabajo de Grado**

**Director  
Francisco Jaime Mejía Garcés  
Ingeniero Civil**

9583

**ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA  
INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
2002**



**BIBLIOTEC  
1109583**



T/165  
N322i

Nota de aceptación:

---

---

---

---

---

---

---

*Dr. Jaime Mejía*

Firma del director del Trabajo de Grado

*Guillermo*

Firma del jurado

*Juan Carlos Correa J.*

Firma del jurado



BIBLIOTECA

009583

Medellín, 22 de julio de 2002

T/165  
N 322 i

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestras familias por toda su paciencia y comprensión, no solamente a lo largo de la ejecución de este trabajo sino durante todos nuestros estudios universitario; es a ellos a quienes dedicamos este trabajo de grado.

Agradecemos muy especialmente al Ingeniero Francisco Jaime Mejía G., director del trabajo, por su asesoría, dedicación y paciencia.

A las personas que nos brindaron asesoría técnica en diferentes áreas relacionadas con el trabajo, agradecemos su valiosa participación y su dedicación e interés en los temas consultados. Estas personas son:

Ingeniero Carlos Mauricio Bernal. Unidad de costos y precios de transferencia, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Joaquín Guillermo Eusse, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero León Arturo Yépez. Equipo de investigación y desarrollo acueductos, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Juan Camilo Hurtado. Área sistemas independientes agua, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Luis Alberto Fernández. Mantenimiento de obras civiles, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Fernando Calad. Equipo investigación y desarrollo aguas residuales, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Hector Pizarro. Departamento de hidrometría e instrumentación, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniero Humberto Zapata. Departamento de hidrometría e instrumentación, Empresas Públicas de Medellín.

Dora Marina Villegas. Departamento de hidrometría e instrumentación, Empresas Públicas de Medellín.

Ingeniera Maria Eugenia Ramos. Gerencia financiera y administrativa, Hidramsa LTDA.

Ingeniero Santiago Wilches. Recursos Hidráulicos, Hidramsa LTDA

Ingeniero Andrés Espinal. Profesor Escuela de Ingeniería de Antioquia.

Trinidad Hincapié. Administradora, Acueducto Multiveredal Plan-Llano.

Antonio Grajales. Administrador, Acueducto Multiveredal Santa Elena.

Gloria Hernández. Administradora, Acueducto Las Flores.

Orlando Parra. Fontanero, Acueducto Mazo.



BIBLIOTECA  
00583

## GLOSARIO

**ADUCCIÓN:** conducto que transporta el agua de la bocatoma, desde el canal de derivación, hasta el desarenador. En todos los casos de este estudio la aducción es una tubería que trabaja a presión.

**ALTURA ESTÁTICA TOTAL:** referente al bombeo, se considera como la distancia vertical entre los niveles de succión y descarga.

**ALTURA DINÁMICA DE IMPULSIÓN:** es la suma de las columnas de descarga estática, de fricción en la impulsión y de cabeza de velocidad de descarga.

**ALTURA DINÁMICA TOTAL:** suma de las alturas dinámicas de succión e impulsión.

**ANÁLISIS DE FRECUENCIAS:** diferentes procedimientos existentes que permiten extraer las principales propiedades de una serie de valores correspondientes a una variable aleatoria (para este trabajo la variable aleatoria es el caudal).

**AZUD:** estructura en concreto que sirve como obstáculo para contener la corriente, producir un represamiento y sobre elevación del nivel del agua aguas arriba y, además, verter los gastos máximos estimados. Para este estudio tiene como fin facilitar la captación de agua.

**CÁMARA DE DERIVACIÓN:** canal de entrada a la aducción.

**CANAL RECOLECTOR:** recibe y transporta el caudal captado por la rejilla hasta el canal de derivación.

**CAUDAL DE TOMA:** caudal que es captado por la rejilla en la bocatoma.

**CARBONATACIÓN DE TUBERÍA:** formación de carbonatos en las paredes de la tubería generado por la reacción entre el material de la tubería y los componentes químicos del agua transportada.

**CAUDAL VERTIENTE:** caudal de la quebrada que no es captado por la bocatoma y que sigue su curso normal.

**CURVA DE COLUMNA DEL SISTEMA:** curva que representa el comportamiento de la altura dinámica total según el caudal que se transporta a lo largo de una conducción.

**CURVA DE DURACIÓN:** representación gráfica en orden decreciente de los caudales registrados contra la cantidad de tiempo en porcentaje en que se presenta un caudal igual o mayor a cada uno de ellos, que muestra la permanencia de caudales iguales o mayores a un valor determinado. En este trabajo se utilizó la curva duración de caudales promedios diarios para encontrar la permanencia de los caudales mínimos de diseño, y conocer, por lo tanto, el tiempo (días) donde se presentaría restricción del servicio de los sistemas.

**CURVA DE LA BOMBA:** curva que indica el caudal que es capaz de impulsar una bomba para cada valor de altura dinámica total.

**CURVA DE MASAS:** curva de los volúmenes de agua consumida acumulada durante el día.

**DESARENADOR:** estructura hidráulica que tiene como función remover las partículas mayores de cierto tamaño, que la captación de una fuente superficial permite pasar.

**DESVIACIÓN ESTÁNDAR:** raíz cuadrada de la varianza, que es el promedio de los desvíos al cuadrado de los valores de una distribución con respecto a la media.

**DIÁMETRO DEL IMPULSOR:** diámetro del rodete que gira con el eje del motor y que imparte energía al fluido en forma de energía cinética y energía de presión. Al aumentarse el diámetro del impulsor se aumenta la capacidad de impartir energía al fluido.

**DOTACIÓN MÍNIMA:** cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante.

**ENVOLVENTE:** curva de los puntos máximos de varias curvas con las mismas variables.

**FLAUTAS:** tuberías perforadas que hacen parte del sistema de recolección del prefiltro, en las cuales, el agua prefiltrada pasa por los orificios y se conduce hacia una canaleta central.

**TEE:** unión de tubería en forma de T.

**FLUJO DE CAJA:** Resultados de egresos e ingresos de un proyecto en cada período.

**FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN:** indica la relación existente entre los valores que puede tener una variable aleatoria (por ejemplo, el caudal extremo) y sus frecuencias o probabilidades de ocurrencia.

**IMPULSIÓN:** sistema conformado por la bomba y la tubería desde la bomba hasta el punto de entrega del agua.

**MEDIA:** medida central apropiada para una distribución de frecuencias y se define por el promedio ponderado de los valores con sus frecuencias.

**MÉTODO SINTÉTICO PARA LA OBTENCIÓN DE CAUDALES MÍNIMOS:** todo procedimiento que utiliza herramienta diferentes a datos históricos para obtener información de variables hidrológicas, en este caso del caudal mínimo.

**MUESCA DEL VERTEDERO:** superficie del azud, donde se encuentra la rejilla, con menor nivel que el resto de la superficie del mismo. Garantiza la captación del agua en épocas de verano.

**PARTÍCULA DE DISEÑO:** partícula con la cual se diseña el desarenador para garantizar la sedimentación de partículas mayores o iguales a esta.



**PÉRDIDAS DE AGUA:** Fugas técnicas de agua, que se consideran normales siempre y cuando se presenten dentro de límites aceptables.

**PERÍODO DE EVALUACIÓN:** período de tiempo durante el cual se analizan y se calculan las variables relacionadas con el proyecto para conocer sus capacidades y limitaciones.

**PERÍODO DE RETORNO DE CAUDAL MÍNIMO:** período de tiempo promedio en el que se presenta, al menos una vez, un caudal igual o menor a uno extremo determinado.

**PLANTA DE FILTRACIÓN LENTA:** planta cuyo proceso de tratamiento se fundamenta en la filtración lenta en un lecho de arena.

**PLANTA DE TRATAMIENTO CONVENCIONAL:** planta de tratamiento que incluye los procesos convencionales de floculación, sedimentación y filtración.

**POBLACIÓN FLOTANTE:** porción de la población no residente en la zona.

**PROBABILIDAD DE OCURRENCIA:** probabilidad de que se presente un caudal extremo por lo menos una vez en un año. Es el inverso del período de retorno.

**Q<sub>md</sub>:** Caudal medio diario de consumo registrado en un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

**QMD:** consumo máximo durante 24 horas observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

**QMH:** caudal máximo horario de consumo registrado en un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

**REGIONALIZACIÓN:** Procedimiento por medio del cual se encuentran ecuaciones que relacionan uno o varios parámetros físicos e hidrológicos con la media aritmética y la desviación estándar de los caudales extremos o de otra variable, partiendo de los valores extremos de dicha variable registrados en cuencas cercanas con características hidromorfológicas similares. Este método asume un comportamiento similar de las cuencas que se utilizan para la obtención de la ecuación de regionalización. Los valores extremos para cada período de retorno correspondientes a la cuenca a estudiar (que no cuenta con información disponible) se encuentran ajustando los parámetros estadísticos encontrados con la ecuación de regionalización a funciones de distribución para valores extremos como son Log-Normal, Gumbel y Log-Pearson.

**RENDIMIENTOS DE CUENCAS:** método por el cual se transfieren registros de caudales de una cuenca a otra suponiendo que el rendimiento de una cuenca  $\left(\frac{Q}{A}\right)$  es igual al de la otra. El registro transferido es igual al rendimiento por el área de la cuenca sin registros.



**RIESGO HIDROLÓGICO:** en un análisis de caudales mínimos, es la probabilidad de que se presente un caudal menor al esperado (según el período de retorno) para un período de diseño determinado.

**TANQUES DE AQUIETAMIENTO:** tanques de disipación de la energía proveniente del bombeo u otra estructura hidráulica

**TANQUE DE LA PLANTA:** en este estudio se llamó así al lugar delimitado por los muros de la planta de filtración lenta y que está por encima del lecho filtrante, almacenando un volumen de agua.

**TIEMPO DE RECORIDO DE LA PARTÍCULA:** tiempo que se demora el flujo de agua en atravesar la cámara de sedimentación en el desarenador.

**VPN:** valor presente neto de todos los ingresos y egresos del proyecto a una tasa de descuento específica.



BIBLIOTEC

009583



## RESUMEN

Este trabajo de grado es un estudio de prefactibilidad a un proyecto de optimización de sistemas de acueducto existentes en veredas cercanas. Los acueductos a los cuales se les realizó este estudio se encuentran en el corregimiento de Santa Elena, del municipio de Medellín, y son los siguientes: Multiveredal Santa Elena (opera con bombeo), Multiveredal Plan-Llano (opera con bombeo), Las Flores (opera con bombeo) y Mazo (opera por gravedad).

Inicialmente se realizó la proyección de demanda a partir de los datos históricos recopilados. Se prosiguió con los estudio-s de capacidad de los sistemas existentes que consisten en la evaluación de las estructuras hidráulicas y de la fuente de cada acueducto; paralelamente se evaluaron los sistemas de bombeo existentes. Con base en los resultados del funcionamiento de los acueductos se formularon diferentes alternativas para su mejoramiento, se evaluaron cualitativamente y se descartaron aquellas que podían ser reemplazadas por otras o que no eran factibles a primera vista. Posteriormente se evaluaron técnicamente las alternativas seleccionadas, estudio que dio como resultado sólo dos alternativas: la primera consiste en optimizar cada acueducto independientemente y la segunda, en la interconexión de agua cruda entre los sistemas de Santa Elena y Las Flores, y de agua tratada de Santa Elena con un porcentaje de los usuarios del acueducto Multiveredal Plan-Llano; además, esta alternativa contempla la captación de agua del acueducto de Mazo desde el embalse del acueducto Las Flores. A estas dos alternativas resultantes se les realizó el estudio económico y, finalmente, se escogió la mejor opción, que no coincide necesariamente con una de las alternativas propuestas inicialmente, sino que consiste en una combinación de obras pertenecientes a ambas alternativas.

Además de la optimización de los sistemas actuales, fue necesario analizar problemas de los acueductos tales como la insuficiencia de la fuente del acueducto de Mazo, la falta de desinfección del agua en este mismo acueducto, y la carbonatación de la impulsión de Plan-Llano debido a la composición química del agua.

Como resultado de este estudio se recomiendan las siguientes obras:

- Captación y conducción desde el embalse Las Flores para el acueducto de Mazo.
- Nueva tubería de impulsión para el acueducto de Plan-Llano paralela a la existente.
- Interconexión de agua cruda entre los acueductos de Santa Elena y Las Flores por medio de una bifurcación en la impulsión.
- Conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano al sistema Multiveredal Santa Elena por medio de la red de distribución.
- Solución al problema de las fugas en el acueducto de Mazo y desinfección del agua mediante la adición de cloro.

## ABSTRACT

This research paper consists in a pre-feasibility study for the optimization project of adjacent existing aqueducts. The systems studied, located in Santa Elena region, Medellín, are named as follow: Multiveredal Santa Elena (operates with pumping system), Multiveredal Plan-Llano (operates with pumping system), Las Flores (operates with pumping system) and Mazo (gravity system).

The first step was to make the demand projection based on the historical data compiled, followed by the existing systems capacity studies, which consist in the revision of the hydraulic structures and the water source of each system. Simultaneously, the existing pumping systems were examined. Derived from the current performance of the water-supply systems, different alternatives were formulated in order to improve them; in the qualitative evaluation some alternatives were thrown away because either they could be replaced by others or they were not feasible at first sight. Subsequently, the selected alternatives were technically revised, leaving only two alternatives for the economic study: the first one consists in optimizing each aqueduct independently, and the second, in interconnecting hard water from Santa Elena with Las Flores and treated water from Santa Elena with a percentage of the Plan-Llano aqueduct users; in addition, this alternative contemplates the Mazo system intake from the reservoir Las Flores. Based on the results of the economic study, just one option was chosen, which consists in a combination of the selected alternatives.

Besides optimizing the water-supply systems, it was necessary to analyze some problems in the aqueducts found during this research, such as the insufficient water source and lack of water disinfection in Mazo, and the carbonating impulsion pipe from Plan-Llano due to the chemical composition of the water.

The following works are recommended as a result of this research paper:

- Mazo intake from Las Flores reservoir with the water pipe.
- New impulsion pipe for Plan-Llano system, parallel to the current one.
- Hard water interconnection between Santa Elena and Las Flores systems through an impulsion bifurcation.
- Connection of 32% of Plan-Llano users to the Multiveredal Santa Elena system using the distribution network.
- Solution to the leakage problem in Mazo aqueduct and water disinfection by means of chlorine addition in this system.



# CONTENIDO

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>31</b>
<b>1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES AL PROBLEMA</b>	<b>32</b>
<b>1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA</b>	<b>32</b>
1.1.1 Actividades económicas y usos del suelo	32
1.1.2 Hidrología	33
1.1.3 Servicios públicos	33
1.1.4 Problemática actual	33
<b>1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA</b>	<b>34</b>
<b>2. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO EXISTENTES</b>	<b>36</b>
<b>2.1 ACUEDUCTO MULTIVEREDAL SANTA ELENA</b>	<b>36</b>
2.1.1 Fuente	36
2.1.2 Captación	38
2.1.3 Aducción	39
2.1.4 Desarenador	39
2.1.5 Prefiltro	39
2.1.6 Tanque de succión	40
2.1.7 Bombeo	40
2.1.8 Impulsión	41
2.1.9 Planta de tratamiento	42
2.1.10 Tanque de almacenamiento.	42
<b>2.2 ACUEDUCTO MULTIVEREDAL PLAN – LLANO</b>	<b>43</b>
<b>2.3 ACUEDUCTO LAS FLORES</b>	<b>47</b>
<b>2.4 ACUEDUCTO MAZO</b>	<b>50</b>
<b>3. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE LA DEMANDA</b>	<b>55</b>
<b>3.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES</b>	<b>55</b>
3.1.1 Proyección de usuarios	55

3.1.2	Determinación de los niveles de complejidad	62
3.1.3	Determinación del período de diseño	65
<b>3.2</b>	<b>ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA</b>	<b>66</b>
3.2.1	Procedimiento	66
3.2.2	Resultados	68
<b>3.3</b>	<b>CURVA PATRÓN DE DEMANDA</b>	<b>72</b>
3.3.1	Datos iniciales	72
3.3.2	Obtención de la curva adimensional	76
3.3.3	Análisis de la curva	76
<b>4.</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICO DE FUENTES</b>	<b>78</b>
<b>4.1</b>	<b>RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA BÁSICA</b>	<b>78</b>
4.1.1	Quebrada Chiqueros	79
4.1.2	Quebrada San Roque	80
4.1.3	Quebrada San Pedro	81
4.1.4	Quebrada Santa Elena	81
<b>4.2</b>	<b>ESTUDIO DE CAUDALES MÍNIMOS</b>	<b>87</b>
4.2.1	Aplicación de los métodos de regionalización	87
4.2.2	Método EPM para acueductos veredales	93
4.2.3	Transferencia de registros de la quebrada Chorrillos a la quebrada Santa Elena	102
4.2.4	Estudio de caudales mínimos a partir del estudio del ingeniero Héctor Pizarro	105
4.2.5	Resultados de los estudios de caudales mínimos y análisis de riesgo	106
<b>4.3</b>	<b>CURVA DE DURACIÓN PARA LAS QUEBRADAS SANTA ELENA Y SAN PEDRO</b>	<b>114</b>
4.3.1	Análisis de frecuencias de caudales diarios	115
<b>4.4</b>	<b>COMPORTAMIENTO DE LOS CAUDALES MEDIOS, MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN EL TIEMPO</b>	<b>119</b>
4.4.1	Comportamiento multianual de los caudales en la quebrada Santa Elena.	119
4.4.2	Caudal medio diario mensual en la quebrada Santa Elena	121
<b>5.</b>	<b>REVISIÓN DE LAS CAPACIDADES HIDRÁULICAS</b>	<b>124</b>
<b>5.1</b>	<b>MULTIVERDAL SANTA ELENA</b>	<b>124</b>
5.1.1	Bocatoma	124
5.1.2	Aducción	127
5.1.3	Desarenador	129
5.1.4	Prefiltro	132
5.1.5	Conducción prefiltro - tanque de succión	133

5.1.6	Tanque de succión	134
5.1.7	Impulsión	136
5.1.8	Tanques de aquietamiento	138
5.1.9	Planta de tratamiento	139
5.1.10	Tanque de almacenamiento	139
<b>5.2</b>	<b>MULTIVEREDAL PLAN – LLANO</b>	<b>142</b>
5.2.1	Bocatoma	142
5.2.2	Aducción	143
5.2.3	Prefiltro	144
5.2.4	Tanque de succión	144
5.2.5	Impulsión	145
5.2.6	Planta de Tratamiento	146
5.2.7	Tanque de almacenamiento	148
<b>5.3</b>	<b>LAS FLORES</b>	<b>151</b>
5.3.1	Bocatoma	151
5.3.2	Impulsión	151
5.3.3	Planta de tratamiento	153
5.3.4	Tanque de almacenamiento	153
<b>5.4</b>	<b>ACUEDUCTO MAZO</b>	<b>155</b>
5.4.1	Bocatoma	155
5.4.2	Aducción	155
5.4.3	Planta de tratamiento	157
5.4.4	Conducción	157
5.4.5	Tanque de almacenamiento	159
<b>6.</b>	<b>SISTEMAS DE BOMBEO</b>	<b>162</b>
<b>6.1</b>	<b>ACTIVIDADES PRELIMINARES</b>	<b>162</b>
6.1.1	Descripción general e historia de los sistemas de bombeo	162
6.1.2	Curvas de las bombas	163
<b>6.2</b>	<b>CURVAS DE COLUMNA EN LOS SISTEMAS</b>	<b>163</b>
6.2.1	Calibración de la ecuación	163
6.2.2	Curvas de columna de cada sistema	164
<b>6.3</b>	<b>CONSUMO DE ENERGÍA</b>	<b>166</b>
6.3.1	Punto de operación de las bombas	166
6.3.2	Cálculo de la potencia	166
6.3.3	Cálculo de energía consumida en los bombeos	167
6.3.4	Resultados de consumo de energía	168
<b>6.4</b>	<b>DOS COLUMNAS DE DESCARGA</b>	<b>168</b>

6.4.1	Supuestos	169
6.4.2	Curva de columna de los sistemas supuestos (A y B)	169
6.4.3	Curva de columna del sistema de dos columnas de descarga	170
<b>7. FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS</b>		<b>174</b>
<b>7.1</b>	<b>ACTIVIDADES PRELIMINARES</b>	<b>174</b>
<b>7.2</b>	<b>DESARROLLO</b>	<b>174</b>
7.2.1	Descripción de las alternativas	175
<b>7.3</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>190</b>
<b>8. HERRAMIENTA DE MODELACIÓN</b>		<b>191</b>
<b>8.1</b>	<b>ACTIVIDADES PRELIMINARES</b>	<b>191</b>
8.1.1	Condiciones adoptadas	191
8.1.2	Introducción de datos	192
<b>9. EVALUACIÓN TÉCNICA Y MODELACIÓN DE ALTERNATIVA CERO</b>		<b>195</b>
<b>9.1</b>	<b>MULTIVEREDAL SANTA ELENA</b>	<b>196</b>
9.1.1	Hidrología	198
9.1.2	Revisión de la infraestructura	198
9.1.3	Modelación	199
<b>9.2</b>	<b>MULTIVEREDAL PLAN-LLANO</b>	<b>203</b>
9.2.1	Hidrología	204
9.2.2	Revisión de la infraestructura	204
9.2.3	Modelación	205
<b>9.3</b>	<b>ACUEDUCTO LAS FLORES</b>	<b>210</b>
9.3.1	Hidrología	210
9.3.2	Revisión de la infraestructura	211
9.3.3	Modelación	212
<b>9.4</b>	<b>MAZO</b>	<b>216</b>
9.4.1	Hidrología	217
9.4.2	Revisión de la infraestructura	217
9.4.3	Modelación	218
<b>10. EVALUACIÓN TÉCNICA Y MODELACIÓN DE ALTERNATIVA 6</b>		<b>224</b>
<b>10.1</b>	<b>MULTIVEREDAL SANTA ELENA</b>	<b>225</b>
10.1.1	Hidrología	225
10.1.2	Revisión de la infraestructura	226

10.1.3 Modelación	226
<b>10.2 MULTIVEREDAL PLAN-LLANO</b>	<b>231</b>
10.2.1 Hidrología	231
10.2.2 Revisión de la infraestructura	231
10.2.3 Modelación	235
<b>10.3 ACUEDUCTO LAS FLORES</b>	<b>241</b>
10.3.1 Hidrología	242
10.3.2 Revisión de la infraestructura	242
10.3.3 Modelación	242
<b>10.4 MAZO</b>	<b>247</b>
10.4.1 Hidrología	248
10.4.2 Revisión de la infraestructura	248
10.4.3 Modelación	249
<b>11. ALTERNATIVA 3-4</b>	<b>255</b>
<b>11.1 MULTIVEREDAL SANTA ELENA</b>	<b>262</b>
11.1.1 Hidrología	262
11.1.2 Revisión de la infraestructura	263
<b>11.2 MULTIVEREDAL PLAN – LLANO</b>	<b>267</b>
11.2.1 Hidrología	267
11.2.2 Revisión de la infraestructura	268
<b>11.3 ACUEDUCTO LAS FLORES</b>	<b>269</b>
11.3.1 Hidrología	269
<b>11.4 ACUEDUCTO DE MAZO</b>	<b>269</b>
11.4.1 Hidrología	269
<b>11.5 MODELACIÓN DE LOS SISTEMAS INTERCONECTADOS</b>	<b>270</b>
<b>12. EVALUACIÓN ECONÓMICA</b>	<b>277</b>
<b>12.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES</b>	<b>277</b>
12.1.1 Cantidades de obra y presupuesto	277
12.1.2 Tasa de descuento	281
<b>12.2 DESARROLLO DE LA ACTIVIDAD</b>	<b>282</b>
12.2.1 Inversiones	282
12.2.2 Ingresos y beneficios sociales	283
12.2.3 Egresos	283

12.2.4 Flujo de Caja	284
12.2.5 Análisis de sensibilidad	285
<b>12.3 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ECONÓMICA</b>	<b>291</b>
<b>13. CONCLUSIONES</b>	<b>292</b>
<b>14. RECOMENDACIONES</b>	<b>296</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>298</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>300</b>
<b>ANEXO FOTOGRÁFICOS</b>	<b>450</b>

## LISTA DE TABLAS

		<b>Pág</b>
Tabla 1.	Proyección de usuarios de los sistemas de acueducto de las veredas Perico y La Meseta	61
Tabla 2.	Proyección de usuarios de cada sistema para diferentes períodos de diseño	62
Tabla 3.	Población dentro de los límites de cada acueducto	64
Tabla 4.	Niveles de complejidad de los sistemas según el RAS	65
Tabla 5.	Niveles de complejidad de los sistemas en estudio	65
Tabla 6.	Período de diseño en obras de la red principal según el nivel de complejidad del Sistema (RAS)	65
Tabla 7.	Coefficiente de consumo máximo diario, $k_1$ , según el nivel de complejidad del sistema	66
Tabla 8.	Coefficiente de consumo máximo horario, $k_2$ , según el nivel de complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.	66
Tabla 9.	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas	66
Tabla 10.	Demanda del acueducto Multiveredal Santa Elena para diferentes períodos de diseño	68
Tabla 11.	Demanda del acueducto Multiveredal Plan-Llano para diferentes períodos de diseño	69
Tabla 12.	Demanda del acueducto Las Flores para diferentes períodos de diseño	69
Tabla 13.	Demanda del acueducto Mazo para diferentes períodos de diseño	70
Tabla 14.	Demanda del acueducto Perico para diferentes períodos de diseño	71
Tabla 15.	Demanda del acueducto La Meseta para diferentes períodos de diseño	72
Tabla 16.	Resumen de la estimación de la demanda de los sistemas de acueducto	73
Tabla 17.	Estudio de consumos horarios máximos del sistema Multiveredal Santa Elena	74
Tabla 18.	Aforos realizados en la quebrada Chiqueros	79
Tabla 19.	Parámetros físicos de la quebrada Chiqueros	79
Tabla 20.	Resumen de caudales aforados en la Quebrada Chiqueros en 1994	80
Tabla 21.	Aforos realizados por EPPM	80
Tabla 22.	Caudales aforados en el afluente izquierdo del acueducto de Mazo	80
Tabla 23.	Caudales aforados en el afluente derecho del acueducto de Mazo	80
Tabla 24.	Parámetros físicos del afluente izquierdo	81
Tabla 25.	Parámetros físicos del afluente derecho	81
Tabla 26.	Aforos realizados en la quebrada Santa Elena	83
Tabla 27.	Aforos de la quebrada Santa Elena realizado en el punto de La Cascada	83
Tabla 28.	Caudales mínimos para diferentes períodos de retorno Quebrada Santa Elena.	86
Tabla 29.	Parámetros de las cuencas estudiadas para obtener las ecuaciones de	89

	regionalización	
Tabla 30.	Parámetros de la quebrada Santa Elena.	89
Tabla 31.	Parámetros de la quebrada San Pedro.	89
Tabla 32.	Caudales mínimos encontrados por regionalización con el Método IIA para la quebrada Santa Elena y con el Método I para la quebrada San Pedro	93
Tabla 33.	Parámetros físicos de la cuenca de la quebrada Santa Elena.	95
Tabla 34.	Parámetros físicos de la cuenca de la quebrada San Pedro.	95
Tabla 35.	Media y desviación estándar de los caudales mínimos estimada a partir de los resultados del método EPM.	98
Tabla 36.	Posición de los caudales mínimo, medio y máximo en los años con registros diarios incompletos.	104
Tabla 37.	Análisis de riesgo para el acueducto Las Flores con la quebrada Chiqueros.	108
Tabla 38.	Análisis de riesgo para el acueducto Plan-Llano con la quebrada San Pedro.	109
Tabla 39.	Verificación con aforos de los resultados del método EPM.	110
Tabla 40.	Período de retorno de los aforos	112
Tabla 41.	Análisis de riesgo para el acueducto Plan-Llano con la quebrada San Pedro.	114
Tabla 42.	Información mensual de la quebrada Santa Elena.	121
Tabla 43.	Geometría de la rejilla de Santa Elena	124
Tabla 44.	Cálculo del caudal de la quebrada Santa Elena	125
Tabla 45.	Cálculo del caudal vertiente de Santa Elena	126
Tabla 46.	Cálculo del caudal de toma de Santa Elena	127
Tabla 47.	Especificaciones de la tubería de aducción del acueducto Santa Elena	127
Tabla 48.	Resultados capacidad hidráulica de la aducción Santa Elena	128
Tabla 49.	Cálculo de la capacidad hidráulica del desarenador de Santa Elena	130
Tabla 50.	Cálculo capacidad hidráulica del prefiltro de Santa Elena	133
Tabla 51.	Especificaciones de la conducción del prefiltro al tanque de succión del acueducto Santa Elena	133
Tabla 52.	Capacidad hidráulica de la conducción prefiltro – tanque de succión de Santa Elena	134
Tabla 53.	Dimensiones del tanque de succión del acueducto Santa Elena	135
Tabla 54.	Tiempos de llenado y vaciado del tanque de succión de Santa Elena	135
Tabla 55.	Nuevos tiempos de llenado y vaciado del tanque de succión de Santa Elena	135
Tabla 56.	Especificaciones de la impulsión de Santa Elena	136
Tabla 57.	Capacidad preliminar de la aducción de Santa Elena	137
Tabla 58.	Dimensiones de los tanques de quietamiento de Santa Elena	138
Tabla 59.	Tiempos de llenado y vaciado de los tanques de quietamiento de Santa Elena	138
Tabla 60.	Volumen útil del tanque de Santa Elena	139
Tabla 61.	Volumen necesario para el tanque de almacenamiento de Santa Elena por el criterio de % de QMD	140



Tabla 62.	Volumen útil del tanque de almacenamiento de Santa Elena con el criterio de curva de masas	141
Tabla 63.	Geometría de la rejilla 143a del acueducto Plan - Llano	142
Tabla 64.	Especificación de la aducción de Plan-Llano	143
Tabla 65.	Especificaciones de la impulsión de Plan – Llano	145
Tabla 66.	Dimensiones planta de tratamiento de Plan – Llano	146
Tabla 67.	Capacidad calculada de la planta de tratamiento de Plan – Llano	148
Tabla 68.	Volumen útil del tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan y El Llano	149
Tabla 69.	Volumen útil del tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan, El Llano, Perico y La Meseta	149
Tabla 70.	Volumen necesario según criterio del QMD para el tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan y El Llano	149
Tabla 71.	Volumen necesario según criterio del % de QMD para el tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan, El Llano, La Meseta y Perico	150
Tabla 72.	Volumen necesario según el criterio de curva de masa para el tanque de Plan – Llano, con El Plan y El Llano	150
Tabla 73.	Volumen necesario según el criterio de curva de masa para el tanque de Plan – Llano, con El Plan, El Llano, Perico y La Meseta	150
Tabla 74.	Especificaciones de la impulsión de Las Flores	152
Tabla 75.	Dimensiones de la planta de tratamiento de Las Flores	153
Tabla 76.	Volumen útil del tanque de almacenamiento de Las Flores	153
Tabla 77.	Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Las Flores según criterio del % de QMD	154
Tabla 78.	Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Las Flores según criterio de curva de masas	154
Tabla 79.	Geometría de la rejilla de Mazo	155
Tabla 80.	Especificaciones de la aducción de Mazo	155
Tabla 81.	Especificaciones de la aducción de Mazo	156
Tabla 82.	Dimensiones de la planta de tratamiento de Las Flores	157
Tabla 83.	Especificaciones de la conducción de Mazo	157
Tabla 84.	Dimensiones de tanques de almacenamiento de Mazo	159
Tabla 85.	Volumen útil del tanque de almacenamiento de Mazo	159
Tabla 86.	Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Mazo según criterio de % de QMD	159
Tabla 87.	Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Mazo según criterio de curva de masas	160
Tabla 88.	Resumen de las capacidades hidráulicas de las estructuras de los sistemas en estudio	161
Tabla 89.	Caudales de bombeo de cada sistema	166
Tabla 90.	Resultados de los sistemas de bombeo bajo las condiciones actuales para los sistemas en operación para el año	168
Tabla 91.	Resultados a partir del punto de bombeo y la curva de bombas	170
Tabla 92.	Ahorro de energía (hipotético)	172

Tabla 93.	Distribución porcentual de las redes conectadas a la planta del acueducto Multiveredal Santa Elena	194
Tabla 94.	Demanda de Santa Elena para la Alternativa cero	197
Tabla 95.	Controles tenidos en cuenta en la alternativa cero	198
Tabla 96.	Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa cero.	198
Tabla 97.	Datos de alimentación del sistema Multiveredal Santa Elena	201
Tabla 98.	Demanda de Plan-Llano para la Alternativa cero	203
Tabla 99.	Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa cero.	304
Tabla 100.	Datos de alimentación del acueducto Multiveredal Plan-Llano	206
Tabla 101.	Demanda de Las Flores para la Alternativa cero	210
Tabla 102.	Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa cero.	211
Tabla 103.	Datos de alimentación para el sistema Las Flores	214
Tabla 104.	Demanda de Mazo para la Alternativa cero	217
Tabla 105.	Datos introducidos para el acueducto de la vereda Mazo en la alternativa cero para el año 2002	221
Tabla 106.	Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa 6	225
Tabla 107.	Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa 6	231
Tabla 108.	Especificaciones de la tubería de impulsión De Plan-Llano para la alternativa6	232
Tabla 109.	Nuevas especificaciones de la aducción de Plan-Llano para alternativa 6	232
Tabla 110.	Energía consumida por el sistema de la alternativa 6	235
Tabla 111.	Demanda para el sistema Mazo para la alternativa 6	247
Tabla 112.	Datos alimentación MZ (6 )	252
Tabla 113.	Potencias involucradas en el sistema de dos columnas de descarga	259
Tabla 114.	Tiempos de bombeo y energías consumidas del sistema de dos columnas de descarga año por año.	260
Tabla 115.	Tiempos de bombeo y energía consumida del sistema Plan-Llano en la alternativa 3-4 año por año	260
Tabla 116.	Ahorro de energía del sistema de la alternativa 3 4- con respecto a la alternativa 6	261
Tabla 117.	Demanda del sistema Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4	262
Tabla 118.	Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa 3-4	262
Tabla 119.	Demanda del sistema Multiveredal Plan-Llano para alternativa 3-4	267
Tabla 120.	Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa 3-4	267
Tabla 121.	Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa 3-4 , con demanda de Las Flores y Mazo.	269
Tabla 122.	Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa 3-4 , con demanda de Mazo.	270

Tabla 123.	Controles tenidos en cuenta para la modelación de la alternativa 3-4	271
Tabla 124.	Cantidades de obra	278
Tabla 125.	Inversiones para el cambio en el sistema de bombeo de Plan-Llano	280
Tabla 126.	Comparación entre el cambio de impulsión y cambio en el sistema de bombeo del acueducto Multiveredal Plan-Llano.	281
Tabla 127.	Inversiones de las Alternativas 3-4 y 6.	282
Tabla 128.	Datos de entrada para el análisis de sensibilidad.	286
Tabla 129.	Resultados del análisis de sensibilidad.	288
Tabla 130.	Variación porcentual del VPN con respecto a la variación porcentual de cada variable.	287
Tabla 131.	Caudales diarios en [L/s] de la quebrada Chiqueros aforados por Hidramsa en 1994	310
Tabla 132.	Datos de la curva de duración – Estudio Héctor Pizarro.	312
Tabla 133.	Curva de duración en la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena.	313
Tabla 134.	Serie sintética de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena en el punto de la Cascada; realizado por Héctor Pizarro.	314
Tabla 135.	Serie sintética de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena en el punto de la bocatoma del Multiveredal Santa Elena.	315
Tabla 136.	Caudales mínimos ( $m^3/s$ ) para la quebrada Santa Elena	318
Tabla 137.	Caudales mínimos ( $m^3/s$ ) para la quebrada San Pedro.	318
Tabla 138.	Características físicas de las cuencas utilizadas para la generación del modelo de Empresas Públicas de caudales mínimos para acueductos veredales.	320
Tabla 139.	Resultados de la aplicación del método EPM para acueductos veredales a las quebradas Santa Elena y San Pedro.	321
Tabla 140.	Resultados de la aplicación del método EPM para acueductos veredales a las quebradas Chiqueros y San Roque (afluentes del acueducto de Mazo)	323
Tabla 141.	Serie sintética de caudales generada por el método EPM para acueductos veredales.	325
Tabla 142.	Cálculo de probabilidad de ocurrencia y período de retorno para las quebradas Santa Elena y San Pedro – Método EPM	327
Tabla 143.	Cálculo de probabilidad de ocurrencia y período de retorno para las quebradas Chiqueros y San Roque (afluentes del acueducto de Mazo) – Método EPM	329
Tabla 144.	Caudal mínimo en las quebradas Santa Elena y San Pedro según distribuciones Gumbel y log-Normal II – Método EPM	330
Tabla 145.	Caudal mínimo en la quebrada Chiqueros y en los afluentes de Mazo según distribuciones Gumbel y log-Normal – Método EPM	331
Tabla 146.	Caudales mínimos máximos y medios en la quebrada Santa Elena con base en los registros transferidos desde la quebrada Chorrillos.	332
Tabla 147.	Probabilidad de ocurrencia y período de retorno de caudales mínimos – Quebrada Santa Elena	333
Tabla 148.	Ajuste de los caudales mínimos encontrados con los registros trasladados a las distribuciones Gumbel y Log-Normal – Quebrada Santa Elena	335

Tabla 149.	Probabilidad de ocurrencia y período de retorno de caudales mínimos según datos transferidos del estudio de Héctor Pizarro en la quebrada Santa Elena	336
Tabla 150.	Ajuste a las distribuciones Gumbel y Log-Normal de los caudales mínimos encontrados con los datos transferidos del estudio de Héctor Pizarro – Quebrada Santa Elena	337
Tabla 151.	Caudales mínimos de la quebrada Santa Elena con la cuenca intervenida – Método EPM	338
Tabla 152.	Período de retorno de los caudales mínimos de la quebrada Santa Elena con la cuenca intervenida ajustando a la distribución Log-Normal – Método EPM	339
Tabla 153.	Caudales mínimos de la quebrada Santa Elena con la cuenca intervenida – Transferencia de registros desde la quebrada Chorrillos.	339
Tabla 154.	Período de retorno de los caudales mínimos de la quebrada Santa Elena con la cuenca intervenida ajustando a la distribución Log-Normal – Transferencia de registros desde la quebrada Chorrillos.	340
Tabla 155.	Cálculos para la configuración de los intervalos de clase – Quebrada Santa Elena	341
Tabla 156.	Agrupación por intervalos de clase – Quebrada Santa Elena	341
Tabla 157.	Agrupación geométrica por intervalos – Quebrada Santa Elena	342
Tabla 158.	Datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena	342
Tabla 159.	Datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena con intervención.	343
Tabla 160.	Datos de la curva de duración de la quebrada San Pedro.	343
Tabla 161.	Verificación de $y$ en la rejilla de Santa Elena	344
Tabla 162.	Obtención de la relación $e$ para la rejilla de Santa Elena	345
Tabla 163.	Coefficientes de pérdidas locales para la aducción de Santa Elena	346
Tabla 164.	Análisis de sensibilidad de coeficientes de pérdida local para la aducción de Santa Elena.	347
Tabla 165.	Obtención de la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en el desarenador de Santa Elena.	349
Tabla 166.	Capacidad de desarenación del desarenador de Santa Elena	349
Tabla 167.	Coefficientes de pérdidas locales para la conducción prefiltro – tanque de succión en el acueducto de Santa Elena.	350
Tabla 168.	Coefficientes de pérdidas locales de la tubería de impulsión de Santa Elena	351
Tabla 169.	Nuevas especificaciones de la tubería de impulsión de Santa Elena	352
Tabla 170.	Obtención del caudal de la quebrada San Pedro	353
Tabla 171.	Revisión de $y$ supuesto para la rejilla de Plan - Llano	353
Tabla 172.	Cálculo de $e$ para la rejilla de Plan - Llano	354
Tabla 173.	Cálculo del caudal vertiente en la rejilla de Plan - Llano	354
Tabla 174.	Caudal de toma de la rejilla de Plan – Llano	354
Tabla 175.	Capacidad del prefiltro de Plan – Llano	356
Tabla 176.	Volumen útil del tanque de succión de Plan - Llano	357
Tabla 177.	Coefficientes de pérdidas locales para la impulsión de Plan - Llano	358



Tabla 178.	Nuevas especificaciones de la tubería de impulsión de Plan - Llano	358
Tabla 179.	Capacidad de la planta de tratamiento de Plan – Llano	359
Tabla 180.	Aforo de la impulsión de Plan – Llano.	359
Tabla 181.	Coefficientes de pérdidas locales para la impulsión de Las Flores.	361
Tabla 182.	Nuevas especificaciones de la tubería de impulsión de Las Flores.	361
Tabla 183.	Capacidad de la planta de tratamiento de Las Flores.	362
Tabla 184.	Caudal de la quebrada San Roque para la rejilla de Mazo.	363
Tabla 185.	Verificación de $y_l$ de Mazo.	363
Tabla 186.	Obtención de $e$ para la rejilla de Mazo.	363
Tabla 187.	Cálculo del caudal vertiente para la rejilla de Mazo.	364
Tabla 188.	Caudal de toma de la rejilla de Mazo.	364
Tabla 189.	Coefficientes de pérdidas locales para la aducción de Mazo.	365
Tabla 190.	Coefficientes de pérdidas locales para la aducción de Mazo.	365
Tabla 191.	Aforo de la aducción de Mazo.	365
Tabla 192.	Nuevas especificaciones de la aducción de Mazo.	366
Tabla 193.	Capacidad de la planta de tratamiento de Mazo.	367
Tabla 194.	Aforo de la planta de tratamiento de Mazo.	367
Tabla 195.	Coefficientes de pérdidas locales de la conducción de Mazo.	368
Tabla 196.	Detalle de los nudos y las tuberías de SEC en la alternativa cero	372
Tabla 197.	Detalle de los nudos y las tuberías de PL en la alternativa cero	374
Tabla 198.	Detalle de los nudos y las tuberías de PG en la alternativa cero	376
Tabla 199.	Detalle de los nudos y las tuberías de MZ en la alternativa cero	378
Tabla 200.	Resultados SE (0) 2002	379
Tabla 201.	Resultados PL (0) 2002	380
Tabla 202.	Resultados PG (0) 2002	381
Tabla 203.	Resultados MZ (0) 2002	382
Tabla 204.	Caudales mínimos de la quebrada Santa Elena para la alternativa 6.	383
Tabla 205.	Ajustes de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena – Alternativa 6	384
Tabla 206.	Datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena- Alternativa 6.	384
Tabla 207.	Resultados SE (6) 2010	385
Tabla 208.	Resultados SE (6) 2015	386
Tabla 209.	Resultados Multiveredal Plan-Llano, en la alternativa 6 para el año 2002	387
Tabla 210.	Resultados PL (6) 2010	388
Tabla 211.	Resultados PG (6) 2002	389
Tabla 212.	Resultados PG (6) 2010	390
Tabla 213.	Resultados PG (6) 2015	391
Tabla 214.	Caudales mínimos de la quebrada Santa Elena para la alternativa 3-4.	392
Tabla 215.	Ajustes de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena – Alternativa 3-4	393
Tabla 216.	Datos de curva de duración de la quebrada Santa Elena – Alternativa 3-4	393
Tabla 217.	Caudales mínimos de la quebrada Santa Elena para la alternativa 6.	394
Tabla 218.	Ajustes de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena – Alternativa 6.	395
Tabla 219.	Datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena- Alternativa 6.	395

Tabla 220.	Resultados (3-4) 2010 - Bomba SE	396
Tabla 221.	Resultados (3-4) 2010 - Planta SE	400
Tabla 222.	Resultados (3-4) 2010 - Bomba PL	404
Tabla 223.	Resultados (3-4) 2010 - Planta PL	408
Tabla 224.	Resultados (3-4) 2010 - Bomba La Meseta	412
Tabla 225.	Resultados (3-4) 2010 - Planta PG	416
Tabla 226.	Resultados (3-4) 2010 - Planta Mazo	420
Tabla 227.	Resultados (3-4) en el 2015 - Bomba SE	424
Tabla 228.	Resultados (3-4) en el 2015 - Planta SE	427
Tabla 229.	Resultados (3-4) en el 2015 - Bomba PL	430
Tabla 230.	Resultados (3-4) en el 2015 - Planta PL	433
Tabla 231.	Resultados (3-4) en el 2015 - Bomba La Meseta	436
Tabla 232.	Resultados (3-4) en el 2015 - Planta PG	439
Tabla 233.	Resultados (3-4) en el 2015 - Planta MZ	442
Tabla 234.	Tarifas de energía para el sistema Las Flores	445
Tabla 235.	Consumo de cloro en el acueducto de Mazo – Alternativas 3-4 y 6	446
Tabla 236.	Flujo de caja diferencial para el acueducto de Mazo – Alternativas 3-4 y 6.	447
Tabla 237.	Flujo de caja para la construcción de la nueva tubería que conectaría el 32% de los usuarios de Plan-Llano con acueducto Multiveredal Santa Elena.	448
Tabla 238.	Flujo de caja para la interconexión de agua cruda entre los acueductos Multiveredal Santa Elena y Las Flores	449

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>	
Figura 1.	Bosquejo del acueducto Multiveredal Santa Elena	37
Figura 2.	Bosquejo del acueducto Multiveredal Plan-Llano	44
Figura 3.	Bosquejo del acueducto Las Flores	48
Figura 4.	Bosquejo del acueducto de Mazo	51
Figura 5.	Ajustes a datos históricos de los usuarios del acueducto Multiveredal Santa Elena	57
Figura 6.	Ajustes a datos históricos de los usuarios del acueducto Multiveredal Plan-Llano	58
Figura 7.	Ajustes a datos históricos de los usuarios del acueducto Las Flores	59
Figura 8.	Ajustes a datos históricos de los usuarios del acueducto veredal de Mazo	60
Figura 9.	Curva de consumos por hora y curva de diseño de consumo por	75
Figura 10.	Curva de consumos adimensionales horarios para los sistemas de acueducto en estudio	77
Figura 11.	Curva de duración de Santa Elena – Estudio de Héctor Pizarro	85
Figura 12.	Comportamiento multianual de los caudales mínimos en la quebrada Santa Elena según estudio de Héctor Pizarro	86
Figura 13.	Métodos de regionalización para caudales mínimos – Quebrada Santa Elena.	92
Figura 14.	Métodos de regionalización para caudales mínimos- Quebrada San Pedro.	92
Figura 15.	Curvas resultantes de los métodos de regionalización para caudales mínimos – Quebradas Santa Elena y San Pedro.	93
Figura 16.	Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada Santa Elena.	99
Figura 17.	Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada San Pedro.	100
Figura 18.	Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada Chiqueros	100
Figura 19.	Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Afluente Izquierdo de Mazo	101
Figura 20.	Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Afluente Derecho de Mazo	101
Figura 21.	Curvas resultantes del estudio de frecuencias para caudales mínimos con los registros transferidos – Quebrada Santa Elena.	105
Figura 22.	Curvas de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena.	106

Figura 23.	Curva de caudales mínimos para la quebrada Chiqueros	108
Figura 24.	Curva de caudales mínimos para la quebrada San Pedro.	109
Figura 25.	Caudal promedio mensual en Santa Elena en los años 1992, 1993 y 1995.	111
Figura 26.	Comparación de las curvas de caudales mínimos con los aforos - Quebrada Santa Elena.	113
Figura 27.	Curva de Duración – Quebrada Santa Elena	117
Figura 28.	Curva de duración de la quebrada Santa Elena con intervención de la cuenca.	118
Figura 29.	Curva de duración de la quebrada San Pedro.	119
Figura 30.	Caudal máximo diario promedio multianual.	120
Figura 31.	Caudal mínimo diario promedio multianual.	120
Figura 32.	Caudal medio multianual.	121
Figura 33.	Comportamiento de los caudales medios por meses– Quebrada Santa Elena.	122
Figura 34.	Comportamiento de los caudales máximos por meses – Quebrada Santa Elena.	122
Figura 35.	Comportamiento de los caudales mínimos por meses – Quebrada Santa Elena.	123
Figura 36.	Curva de masas para el tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena	142
Figura 37.	Curva de masas del tanque de almacenamiento de Plan-llano	151
Figura 38.	Curva de masas del tanque de almacenamiento Las Flores	154
Figura 39.	Curva de masas del tanque de almacenamiento de Mazo	160
Figura 40.	Curva de columna del sistema Santa Elena	164
Figura 41.	Curva de columna del sistema Plan-Llano	165
Figura 42.	Curva de columna del sistema Las Flores	165
Figura 43.	Curva de columna de los sistemas supuestos A y B	169
Figura 44.	Ejemplo de curva del sistema de dos columnas de descarga y punto de bombeo	171
Figura 45.	Ejemplo de curva de caudales de bombeo en el sistema de dos columnas de descarga	173
Figura 46.	Esquema Alternativa 1	177
Figura 47.	Esquema Alternativa 2	179
Figura 48.	Esquema Alternativa 3	181
Figura 49.	Esquema Alternativa 4	183
Figura 50.	Esquema Alternativa 5	185
Figura 51.	Esquema Alternativa 7	188
Figura 52.	Esquema Alternativa 8	189
Figura 53.	Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la Alternativa cero	199
Figura 54.	Esquema del acueducto Multiveredal Santa Elena	200



Figura 55.	Perfil del acueducto Multiveredal Santa Elena desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento.	202
Figura 56.	Comportamiento de los tanques del acueducto Multiveredal Santa Elena en la alternativa 0, en el año 2002.	203
Figura 57.	Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la Alternativa cero	205
Figura 58.	Perfil del acueducto Multiveredal Plan-Llano desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento de La Meseta.	207
Figura 59.	Esquema del acueducto Multiveredal Plan-Llano	208
Figura 60.	Comportamiento de los tanques del acueducto Plan-Llano en la alternativa 0, en el año 2002.	209
Figura 61.	Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de máxima demanda.	210
Figura 62.	Capacidad de las estructuras con respecto a la demanda en el acueducto. Las Flores que surte a la vereda Piedra Gorda para la Alternativa cero	212
Figura 63.	Esquema del acueducto Las Flores	213
Figura 64.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento y del filtro del sistema Las Flores en el día de mayor demanda en la alternativa cero.	216
Figura 65.	Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Mazo para la Alternativa cero	218
Figura 66.	Perfil del acueducto para la vereda Mazo desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento.	219
Figura 67.	Esquema del acueducto de Mazo	220
Figura 68.	Comportamiento del tanque de almacenamiento y del filtro, de la vereda Mazo para la alternativa cero.	222
Figura 69.	Comportamiento de los tanques, de almacenamiento y de la planta, del acueducto de la vereda Mazo en el día de mayor demanda en caso de que se presente un caudal muy bajo en la quebrada.	223
Figura 70.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento, quietamiento y succión del acueducto Multiveredal Santa Elena en la alternativa 6, para el año 2002.	227
Figura 71.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento, quietamiento y succión del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, y para el año 2010.	228
Figura 72.	Figura 72. Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015	229
Figura 73.	Figura 73. Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena durante 10 días seguidos de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015.	230
Figura 74.	Comportamiento del tanque de quietamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015	230
Figura 75.	Capacidad de las estructuras hidráulicas con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la Alternativa 6.	233

Figura 76.	Curva del sistema Plan-Llano optimizado	234
Figura 77.	Comportamiento del tanque de almacenamiento, aquietamiento y succión, del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2002	236
Figura 78.	Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2002	237
Figura 79.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento, aquietamiento y succión del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010	238
Figura 80.	Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010	239
Figura 81.	Comportamiento del tanque de almacenamiento y de aquietamiento del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015	240
Figura 82.	Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Plan-Llano durante cinco días seguidos de máxima demanda.	241
Figura 83.	Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015	241
Figura 84.	Comportamiento de los tanques del acueducto Las Flores en la alternativa 6, en el año 2002	243
Figura 85.	Comportamiento de los tanques del acueducto Las Flores en la alternativa 6, en el año 2010.	244
Figura 86.	Comportamiento de los tanques del acueducto Las Flores en la alternativa 6, en el año 2015.	246
Figura 87.	Capacidad de las estructuras hidráulicas con respecto a la demanda en el acueducto Mazo para la Alternativa 6.	248
Figura 88.	Esquema de Mazo en el 2010 y 2015	251
Figura 89.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento del acueducto Mazo en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010	253
Figura 90.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento del acueducto Mazo en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015	254
Figura 91.	Curva de columna del sistema Las Flores según la alternativa 3-4	255
Figura 92.	Curva del sistema de dos columnas de descarga y punto de bombeo de la Alternativa 3-4.	257
Figura 93.	Caudales de bombeo en el sistema de dos columnas de descarga de la Alternativa 3-4	258
Figura 94.	Curva de duración de la quebrada Santa Elena para la Alternativa 3-4	263
Figura 95.	Capacidad de las estructuras hidráulicas en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4	264
Figura 96.	Capacidad del desarenador y la aducción con respecto al Qmd en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4	265
Figura 97.	Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la alternativa 3-4	268
Figura 99.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento de los acueductos	272

	Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano y La Meseta, Las Flores (PG) y Mazo, en el día de máxima demanda en el año 2010.	
Figura 100.	Comportamiento de los tanques de almacenamiento de los acueductos Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano y La Meseta, Las Flores (PG) y Mazo, en el día de máxima demanda en el año 2015.	274
Figura 101.	Variación del VPN de la interconexión entre Santa Elena y Las Flores	289
Figura 102.	Variación de VPN en la conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano con el acueducto Multiveredal Santa Elena.	290
Figura 103.	Variación del VPN en la conducción de Mazo	290
Figura 104.	Cuenca digitalizada de la quebrada Santa Elena	316
Figura 105.	Cuenca digitalizada de la quebrada San Pedro	317

## LISTA DE ANEXOS

	<b>Pág</b>
ANEXO 1. Cálculos para el nivel de complejidad del acueducto Multiveredal Santa Elena	301
ANEXO 2. Cálculos para el nivel de complejidad del acueducto Multiveredal Plan-Llano	303
ANEXO 3. Cálculos para el nivel de complejidad del acueducto Las Flores	304
ANEXO 4. Cálculos para el nivel de complejidad del acueducto de Mazo	305
ANEXO 5. Cálculos de dotación neta del acueducto Multiveredal Santa Elena	306
ANEXO 6. Cálculos de dotación neta del acueducto Multiveredal Plan-LLano	307
ANEXO 7. Cálculos de dotación neta del acueducto Las Flores	308
ANEXO 8. Cálculos de dotación neta del acueducto de Mazo	309
ANEXO 9. Registros de caudales en las quebrada Chiqueros.	310
ANEXO 10. Curva de duración de la quebrada Santa Elena realizada por el ingeniero Héctor Pizarro D. de EEPPM en 1992.	312
ANEXO 11. Estudio de caudales mínimos de la quebrada Santa Elena realizado por el ingeniero Héctor Pizarro D. de EEPPM en 1992.	314
ANEXO 12. Cuencas digitalizadas de las quebradas Santa Elena y San Pedro.	316
ANEXO 13. Cálculos de caudales mínimos a partir de métodos de regionalización.	318
ANEXO 14. Tablas auxiliares del método EPM para acueductos veredales.	320
ANEXO 15. Tablas auxiliares para el análisis de caudales mínimos a partir de la transferencia de registros de la quebrada Chorrillos a la quebrada Santa Elena.	332
ANEXO 16. Tablas auxiliares para el análisis de caudales mínimos a partir del estudio de Héctor Pizarro D. de EEPPM.	336
ANEXO 17. Análisis de caudales mínimos de la quebrada Santa Elena teniendo en cuenta la intervención de la cuenca.	338
ANEXO 18. Tablas auxiliares para realizar la curva de duración de la quebrada Santa Elena.	341
ANEXO 19. Cálculos de la rejilla del acueducto Multiveredal Santa Elena	344
ANEXO 20. Cálculos de la aducción del acueducto Multiveredal Santa Elena	346
ANEXO 21. Cálculos de la capacidad del desarenador del acueducto Multiveredal Santa Elena	348
ANEXO 22. Coeficientes de pérdidas locales de la conducción desde el prefiltro hasta el tanque de succión del acueducto Multiveredal Santa Elena	350
ANEXO 23. Cálculos de la capacidad de la tubería de impulsión del acueducto Multiveredal Santa Elena	351
ANEXO 24. Cálculos de la rejilla del acueducto Multiveredal Plan-Llano	353
ANEXO 25. Coeficientes de pérdidas locales para la aducción del sistema Multiveredal Plan-Llano	355

ANEXO 26.	Cálculos para la capacidad del prefiltro del acueducto Multiveredal Plan-Llano	356
ANEXO 27.	Cálculos del volumen del tanque de succión del acueducto Multiveredal Plan-Llano	357
ANEXO 28.	Cálculos de la tubería de impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano	358
ANEXO 29.	Cálculos de la capacidad de la planta de tratamiento del acueducto Multiveredal Plan-Llano	359
ANEXO 30.	Cálculos de la tubería de impulsión del sistema Las Flores	361
ANEXO 31.	Cálculos de la capacidad de la planta de tratamiento del sistema Las Flores	362
ANEXO 32.	Cálculos de la rejilla del sistema de acueducto de Mazo	363
ANEXO 33.	Cálculos de las tuberías de aducción del sistema de acueducto de Mazo	365
ANEXO 34.	Cálculos de la capacidad de la planta de tratamiento del sistema de acueducto de Mazo	367
ANEXO 35.	Coefficientes de pérdidas locales de la conducción del sistema de acueducto de Mazo	368
ANEXO 36.	Curva característica de bomba centrífuga KSB de tres etapas del sistema de acueducto Multiveredal Santa Elena	369
ANEXO 37.	Curva característica de bomba centrífuga Halberg tipo HEGA 4005 del sistema de acueducto Multiveredal Plan-Llano	370
ANEXO 38.	Curva característica de bomba centrífuga Halberg tipo NOVA del sistema de acueducto Las Flores	371
ANEXO 39.	Detalles de los nudos y de las tuberías en la alternativa cero	372
ANEXO 40.	Resultados de la modelación de la alternativa cero	379
ANEXO 41.	Cálculos de hidrología para la alternativa 6	383
ANEXO 42.	Resultados de la modelación de la alternativa (6)	385
ANEXO 43.	Cálculos de hidrología para la alternativa 3-4	392
ANEXO 44.	Resultados Alternativa 3-4 2010	396
ANEXO 45.	Resultados Alternativa 3-4 2015	
ANEXO 46.	Cálculo de la tarifa de energía promedio	445
ANEXO 47.	Cálculo del consumo de cloro	446
ANEXO 48.	Flujo de caja de la conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano a Santa Elena	448
ANEXO 49.	Flujo de caja de la interconexión de los sistemas Multiveredal Santa Elena y Las Flores	449



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo nació a partir de la necesidad de disminuir los costos de operación de los acueductos veredales Santa Elena, Plan-Llano, Las Flores y Mazo, pertenecientes al corregimiento de Santa Elena; por medio de una interconexión entre éstos. Esta idea surge de la posibilidad de lograr un aprovechamiento máximo de la capacidad del acueducto Multiveredal Santa Elena, cuyas estructuras se percibieron sobredimensionadas y su fuente de agua parecía ser suficiente para abastecer los cuatro acueductos en algunas épocas del año.

**El objetivo de este trabajo** es, además de la reducción de costos para un caso específico, proponer una metodología para la evaluación de sistemas bajo condiciones similares a las que se presenta en el contenido de este estudio. Lo anterior adquiere gran importancia, ya que, por un lado, involucra comunidades con limitaciones económicas y, por el otro, no es fácil encontrar bibliografía que reúna los pasos a seguir para evaluaciones como ésta.

**La metodología utilizada** consistió en recopilar, verificar, organizar y procesar la información con el fin de conocer el funcionamiento actual e histórico de los acueductos, además de analizar y prediseñar las posibilidades de interconexión y optimización de los sistemas.

La recopilación de información fue la limitante más importante que se presentó, ya que aunque se compiló una gran cantidad de información, su obtención es difícil. Lo anterior debido a que requiere de mucho tiempo, la poseen personas de instituciones y áreas diferentes, no se encuentra organizada o simplemente no se ha registrado.

El tipo de estudio que se desarrolla a lo largo de este trabajo de grado es de prefactibilidad y por lo tanto la información no es primaria en todos los casos; sin embargo, constituye la base para tomar decisiones referentes a los acueductos y se considera que su contenido es de gran aporte para estudios posteriores.

# **1. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES AL PROBLEMA**

## **1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA**

El corregimiento de Santa Elena es tierra de flores. Fue establecido como tal por el Acuerdo Municipal No 54 de julio 2 de 1987. Tiene una extensión de 3.134 hectáreas y una población de 15.000 habitantes. Se localiza en el costado oriental del Valle de Aburrá, a 16 kilómetros del centro de la ciudad de Medellín, accediendo por una carretera en buenas condiciones. La gran mayoría de sus habitantes trabaja en la ciudad, y duerme en su casa de campo en Santa Elena. La altitud sobre el nivel del mar se encuentra entre los 1.900 y los 2.100 msnm.

La temperatura oscila entre 12 y 17 grados centígrados. Cuenta con 11 veredas: Mazo, El Placer, Barro Blanco, El Plan, El Llano, Piedra Gorda, Matasano, Santa Elena Parte Central, El Cerro y Media Luna. Limita con los municipios de Guarne, Copacabana, El Retiro, Rionegro y Envigado.

Las veredas directamente relacionadas con el estudio son: Mazo, El Plan, El Llano, Santa Elena Parte Central, El Placer, Barro Blanco, El Cerro y Piedra Gorda.

### **1.1.1 Actividades económicas y usos del suelo**

La principal actividad del corregimiento es el cultivo y producción de flores y frutas tales como la mora; además tiene gran importancia la producción agrícola de maíz, papa, frijol y hortalizas, y cuenta con cierta producción de ganado de leche.

Se presenta como una zona de características muy diversas y contradictorias. Cuenta con extensas zonas forestales, parcelas agrícolas de tipo minifundista, gran utilización de suelo en fincas de recreo y una amplia actividad en la extracción de tierra de capote.

Cuenta con grandes áreas de reserva forestal como patrimonios ecológicos en la zona de Piedras Blancas, terrenos de uso turístico y bosques de gran extensión.

La zona central del corregimiento se considera mixta-rural por estar influenciada por actividades y costumbres urbanas debido a su cercanía con la zona urbana del municipio al cual pertenece, y además por el flujo de pasajeros de la zona rurales que transitan por las vías de la región. Además se encuentran los centros administrativos, educativos y de salud más importantes del corregimiento. El estrato de las viviendas del corregimiento varían con gran desviación, tanto dentro de la misma vereda como entre vereda y vereda.

La vereda Mazo es un área con características más precisas de sector rural, con baja densidad ocupacional y con producción agrícola como primera actividad económica; sin

embargo, debido a que ésta es próxima del perímetro urbano de Medellín, en su parte baja varían las características mencionadas.

La Vereda el Plan, posee una vista privilegiada del Valle del Aburrá, así como zonas verdes atractivas y apetecidas por foráneos, trayendo como consecuencia una gran ocupación del suelo en zonas de recreo.

La vereda Piedra Gorda tiene características más similares a Santa Elena Parte central que a la vereda Mazo, con la cual tiene la mayor cercanía en las zonas con mayor urbanización; son embargo, gran parte de su área es de baja densidad ocupacional con desarrollo de producción agrícola. A la escuela de la vereda acuden la mayoría de los estudiantes de la vereda Mazo.

El corregimiento se divide en dos sectores según caracterización de la zona:

- Norte: caracterizada por las actividades extractivas de productos de bosque, zonas de reservas forestales, parque ecológico y un acelerado proceso de urbanización.
- Sur: caracterizada por la actividad agrícola y pecuaria, y la presencia de grandes áreas de bosque nativo.

#### 1.1.2 Hidrología

Desde el punto de vista hidrológico, Santa Elena es una región divisoria de aguas entre el valle de Aburrá y el valle del Río Negro. Sus fuentes más importantes, la quebrada Santa Elena y la quebrada Piedras Blancas, han tenido gran importancia para el municipio de Medellín por su utilización en abastecimiento de agua y generación de energía eléctrica.

#### 1.1.3 Servicios públicos

En su área existe muy buena cobertura de servicio de energía y de servicio de agua potable, sobre todo en los últimos años. EL acueducto ha traído grandes beneficios para la comunidad y ha contribuido a mejorar su calidad de vida y las condiciones ambientales del corregimiento.

#### 1.1.4 Problemática social actual

La crisis general del país también se refleja en las zonas de estudio, caracterizada por bajas oportunidades de empleo, falta de equipamiento público y falta de proyectos encadenados al crecimiento económico.

La proximidad con la ciudad, adicionada a la crisis mencionada, ha desarrollado ciertos conflictos debido al nacimiento de fenómenos como la descomposición de la pequeña y mediana propiedad, antes dedicada a la subsistencia, para convertirse en fincas o parcelas de recreo, influyendo negativamente en la base económica de la población.

Estos fenómenos han sido los antecedentes principales de las siguientes situaciones.



- Desplazamientos de población
- Subdivisión de predios
- Cambios en los usos del suelo
- Los habitantes desplazaron su potencial productor a la zona urbana, modificando su forma de vida y atacando sus costumbres
- Tensión entre los habitantes locales y los habitantes foráneos.
- Presión sobre la tierra, cambiando aceleradamente las áreas mínimas para el sostenimiento de la producción agrícola y la unidad agrícola familiar.
- Poca convocatoria a las comunidades hacia el núcleo familiar.
- Tensión entre la división político administrativa y la estructuración política, cultural, económica y social que la comunidad tiene de su territorio.
- La comunidad reconoce 17 veredas mientras el plano del corregimiento contiene 11
- Los desplazamientos han traído problemas en la zona urbana de Medellín por el desordenado crecimiento y por la falta de planeación de sus actividades.

## **1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA EN LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO**

La población del corregimiento de Santa Elena cuenta en su gran mayoría con el servicio de agua potable, cubrimiento que se debe a la operación de varios acueductos veredales y multiveredales que se construyeron a finales de la década del 90, con Empresas Públicas de Medellín como entidad promotora, y trajeron grandes beneficios para la comunidad, mejorando la calidad de vida de sus habitantes.

La operación de estos sistemas se puede considerar económica desde el punto de vista del tratamiento de agua, ya que casi todas las plantas son de filtración lenta; sin embargo, el bombeo necesario para la conducción del agua hasta las plantas de tratamiento, es un factor fundamental en la operación de los acueductos ya que infliere grandes egresos de dinero al consumir altas cantidades de energía. Estos bombeos han generado últimamente mayor interés de las partes que se relacionan con estos sistemas de acueducto, ya que no puede existir subsidio de EPM en ninguno de sus programas de acueductos veredales en el municipio de Medellín, según estipulaciones legales y, por lo tanto es la comunidad la que tiene pagar por este costoso servicio.

Lo anterior se puede visualizar mejor si se considera que la capacidad económica de los residentes de la zona se encuentra en un rango de bajo a medio y que es apenas suficiente

para el pago de la tarifa sin incluir el servicio de bombeo; según esto se puede concluir que una tarifa mucho mayor, como la que se presentaría con el pago del bombeo, no podría ser pagada con facilidad por los usuarios de los acueductos que necesitan la impulsión y como consecuencia se amenazaría la prestación de un servicio básico como lo es el de agua potable.

Se podría pensar en la opción de nuevas fuentes de abastecimiento para prescindir de los bombeos; sin embargo, en primer lugar las fuentes existentes no tienen las características necesarias para abastecer los acueductos por gravedad, a pesar de ser una zona con gran riqueza de recursos hídricos; en segundo lugar no se estaría teniendo en cuenta que ya fue efectuada una inversión inicial bastante alta y que las estructuras existentes deben ser aprovechadas al máximo.

Conociendo el planteamiento anterior, es posible reconocer la gran importancia de buscar alternativas para la optimización de acueductos que tengan la posibilidad de hacerlo como lo son los acueductos: Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano, Las Flores y Mazo, que gracias a su cercanía pueden tener más posibilidad de interconectarse unos con otros o abastecerse de fuentes comunes. Por otro lado, es posible una evaluación más sencilla de su comportamiento debido a la similitud de características culturales, sociales, económicas, climáticas y topográficas.

En el anexo de planos se resalta la zona de influencia con los límites sanitarios de cada vereda.

## **2. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO EXISTENTES**

En este capítulo se presenta una descripción general de los sistemas de acueducto involucrados en el presente estudio, con el fin de obtener una visión global de su funcionamiento como introducción a las evaluaciones de capacidades y condiciones actuales en las que se profundizará más adelante.

Para realizar la descripción de los sistemas fue necesario hacer varias visitas a la zona y a los acueductos con sus respectivas administraciones, recolectar información de planos y conseguir algunas especificaciones. En el anexo fotográfico se pueden observar los registros de las visitas.

### **2.1 ACUEDUCTO MULTIVEREDAL SANTA ELENA**

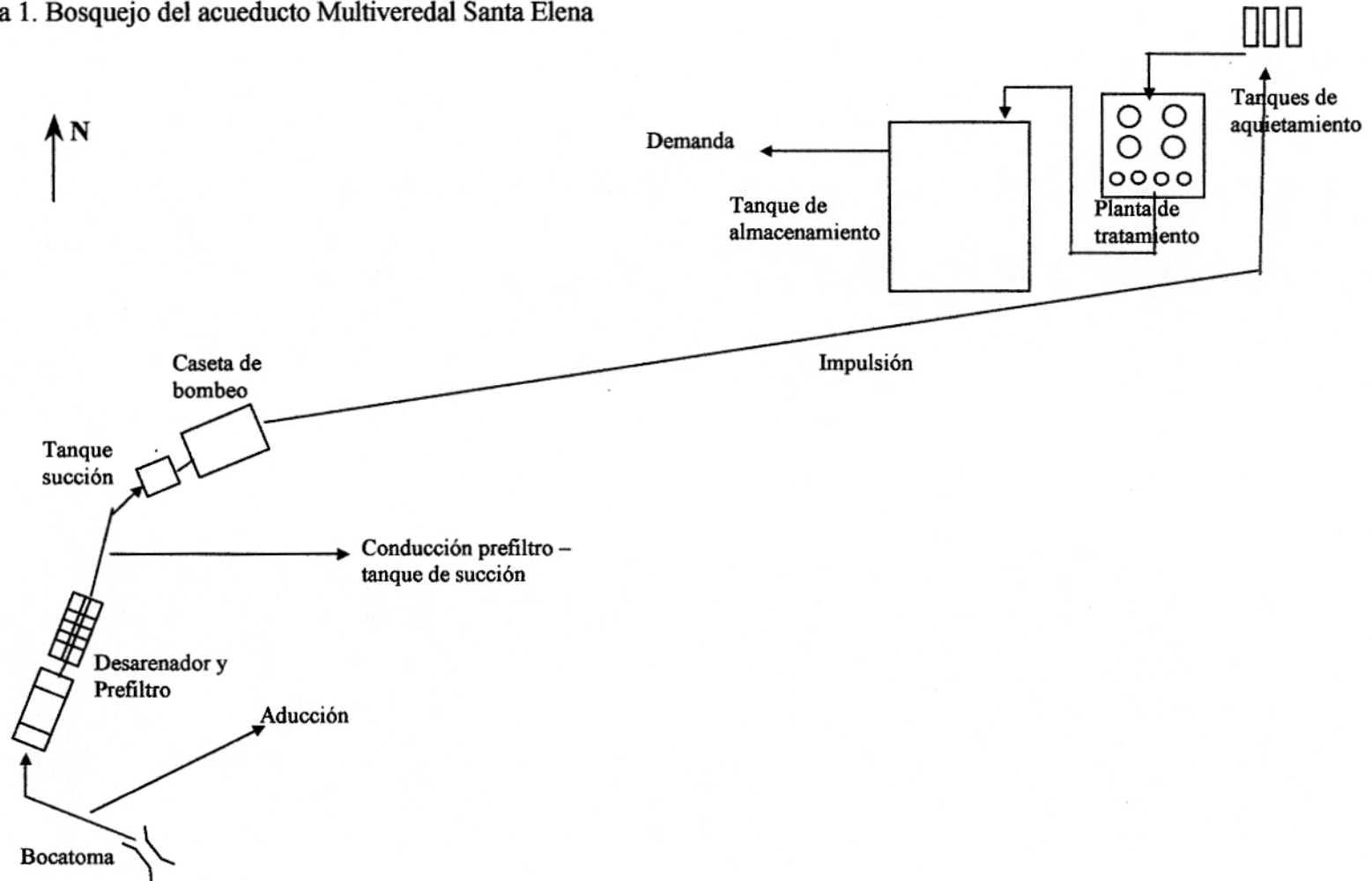
Este acueducto fue desarrollado por Empresas Públicas de Medellín para un período de diseño de 20 años, y está en servicio desde 1997. En el momento en que se recolectó la información (año 2001), abastecía las veredas El Placer, Barro Blanco, El Cerro y Santa Elena Parte Central con un total de 870 usuarios. En la Figura 1 se presenta un esquema del sistema de acueducto.

#### **2.1.1 Fuente**

La cuenca alta de la quebrada Santa Elena se localiza en el corregimiento de Santa Elena, que pertenece al municipio de Medellín. Su nacimiento se encuentra en la cota 2.657 msnm y desemboca en el río Medellín en la cota 1.538 msnm, a la altura de la Central Minorista de Abastos. Las características de la quebrada en el sitio de captación son las siguientes:

- Temperatura promedio del agua: 4° C
- Turbiedad del agua : Baja
- Cobertura vegetal: Abundante
- Q<sub>máx</sub> registrado (1999): 30 m<sup>3</sup>/s
- Q<sub>mín</sub> registrado (1991): 0,090 m<sup>3</sup>/s
- Profundidad del cauce desde la banca: 5 m
- Ancho: 8 m

Figura 1. Bosquejo del acueducto Multiveredal Santa Elena



### 2.1.2 Captación

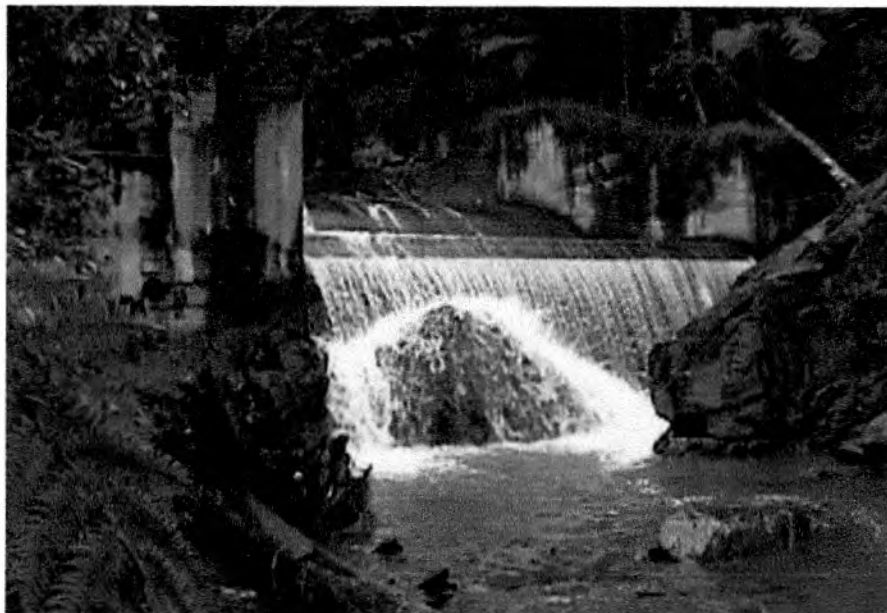
La estructura de captación consiste en una bocatoma de fondo incorporada a un azud que enfrenta el agua a  $90^\circ$ , ubicada en un tramo recto y con poca pendiente de la quebrada Santa Elena.

El azud es una estructura de 5 m de altura. Su perfil sigue la forma de la curva **Ogee** y su parte final se diseñó para descargar con salto de esquí, con un ángulo de  $20^\circ$  con la horizontal. El azud y el terreno adyacente se encuentran separados por dos muros verticales, que constituyen la protección lateral.

Las dimensiones de la rejilla son 53 cm en el sentido del flujo y 93 cm en el sentido transversal; está constituida por barras de sección cuadrada ubicadas en sentido paralelo al flujo. Esta rejilla está diseñada para captar 44 L/s, que corresponde a 3 veces el caudal máximo diario del año en que culmina el período de diseño (2017).

El canal recolector, el cual tiene una pendiente del 0,5%, recoge el agua captada en la bocatoma y la conduce a la cámara de derivación. La cámara de derivación está ubicada dentro de uno de los muros de respaldo. En esta cámara se encuentra un vertedero lateral de excesos para evacuar a la quebrada Santa Elena los excedentes del agua captada.

La descarga de fondo se hace mediante una tubería de desfogue de 12" de diámetro que es utilizada para descargar el agua que proviene del lavado de la estructura de captación a la quebrada. Este ducto se controla por medio de una compuerta deslizante que opera manualmente. La compuerta está ubicada en el fondo de la cámara de derivación y produce una salida paralela al flujo del agua de la quebrada.



Bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena

### 2.1.3 Aducción

Es una tubería de acero de 8" de diámetro que transporta, a lo largo de 40 m aproximadamente, el agua cruda desde la cámara de derivación hasta el desarenador. La aducción cuenta con una válvula, una tee en la entrada al desarenador para disipación de energía y diferentes codos tanto horizontales como verticales. Además de estos accesorios la aducción cuenta con anclajes en cada codo.

### 2.1.4 Desarenador

Es un desarenador de flujo horizontal que se diseñó para remover partículas de arena de diámetro mayor o igual a 0,1 mm a una temperatura de 4°C. El caudal de diseño del desarenador corresponde al Caudal Máximo Diario igual a 14,52 L/s.

El desarenador consta de cuatro zonas húmedas: entrada, desarenado, salida y lodos.

- Zona de entrada: el agua ingresa a esta cámara a través de una tubería en tee y pasa a la cámara siguiente por una pantalla perforada que distribuye el flujo uniformemente en la sección transversal. Esta zona cuenta también con un vertedero de excesos que asegura que el caudal que pasa por la pantalla perforada no supera el caudal máximo de diseño.
- Zona de desarenado: después del paso del agua a través de la pantalla perforada, el flujo cruza la zona de desarenado donde se produce la sedimentación. La velocidad de sedimentación de la partícula crítica de diseño es 0,62 cm/s.
- Zona de salida: el flujo ingresa a esta cámara por debajo de una pantalla superior de retención de elementos flotantes y asciende nuevamente realizando un movimiento en forma de caracol, pasa sobre un vertedero de cresta delgada para salir finalmente por una tubería de 8" de diámetro.
- Zona de lodos: comienza en el fondo de la zona de entrada y desciende con una pendiente de 5,7% hasta llegar a una distancia horizontal de 3,30 m, donde se forma una brecha en la que se encuentra la tubería de lavado. El perfil del fondo asciende nuevamente con una pendiente de 5,5% una distancia horizontal de 3,90 m.

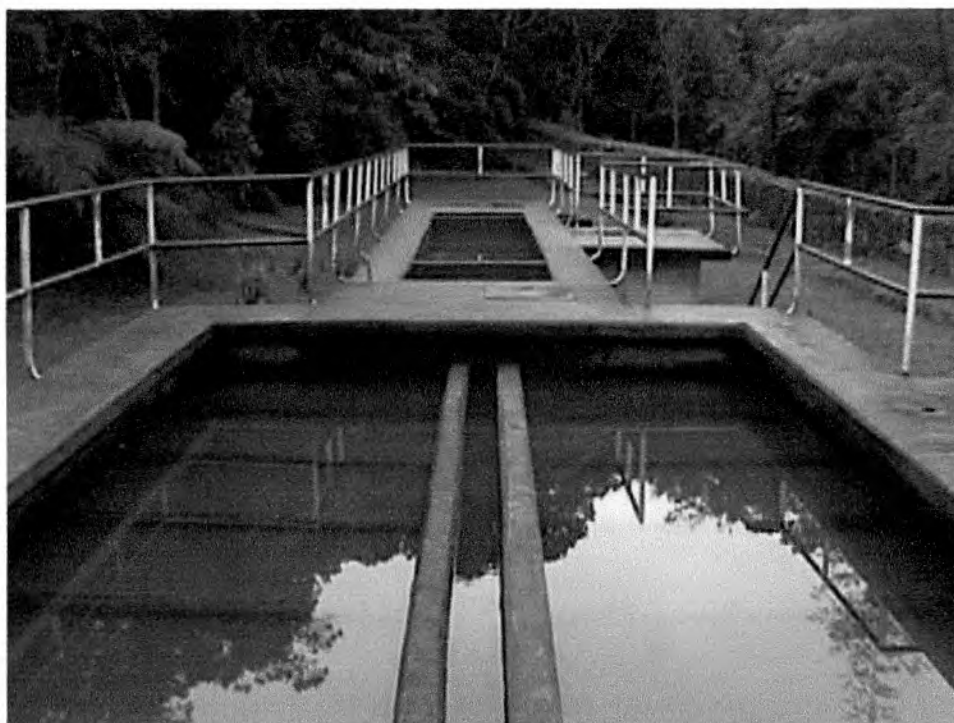
Además de las zonas húmedas, el desarenador cuenta con tres cámaras secas. La primera se ubica antes de la cámara de entrada y en ella se localizan una válvula de control y la tee para la salida del bypass; la segunda se localiza aproximadamente en la mitad del desarenador; a ella llega la tubería de lavado de la zona de lodos y sale hacia la quebrada con 8" de diámetro. La tercera cámara se ubica al final del desarenador y a ella llega un ramal del bypass (el otro sigue hasta el final del prefiltro).

### 2.1.5 Prefiltro

Después del vertedero del desarenador, el agua pasa a través de una tubería de acero de 8" de diámetro hasta llegar al tanque de prefiltro, desde donde asciende a través de un falso



fondo de bloques de concreto, luego por 10 cm de cascajo grueso, posteriormente por 20 cm de cascajo medio y finalmente por 30 cm de cascajo fino o arenón. El agua prefiltrada se recoge mediante 10 tuberías (5 a cada lado del eje longitudinal del prefiltro) de acero de 6" de diámetro perforadas en la parte superior (llamadas flautas). Cada tubo conduce el agua a una canaleta central de 20 cm de ancho, que la lleva a un pequeño compartimiento desde donde sale la tubería hacia el tanque de succión, esta tubería tiene una longitud aproximada de 285 m.



Desarenador y prefiltro del acueducto Multiveredal Santa Elena

#### 2.1.6 Tanque de succión

Este tanque tiene una capacidad de 31 m<sup>3</sup> y un volumen útil de 17,6 m<sup>3</sup>. El caudal de entrada al tanque es 14,5 L/s, y el de salida es 15,1 L/s correspondiente al caudal al que trabajan las bombas. Cuando el tanque se llena y las bombas no están en funcionamiento existe un sistema de rebose de diámetro 6" que evacua el agua que llega desde el desarenador y la devuelve a la quebrada.

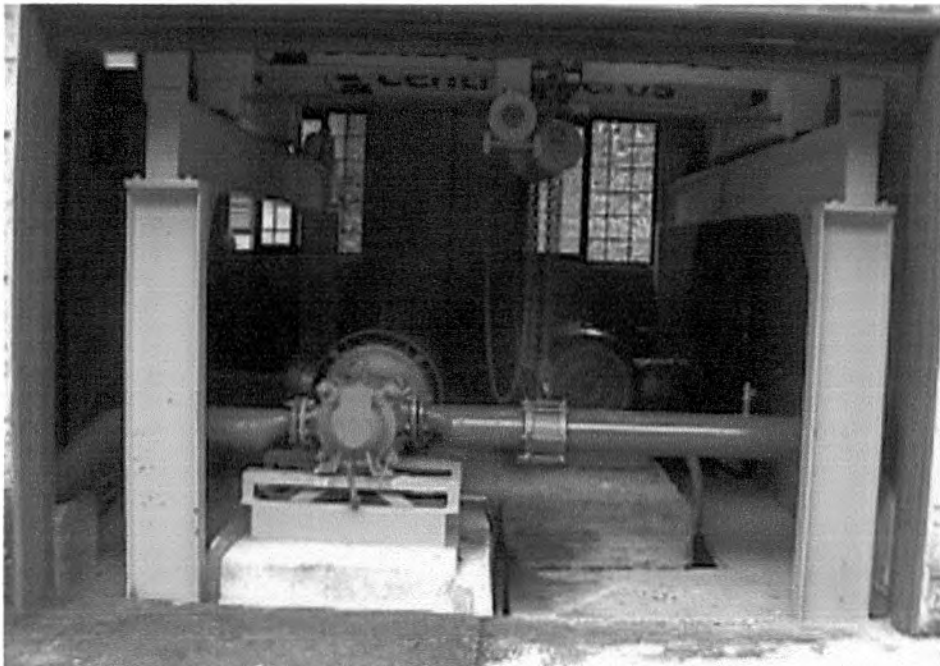
#### 2.1.7 Bombeo

El bombeo se realiza con el fin de impulsar el agua cruda desde el tanque de succión hasta los tanques de quietamiento de la planta de tratamiento; para esto se necesita vencer una cabeza dinámica de 180 m de los cuales 159 m son por diferencia de cotas y el resto son por pérdidas de energía. La caseta donde se encuentran las bombas es una estructura en concreto

en la que se alojan 2 bombas centrífugas multietapas que trabajan alternadamente y un puente-grúa metálico.

En la actualidad el bombeo opera aproximadamente siete horas diarias\*, repartidas en tres turnos, es decir una de las bombas se prende dos veces al día y la otra una sola vez al día.

Ambas bombas son de entrada radial y salida horizontal, cada una trabaja con una potencia de 125 hp a 3.565 rpm. Actualmente operan con tres etapas y cada una tiene la posibilidad de aumentar su capacidad de trabajo adicionando etapas sin tener que cambiar la carcasa. Las bombas tienen una eficiencia de 70%.



Caseta de bombeo del acueducto Multiveredal Santa Elena

#### 2.1.8 Impulsión

El agua se conduce del bombeo a los tanques de aquietamiento por medio de una tubería de 6" de diámetro y una longitud de 1.786 m aproximadamente.

A lo largo de la impulsión se encuentran los siguientes accesorios: válvulas de purga de compuerta elástica y ventosa de doble cámara ubicadas estratégicamente en los puntos más bajos y más altos respectivamente, con el fin de hacer limpieza de los sedimentos en la tubería y evitar la acumulación de aire en la impulsión.

---

\* Según testimonio de los fontaneros del acueducto.

### 2.1.9 Planta de tratamiento

La planta de tratamiento convencional, está ubicada en el alto de la Yegua a 2.660 msnm, tiene una capacidad de 20 L/s según el manual de diseño; sin embargo, aforos realizados por los fontaneros de la planta dan como resultado que la capacidad es de 12,6 L/s.

A continuación se describen los tanques de aquietamiento, los floculadores y sedimentadores, los filtros y la canaleta **Parshall** que constituyen la planta de tratamiento.

- Tanques de aquietamiento: son tres tanques de fibra de vidrio que tienen, entre los tres, una capacidad de 72 m<sup>3</sup> donde se recibe por el fondo el agua bombeada a una rata de 15,1 L/s, y entregan un caudal regulado de 12,6 L/s.
- Floculadores y sedimentadores: el agua sale de los tanques de aquietamiento y se dirige hacia una caseta en la que le adiciona el sulfato de aluminio; posteriormente llega a dos tanques floculadores de 2 m de diámetro y 2 m de altura. En estos tanques los coloides son neutralizados formando **floc**, con el fin de que se sedimenten. Luego el agua pasa a dos tanques sedimentadores de alta tasa inclinados 60° con respecto a la horizontal.
- Filtros: posteriormente el agua circula de forma descendente a lo largo de cuatro filtros, atravesando 30 cm de grava de soporte, 40 cm de arena de retención y 60 cm de antracita para pasar luego a la canaleta **Parshall**.
- Canaleta **Parshall**: en ésta se afora el caudal y se realiza la adición de cloro por medio de una tubería de ½” de diámetro perforada cada 0,05 m con orificios de 1/8”.



Tanques sedimentadores

Tanques floculadores

Tanques de aquietamiento

### 2.1.10 Tanque de almacenamiento.

Está compuesto por dos módulos independientes cada uno con capacidad para 200 m<sup>3</sup>, para un total de 400 m<sup>3</sup>.

## 2.2 ACUEDUCTO MULTIVEREDAL PLAN – LLANO

El acueducto Multiveredal Plan – Llano está en operación desde 1993 y actualmente abastece 470 usuarios de las veredas El Plan y El Llano, 27 de La Meseta y 105 de Perico. En la Figura 2 se presenta el esquema del acueducto.

El agua se capta de la quebrada San Pedro mediante una bocatoma de fondo que tiene una rejilla inclinada de 53 cm x 36 cm. Ésta se encuentra sobre una estructura de concreto separada del terreno por muros de 1 m de altura a partir del fondo del cauce.



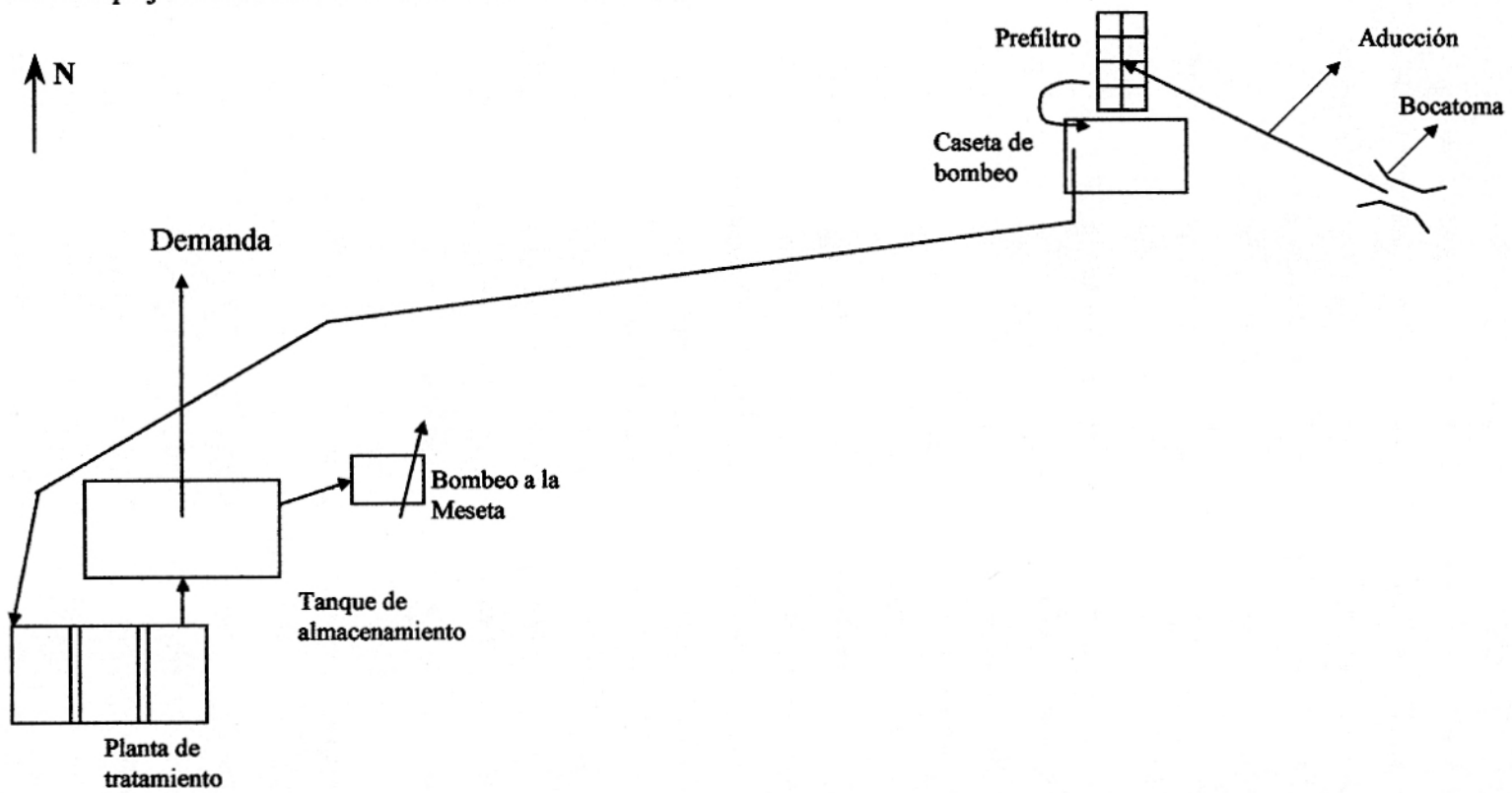
Bocatoma del acueducto Multiveredal Plan-Llano

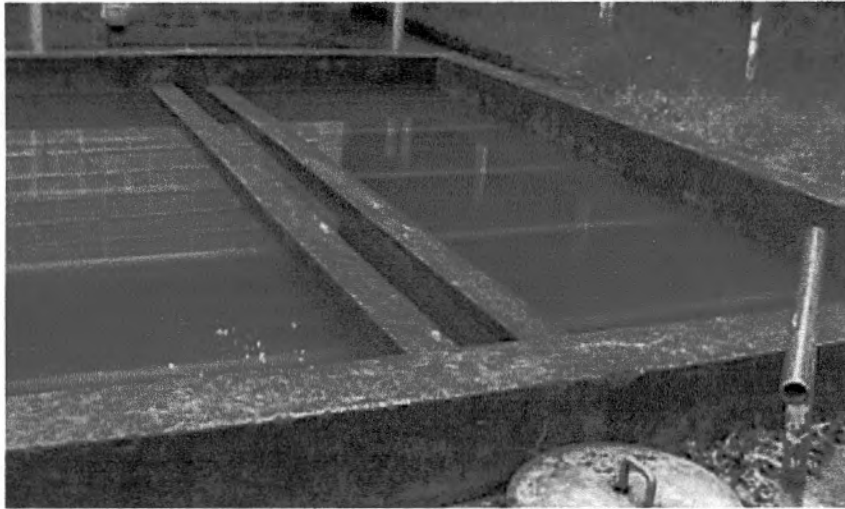
El agua captada sale por una tubería de 6” de diámetro, que luego presenta una reducción hasta llegar a un diámetro de 4” con la que entra al prefiltro. La longitud total de la aducción es aproximadamente de 134 m.

Anteriormente se tenía un desarenador al que llegaba el agua captada; sin embargo, desde finales de 1997 no está en uso y es utilizado como tanque de succión para las bombas.

A partir de 1997 la aducción llega a un prefiltro que tiene 5 m de largo y 4 m de ancho. El agua ingresa por la parte inferior del tanque del prefiltro y atraviesa un lecho de grava de aproximadamente 60 cm; después pasa por unas flautas que se unen en una canaleta central para luego dirigirse al tanque de succión.

Figura 2. Bosquejo del acueducto de Multiveredal Plan-Llano





Prefiltro del acueducto Multiveredal Plan-Llano

El volumen útil del tanque de succión comprende el volumen del tanque de succión, del desarenador y del volumen del prefiltro; el volumen útil total es  $9,6 \text{ m}^3$ .

El bombeo de este sistema funciona de forma automática según el nivel en el tanque de succión y necesita vencer una cabeza de 236 m. Para dicho bombeo se cuenta con dos bombas multietapas con cinco etapas, que tienen 60 hp y trabajan a 3545 rpm. Cada bomba tiene una capacidad de diseño de 8 L/s; sin embargo, aforos realizados a la llegada a la planta de tratamiento muestran que se está bombeando 5,2 L/s durante aproximadamente 20 horas.



Bombeo del acueducto Multiveredal Plan-Llano



La impulsión se realiza mediante una tubería que tiene una longitud aproximada de 2.160 m y un diámetro de 4", hasta llegar al alto donde se encuentran la planta de tratamiento y el tanque de almacenamiento. El agua llega a un vertedero y posteriormente pasa a la planta de tratamiento.

El acueducto cuenta con una planta de filtración lenta, que está compuesta por tres módulos de los cuales sólo dos han estado funcionando desde el principio, el tercero empezó a funcionar en octubre de 2001, cuando se unieron al sistema las veredas de Perico y La Meseta. Los tres módulos trabajan simultáneamente. De los 2,3 m de profundidad 90 cm son de arena y 30 cm de triturado. La capacidad máxima de cada filtro es 4 L/s cuando éste acaba de ser limpiado; sin embargo, estos filtros se colmatan rápidamente y la capacidad baja a más o menos hasta 1,5 L/s.



Planta de tratamiento del acueducto Multiveredal Plan-Llano

A la salida de los filtros se encuentra otro vertedero para regular la capacidad de estos y para determinar la dosificación de cloro. Desde este vertedero el agua ingresa al tanque de almacenamiento mediante una tubería de 6" de diámetro.

El tanque de almacenamiento se encuentra contiguo a la planta de tratamiento y tiene una capacidad de 140 m<sup>3</sup>. Tiene dos tuberías de salida: la que surte a la vereda El Plan (PVC 4") y la que surte a la vereda El Llano (PVC 3").

A partir de octubre de 2001 se incluyeron otras dos salidas del tanque de almacenamiento para la vereda La Meseta (PCV 2") y la vereda Perico (PVC 4").

La distribución para las veredas Plan, Llano y Perico se hace por gravedad, mientras que para la vereda La Meseta se tiene un bombeo que consta de dos bombas centrífugas que trabajan a 3.520 rpm y bombean 1,5 L/s durante aproximadamente tres horas.

Según el fontanero el punto crítico de este acueducto es el tanque de almacenamiento ya que parece insuficiente para atender la demanda. El sistema nunca ha tenido que ser suspendido por deficiencia de agua; sin embargo, ha tenido interrupciones en invierno debido a que el agua tiene mucha turbiedad y colmata la planta, o a que descargas eléctricas producen cortes de energía que imposibilitan el bombeo.



Tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Plan-Llano

### 2.3 ACUEDUCTO LAS FLORES

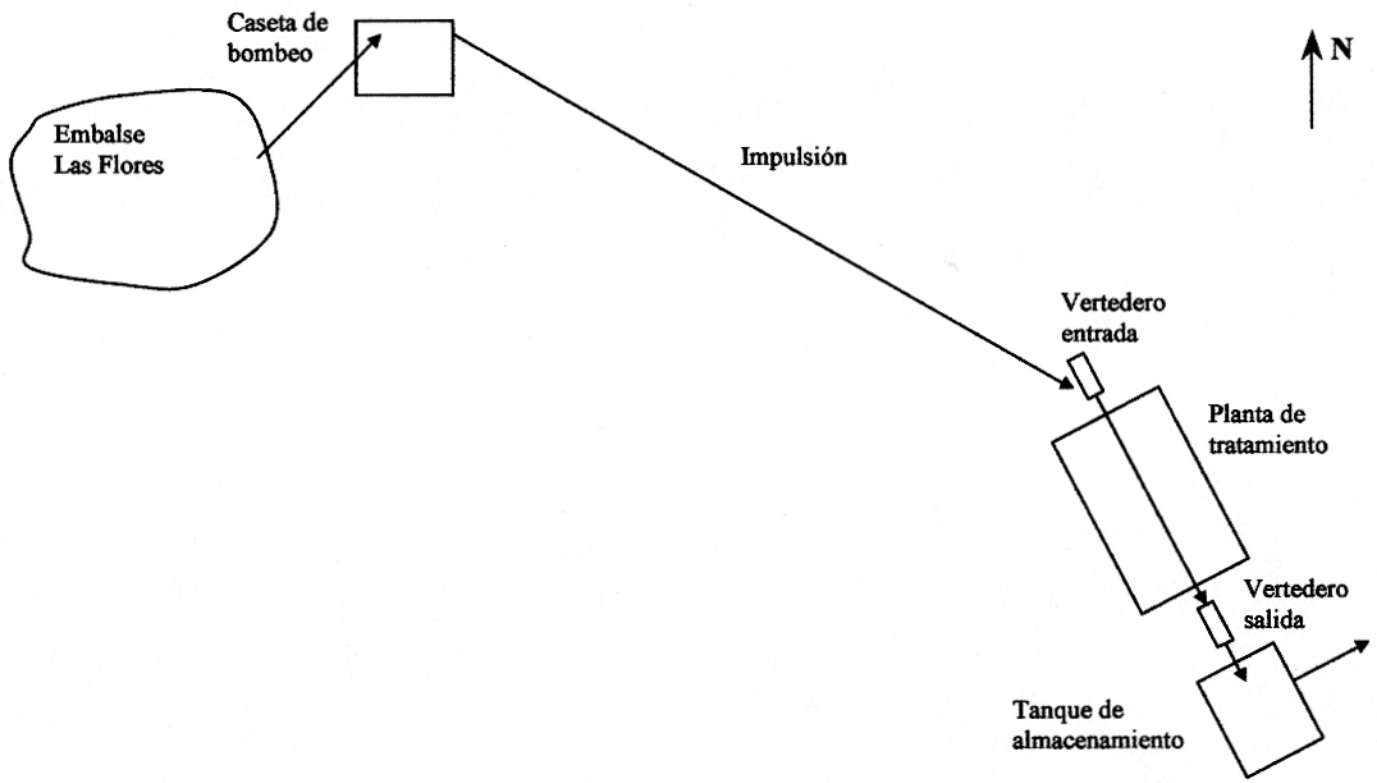
Este sistema de acueducto abastece actualmente 159 usuarios de la vereda Piedra Gorda y está en funcionamiento desde 1996. En la Figura 3 se muestra el esquema del sistema.

El acueducto es abastecido por la quebrada Chiqueros que tiene un caudal medio de 1,5 L/s. Para la captación se construyó un embalse mediante una presa de tierra revestida por una placa de concreto, con una capacidad de almacenamiento de 2.500 m<sup>3</sup>.

El embalse cuenta con un vertedero **morning glory** para controlar el nivel del agua en el embalse, que devuelve el agua al cauce original de la quebrada Chiqueros.

La toma del agua se hace por medio de una torre vertical. El agua captada va por una tubería de 3" hasta la caseta de bombeo, en donde se encuentran 2 bombas de una sola etapa, de 18 hp de potencia, a 3600 rpm, que proporcionan una cabeza hidráulica de 89 m y bombean un caudal 4 L/s.

Figura 3. Bosquejo del acueducto Las Flores



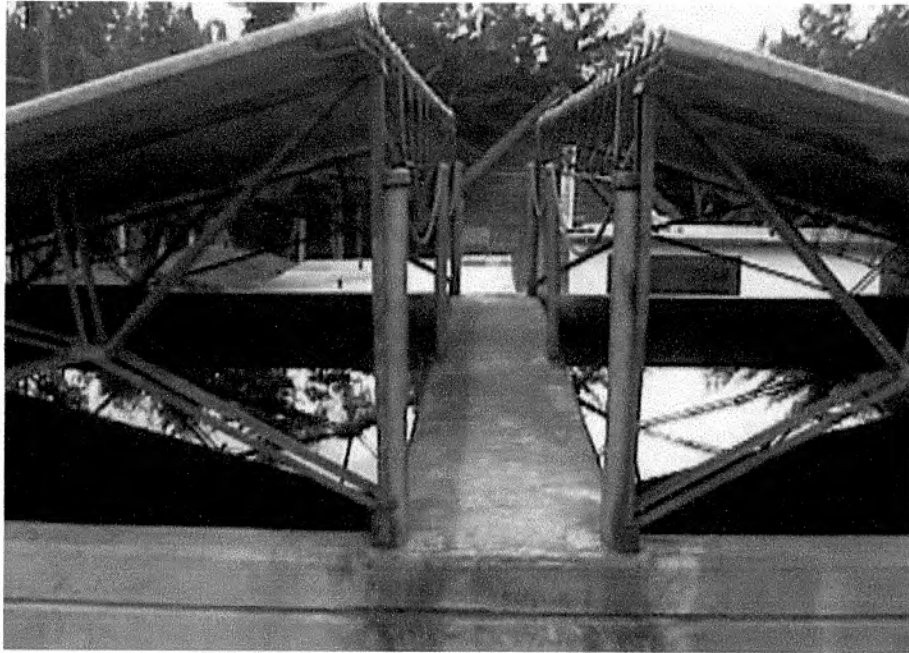


Embalse Las Flores, vereda Piedra Gorda

Las bombas funcionan de forma automática según el nivel de la planta de tratamiento que es regulado por una válvula de flotador.

La impulsión se hace por una tubería de PVC de 3" de diámetro hasta la planta de tratamiento que se encuentra a aproximadamente 975 m de distancia y a un desnivel de 68 m. El agua bombeada llega a un vertedero rectangular de cresta delgada y posteriormente pasa a la planta de tratamiento que consiste en una filtración lenta de forma descendente compuesta por dos módulos que trabajan alternadamente y tiene capacidad de 4 L/s. Dichos módulos tienen un lecho filtrante compuesto por 30 cm de triturado y 85 cm de arena. Desde estos módulos salen dos tuberías, una que va al vertedero de salida y otra que sirve para el mantenimiento de los tanques.

En el vertedero de salida se realiza la cloración y posteriormente el agua pasa al tanque de almacenamiento, que es una estructura de concreto con una capacidad para almacenar 75 m<sup>3</sup> de agua. Desde este tanque se desprende la red de distribución hacia la vereda Piedra Gorda.



Planta de tratamiento del acueducto Las Flores

## 2.4 ACUEDUCTO MAZO

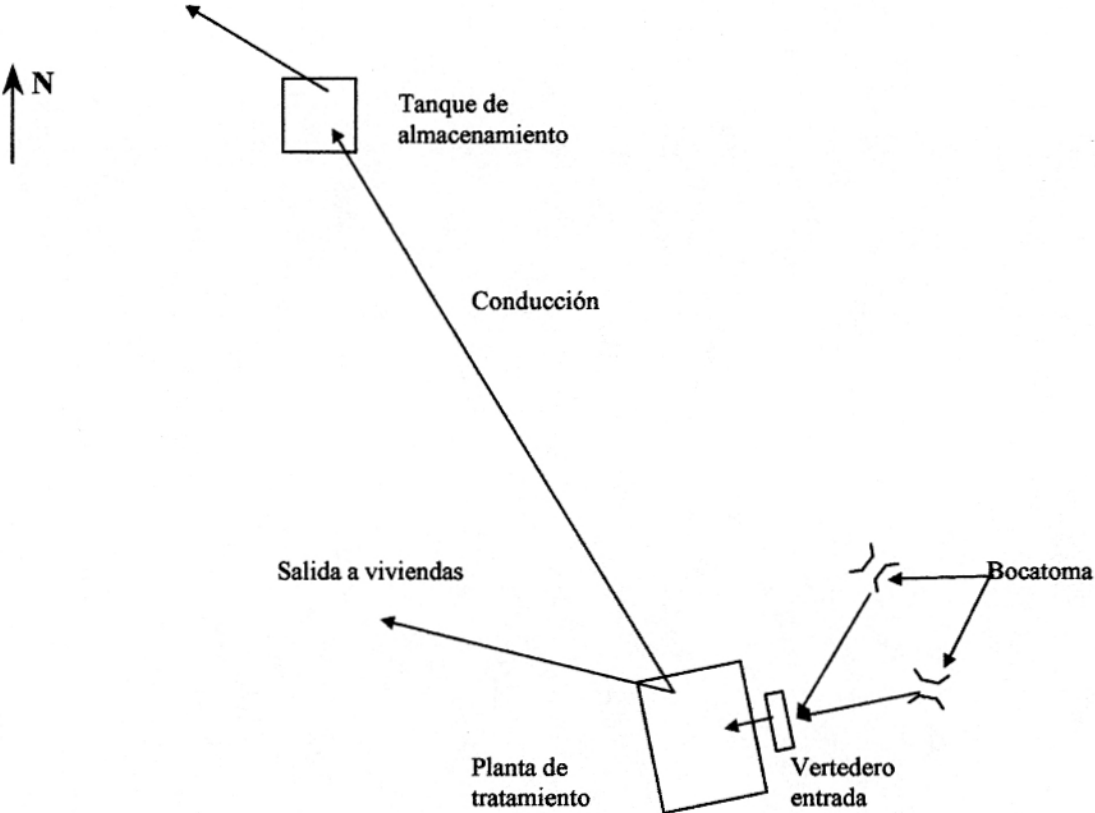
El acueducto de Mazo suministra agua potable a 103 viviendas de la vereda Mazo, mediante un sistema que trabaja por gravedad. Este acueducto está funcionando desde 1994. En la Figura 4 se presenta un bosquejo del acueducto.

En la actualidad se presentan algunos problemas de presión en las viviendas cercanas al tanque de almacenamiento, que próximamente serán solucionados mediante la instalación de un sistema hidroneumático.

El agua se capta en un principio de la quebrada San Roque desde donde se conduce a una segunda bocatoma que se encuentra a 30 m de la primera. El agua captada en la segunda bocatoma proviene de una quebrada que se conoce en la región como La del Medio. Técnicamente esta quebrada se conoce como Afluente derecho, mientras que la otra se conoce como Afluente izquierdo.

Las dos bocatomas son de fondo y tienen una rejilla de 30 cm en la dirección del flujo y de 40 cm trasversal a éste, con varillas cilíndricas ubicadas en la dirección del flujo.

Figura 4. Bosquejo del acueducto de Mazo







Bocatoma en el afluente derecho del acueducto de Mazo



Bocatoma en el afluente izquierdo del acueducto de Mazo

Posteriormente el agua captada es conducida al desarenador por medio de una tubería de 4" de diámetro y 10 m de longitud aproximadamente. El desarenador está compuesto por dos cámaras, separadas por una pantalla perforada en la parte inferior. El agua ingresa por la parte superior de la primera cámara donde desciende y pasa a la segunda cámara por debajo

de la pantalla, para luego ascender hacia la tubería que va a la planta de tratamiento. Este movimiento del flujo permite que se sedimenten ciertas partículas.

La conducción a la planta de tratamiento se hace mediante una tubería de 4" de diámetro con una longitud de 40 m. La tubería entra a un tanque de llegada ubicado antes del filtro lento, desde donde sale un **bypass** que permite que el agua pase directamente al tanque de almacenamiento sin tener que entrar a la planta de tratamiento para utilizarse cuando ésta esté en mantenimiento.

La planta de tratamiento consiste en un filtro lento de flujo descendente compuesto por dos módulos iguales que funcionan alternadamente y cada uno tiene una capacidad de 2,5 L/s. Cada módulo contiene 1,2 m de triturado y arena para la filtración. El flujo atraviesa el lecho filtrante para posteriormente pasar a un pequeño tanque que tiene en su extremo final un vertedero rectangular de cresta delgada que permite medir el caudal que continua hacia la conducción. Desde dicho vertedero salen dos tuberías: una hacia los tanques de almacenamiento y otra, en PVC de 2" de diámetro, que sale directamente hacia 11 casas.



Planta de tratamiento del acueducto de Mazo

En abril de 2002 se construyó un tanque de almacenamiento contiguo al filtro con una capacidad de 28,5 m<sup>3</sup>, con el fin de aumentar la capacidad de almacenamiento del sistema del acueducto. Sin embargo no se ha determinado la fecha en que entrará en operación.

En el sistema de acueducto de Mazo no se adiciona cloro debido a que se considera un gasto de dinero innecesario al tener en cuenta que se presentan fugas, que en principio se consideraban pérdidas técnicas significativas y que al consultar más a fondo con las personas de la zona se encontró que se debían a pérdidas ilegales a lo largo de la conducción.

La conducción del vertedero al tanque de almacenamiento se hace mediante una tubería de PVC de 5" de diámetro que tiene una reducción a 4" y posteriormente otra a 2 ½", diámetro con el que entra al tanque. La longitud total de la conducción es de aproximadamente 1 km.

El acueducto cuenta con dos tanques de almacenamiento con capacidades de 32 m<sup>3</sup> y 28 m<sup>3</sup>, ubicados en el borde de la carretera principal. La conducción entra al primero y de ahí el agua pasa al segundo desde donde se desprende la red de distribución, que sale del tanque con una tubería de PVC de 3".



Tanques de almacenamiento viejos del acueducto de Mazo



Nuevo tanque de almacenamiento contiguo a la planta de tratamiento. Acueducto de Mazo

### **3. ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE LA DEMANDA**

#### **3.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES**

##### **3.1.1 Proyección de usuarios**

La proyección de usuarios corresponde a la estimación de acometidas o viviendas que atiende el acueducto durante su vida útil; el número de usuarios proyectados junto con el consumo de agua potable esperado y la condición socioeconómica de los mismos, son los factores básicos que determinan la demanda del proyecto.

Los acueductos a estudiar disponen de los datos históricos de usuarios, en la mayoría de los casos desde su inicio, lo cual permite ajustar su curva de proyección de usuarios durante el tiempo, de tal forma que presenten la mayor correlación posible y que preferiblemente los últimos puntos o datos sean los más ajustados a la misma. Lo anterior se logró, en este estudio, generando curvas de tendencias de diferentes tipos hasta encontrar aquella que cumpliera, de la mejor manera, los criterios mencionados.

El comportamiento general de del número de usuarios durante la vida útil de un proyecto de acueducto, según las tasas de crecimiento de la población rural Colombiana y de Medellín\*, muestra un crecimiento elevado en los dos primeros años, denominado crecimiento inducido por la construcción, y un crecimiento del 2% anual en los demás años del periodo de diseño. Sin embargo, el crecimiento correspondiente al proyecto que se evalúa en este trabajo, exceptuando las veredas Perico y La Meseta, no tiene en cuenta un crecimiento mayor en los primeros años, ya que los usuarios han sido conectados anteriormente y ya han sufrido el efecto causado por la construcción del acueducto. Por otro lado, el 2% anual sólo se utiliza como tasa de crecimiento de las veredas involucradas en los casos en que no se conozcan registros precisos y confiables o cuando el crecimiento histórico encontrado sea menor a este valor.

El procedimiento a seguir para la proyección de usuarios en los diferentes sistemas fue el siguiente:

- Para los sistemas de acueducto Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano, Las Flores y Mazo el procedimiento fue el mismo, con base en la tendencia de crecimiento de usuarios (prácticamente desde el inicio de los sistemas) como se describe al comienzo de este numeral. Se establecen cuatro periodos de diseño para estimar el número de usuarios con las ecuaciones recomendadas,

---

\* Con base en los registros del Servicio Seccional de Salud y en los censos de población.

$$y = f(x)$$

donde:

y: Usuarios a proyectar en un año determinado.

x: Año hacia el cual se desea proyectar el número de usuarios.

Los datos históricos de usuarios, gráficos de ajuste y sus análisis, se presentan en: Figura 5, Figura 6, Figura 7 y Figura 8.

Se calculó la proyección de usuarios para las veredas Perico y La Meseta bajo el método geométrico recomendado, entre otros, por el RAS<sup>1</sup> para niveles de complejidad bajo, medio, medio-alto y alto dentro de los cuales se supone que se encuentran los sistemas de acueducto en estudio. Este método fue utilizado por EEPPM para la ampliación del sistema Plan- Llano con el fin de abastecer estas veredas.

En el método de cálculo geométrico se emplea la siguiente ecuación:

$$N_v = n \cdot (1 + R_i) \cdot (1 + R)^{(T - T_i)}$$

donde:

$N_v$ : Usuarios para el período de diseño

$n$ : Usuarios actuales

$R_i$ : Tasa de crecimiento inducido por la construcción del sistema

$R$ : Tasa de crecimiento geométrico ( $R$ )<sup>1</sup>

$T$ : (años) Período de diseño en años

$T_i$ : (años) Años de crecimiento inducido

En la Tabla 1 se presentan los resultados para varios períodos de diseño.

En la Tabla 2 se muestra el resumen de las proyecciones de usuarios de todas las veredas para varios períodos de diseño, con el fin de obtener información que más adelante permite la determinación del período de diseño definitivo.

---

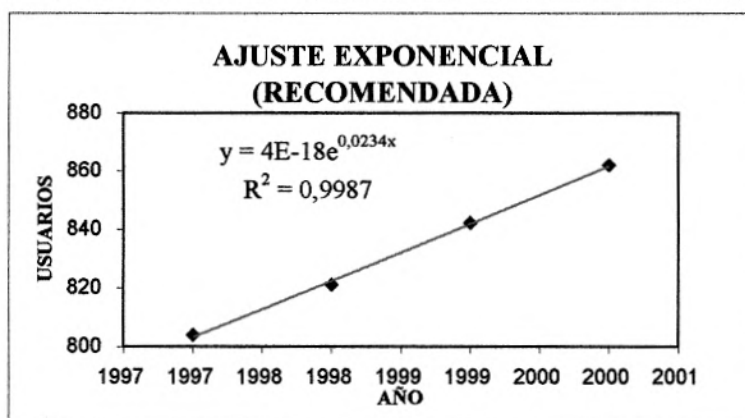
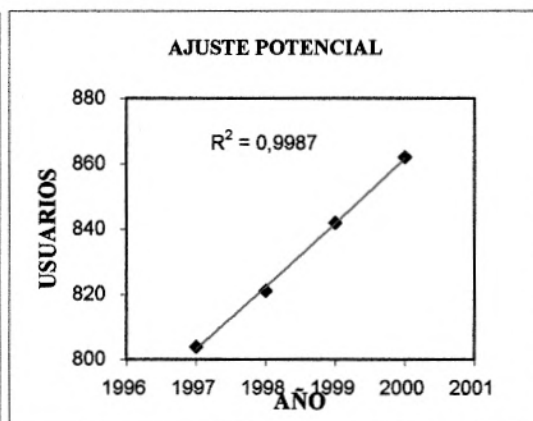
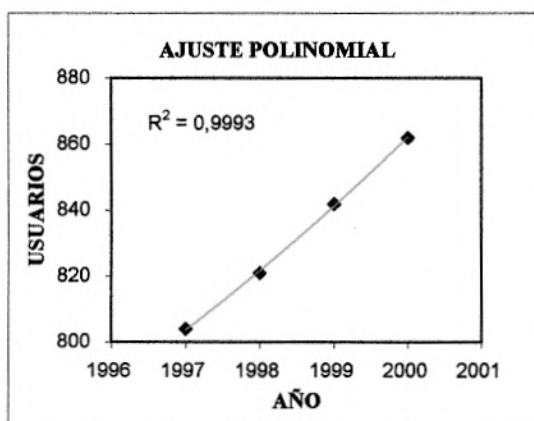
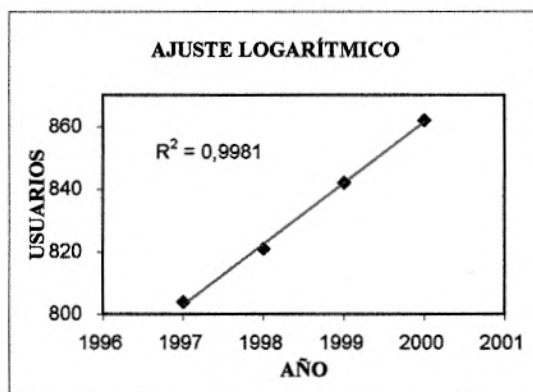
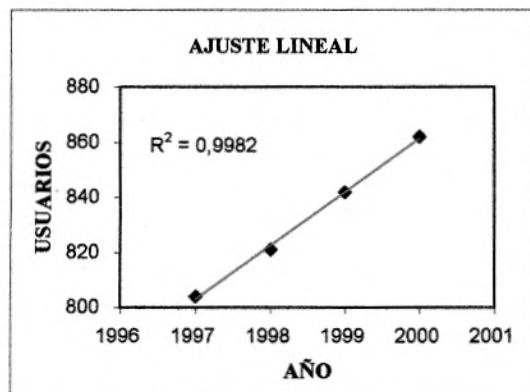
<sup>1</sup> artículo B,2,2,4 RAS

<sup>1</sup> Crecimiento de población rural Colombiana: Servicio Seccional de Salud



Figura 5. Ajuste de datos históricos de usuarios acueducto Multiveredal Santa Elena

AÑO	1997	1998	1999	2000
USUARIOS	804	821	842	862

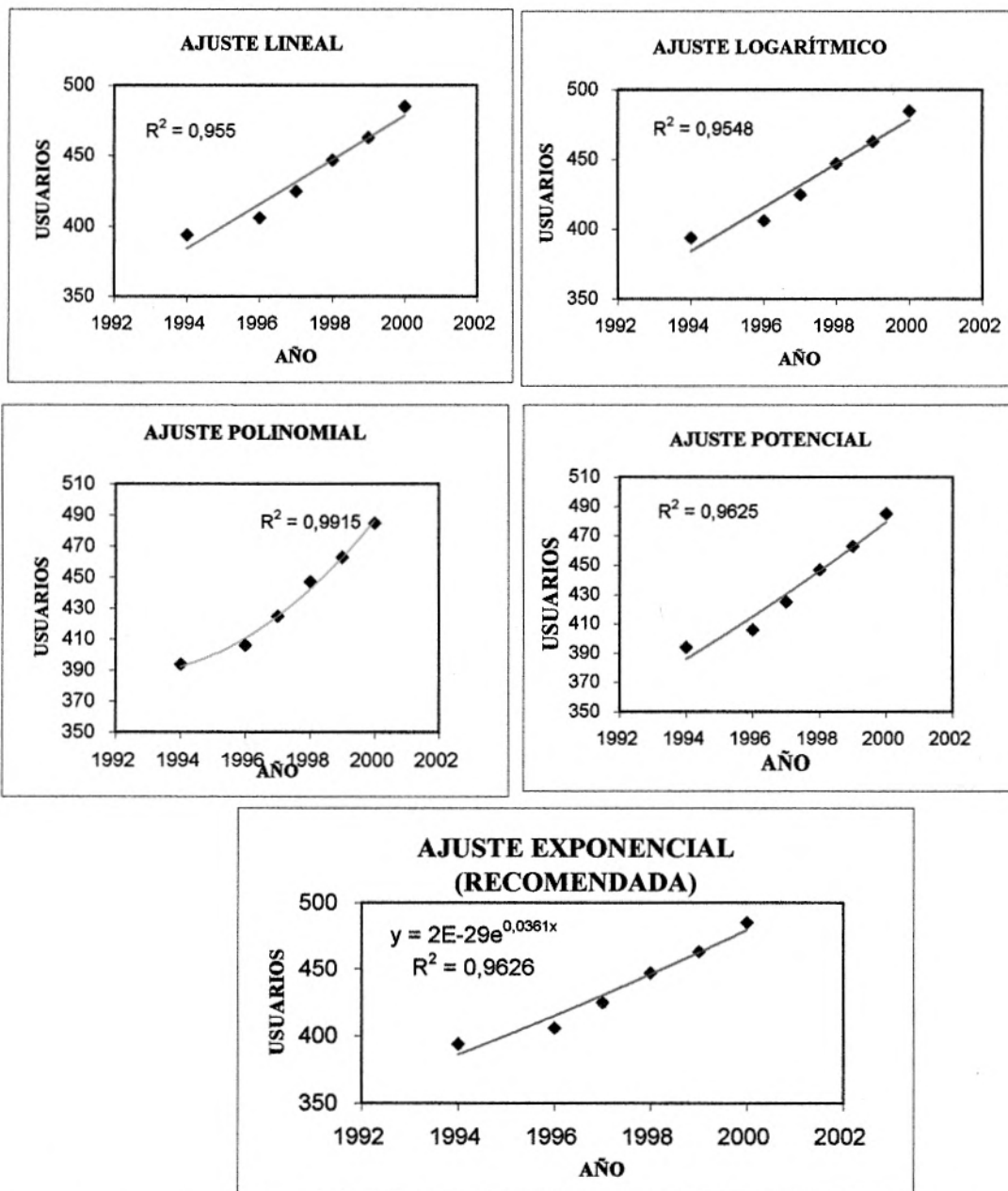


A pesar de que el ajuste polinomial tiene la mayor correlación, no tiene el mejor ajuste al último dato y por esto se escogió el ajuste exponencial que cumple con buena correlación y ajuste al último punto. La ecuación de la curva es  $y = 4E-18e^{0,0234x}$



Figura 6. Ajuste de datos históricos del Acueducto Multiveredal Plan-Llano

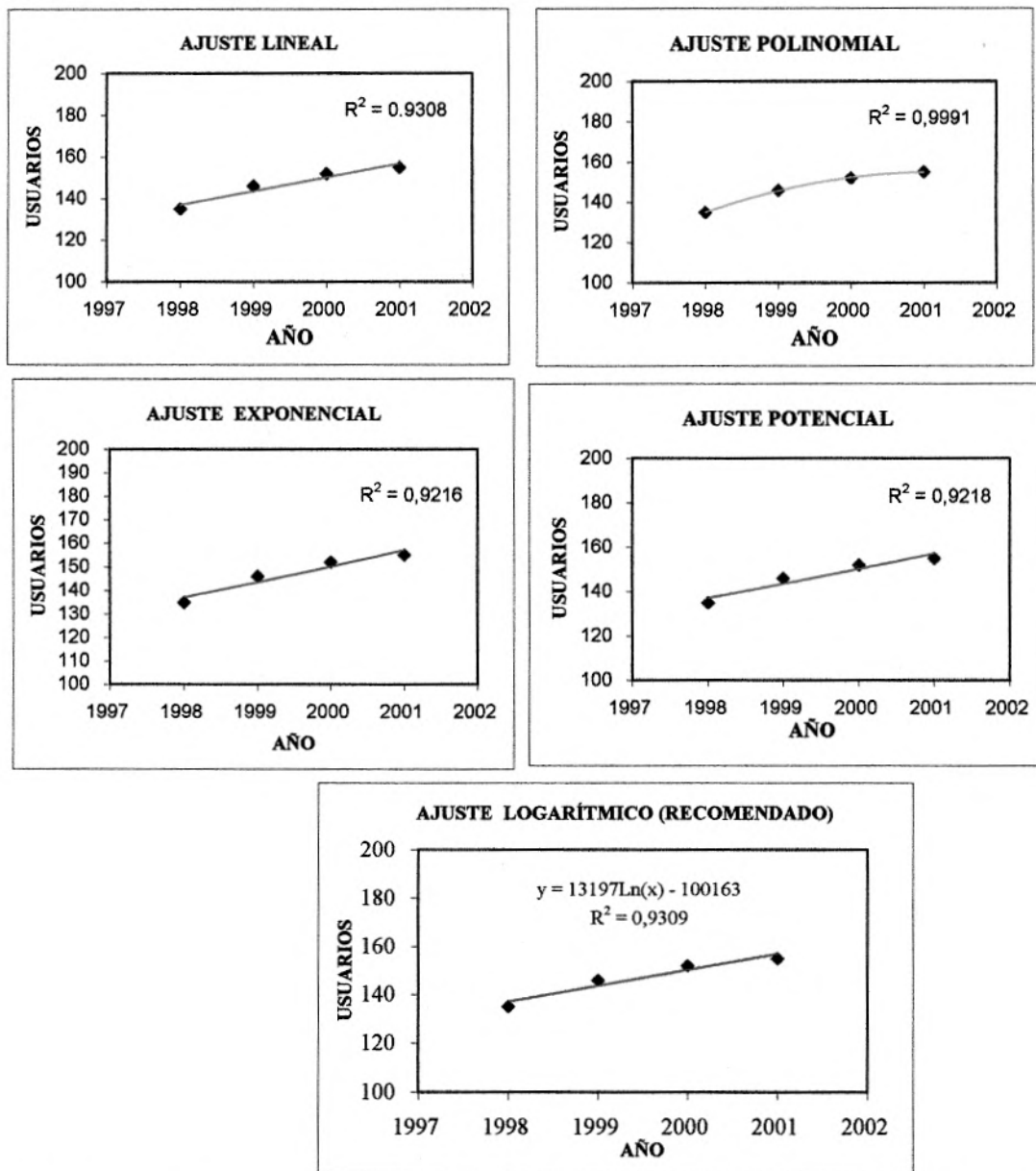
AÑO	1994	1996	1997	1998	1999	2000
USUARIOS	394	406	425	447	463	485



La curva de tendencia polinomial grado 2 tiene la mayor correlación y el mejor ajuste a los últimos puntos pero su crecimiento es brusco en el futuro y por esto va a utilizar la ecuación exponencial:  $y = 2.185E-29EXP(0.036x)$

Figura 7. Ajuste de datos históricos de usuarios del acueducto Las Flores

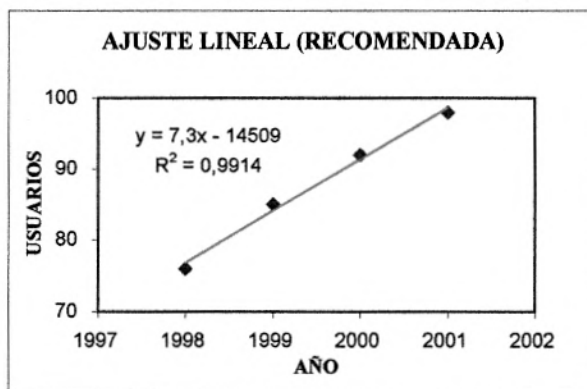
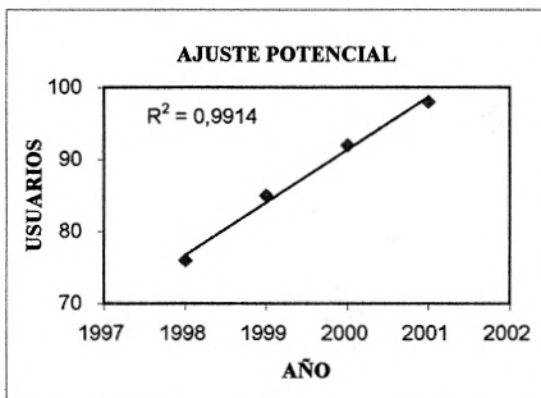
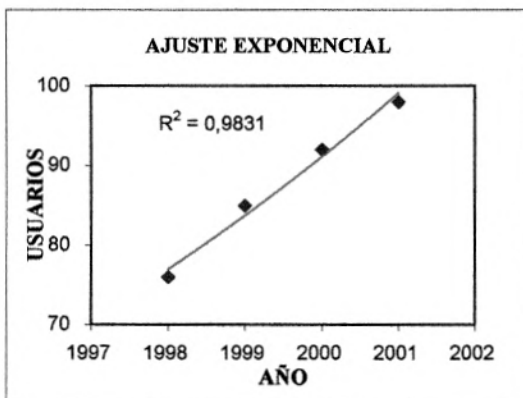
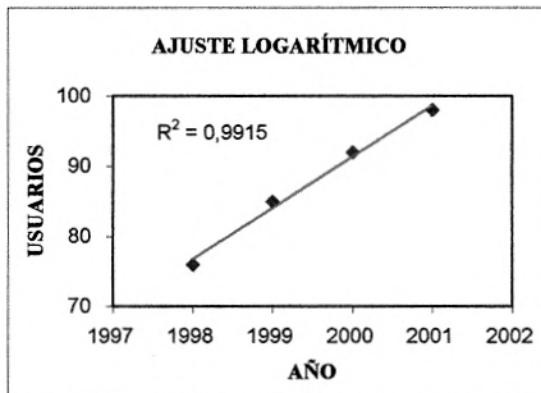
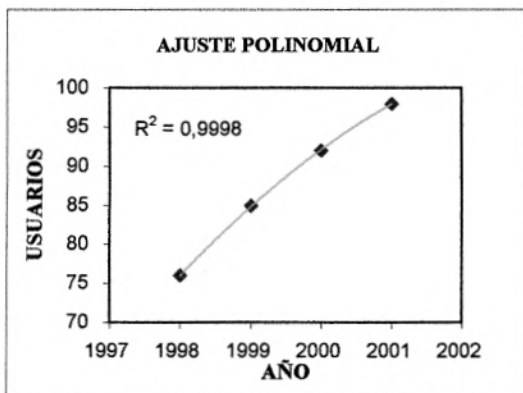
AÑO	1998	1999	2000	2001
USUARIOS	135	146	152	155



La línea de tendencia polinomial a pesar de ser la más ajustada a los datos, tiende a decrecer bruscamente; comportamiento que no representa el crecimiento poblacional usual de una vereda, y por consecuencia, de usuarios del acueducto. Se utiliza entonces para la proyección de usuarios el ajuste logarítmico. Su ecuación es:  $y = 13197.50\text{Ln}(x) - 100162.58$

Figura 8. Ajuste a datos históricos de usuarios del acueducto de la vereda Mazo

AÑO	1998	1999	2000	2001
USUARIOS	76	85	92	98



Al igual que el caso de Piedra Gorda la curva polinomial cumple con las características para la proyección de usuarios pero decrece bruscamente en el futuro. Debido a lo anterior se utiliza la tendencia lineal para la proyección de usuarios que después de la polinomial es la que mas se ajusta a los datos. La ecuación es:  $y = 7.3x - 14509$

Tabla 1. Proyección de usuarios de los sistemas de acueducto de las veredas Perico y La Meseta

VARIABLE	PERICO	LA MESETA
n	162	38
$R_i$	0,30	0,30
$T_i$ (años)	2	2
$T_1$ (años)	5	5
$T_2$ (años)	10	10
$T_3$ (años)	15	15
$T_4$ (años)	20	20
R	0,02	0,02
$Nv_1$	223	49
$Nv_2$	247	55
$Nv_3$	272	60
$Nv_4$	301	66

Donde:

$n$  : Usuarios actuales (año 2000)

$R_i$ : Tasa de crecimiento inducido por la construcción del sistema

$T_i$ : (años) Años de crecimiento inducido

$T_1$ : (años) Período de diseño 1 en años (año 2000-año 2005)

$T_2$ : (años) Período de diseño 2 en años (año 2000-año 2010)

$T_3$ : (años) Período de diseño 3 en años (año 2000-año 2015)

$T_4$ : (años) Período de diseño 4 en años (año 2000-año 2020)

$R$  : Tasa de crecimiento geométrico ( $R$ )<sup>1</sup>

$Nv_1$  : Usuarios para el período de diseño 1

$Nv_2$  : Usuarios para el período de diseño 2

$Nv_3$  : Usuarios para el período de diseño 3

<sup>1</sup> Crecimiento de población rural Colombiana: Servicio Seccional de Salud

Nv<sub>4</sub> : Usuarios para el período de diseño 4

Tabla 2. Proyección de usuarios de cada sistema para diferentes períodos de diseño

<b>SISTEMA</b>	<b>Actual Año 2002</b>	<b>Período de diseño 1 Año 2005</b>	<b>Período de diseño 2 Año 2010</b>	<b>Período de diseño 3 Año 2015</b>	<b>Período de diseño 4 Año 2020</b>
Multiveredal Santa Elena	886	950	1068	1201	1350
Plan-Llano	515	574	688	824	987
Las Flores	163	183	216	249	282
Mazo	106	128	164	201	237
Perico	174	219	242	267	295
La Meseta	29	35	39	43	47

En los anexos ANEXO 1, ANEXO 2, ANEXO 3 y ANEXO 4 se presenta, para los sistemas con datos históricos, el análisis de crecimiento de usuarios hasta el año 2020 con su promedio ponderado, donde se puede observar que para todos los casos la tasa fue mayor al 2%. Lo anterior puede deberse a que el crecimiento inducido de los acueductos se presentó paulatinamente y no en el periodo de 2 años, como se considera para este tipo de acueductos; sin embargo esta tendencia registrada es la utilizada para la determinación de la demanda ya que de todos los conceptos este es el más aproximado al comportamiento real.

### 3.1.2 Determinación de los niveles de complejidad

El procedimiento que se presenta a continuación, se efectúa según el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. Se puede presentar una inconveniencia al utilizar este procedimiento para acueductos veredales dado que este sistema se ha aplicado para sistemas de acueductos urbano; sin embargo el RAS considera poblaciones del tamaño de las poblaciones de las zonas estudiadas, además considera niveles de complejidad bajo, características veredales típicas.

Para todo el territorio nacional se establecen los siguientes niveles de complejidad:

1. Bajo
2. Medio
3. Medio Alto
4. Alto

Esta clasificación es asignada al proyecto, según el número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido. Lo anterior con el fin de orientar los resultados a las condiciones locales de la zona y sus necesidades.

- Capacidad Económica de los usuarios

La evaluación de la capacidad económica de los usuarios se evalúa bien sea por los ingresos de los habitantes de la vereda o por la división estratigráfica de la misma. En este caso la capacidad económica se determina de acuerdo con los porcentajes de población en los diferentes estratos o según las características socioeconómicas de la población.

La clasificación es la siguiente:

1. Alta
2. Media-Alta
3. Media
4. Media-Baja
5. Baja

La población flotante para todas las zonas de evaluación constituye un factor importante al momento de evaluar la capacidad económica de los habitantes ya que gran parte de ésta es propietaria de fincas de recreo, lecheras y otras en menor proporción. No obstante lo anterior, el territorio donde se encuentran los acueductos a estudiar pertenece a una zona rural y semiurbana con una capacidad económica media de sus habitantes<sup>1</sup> y un nivel de ingresos menor que el de la zona urbana del municipio de Medellín.

En los sistemas en que se conoce la información de estratos, se efectúa un análisis aproximado de la capacidad económica de los usuarios por medio del cálculo del estrato promedio y su correspondiente clasificación. Esta información se obtuvo a partir de los registros de usuarios en cada administración de los sistemas de acueducto.

- Acueducto Multiveredal Santa Elena: tiene un estrato promedio de 2,49 lo que indica una capacidad económica Media-Baja. En el ANEXO 1 se presenta el análisis correspondiente.
- Acueducto Plan-Llano: tiene un estrato promedio de 2,52 lo que indica una capacidad económica Media-Baja. En el ANEXO 2 se presenta el análisis correspondiente.
- Acueducto Las Flores: tiene un estrato promedio de 2,1 lo que indica una capacidad económica Baja. En el ANEXO 3 se presenta el análisis correspondiente.
- Acueducto Mazo: en este caso no se tiene información detallada de la estratificación, sin embargo se puede clasificar como capacidad económica baja, ya que su población

---

<sup>1</sup> DNP, Departamento Nacional de Planeación



es totalmente rural con viviendas pequeñas de bajos recursos, como se observa en el anexo fotográfico.

- Veredas Perico y La Meseta: tienen en su gran mayoría población flotante con propiedades de estrato 5 y fincas de recreo; por lo tanto se clasifica como capacidad económica Media-Alta igual que su nivel de complejidad, tal como se clasificó en el estudio de ampliación del acueducto Plan-Llano.
- Determinación de la población dentro de los límites de los acueductos

Los sistemas de acueducto que se evalúan en este trabajo hacen parte de varias veredas, pero no en todos los casos abarcan la vereda totalmente, por lo tanto la población de las zonas abastecidas por los acueductos se determina de acuerdo con los usuarios proyectados hasta los períodos de diseño, con una densidad poblacional establecida según censos referenciados en la bibliografía. Los anexos ANEXO 1, ANEXO 2, ANEXO 3 y ANEXO 4 muestran el análisis correspondiente.

Los resultados de habitantes dentro de los rangos establecidos por el RAS (TABLA A,3,1) son los que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Población dentro de los límites de cada acueducto

<b>Sistema de acueducto</b>	<b>Población dentro de los límites de cada acueducto<sup>1</sup></b>
Multiveredal Santa Elena	2501 a 12500
Plan-Llano	2501 a 12500
Las Flores	2501 a 12500
Mazo	<2500
Perico	<2500
La Meseta	<2500

El capítulo II, artículo 11 del RAS, establece los niveles de complejidad de los sistemas tal como se ilustran en la siguiente tabla.

<sup>1</sup> El RAS contempla solamente la población urbana, pero en este caso el método se acopla a las características de la población rural por su cercanía con la ciudad de Medellín y la influencia de su cultura.

Tabla 4. Niveles de complejidad de los sistemas según el RAS

<b>Nivel de complejidad</b>	<b>Población en la zona urbana (habitantes)<sup>1</sup></b>	<b>Capacidad económica de los usuarios</b>
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Según la tabla anterior los niveles de complejidad de los sistemas son los que se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Niveles de complejidad de los sistemas en estudio

<b>Sistema de acueducto</b>	<b>Nivel de complejidad</b>
Multiveredal Santa Elena	Medio
Plan-Llano	Medio
Las Flores	Bajo
Mazo	Bajo
Perico	Medio Alto
La Meseta	Medio Alto

### 3.1.3 Determinación del período de diseño

La tabla B,6,1 del RAS presenta los períodos de diseño para conducciones y aducciones.

Tabla 6. Período de diseño en obras de la red principal según el nivel de Complejidad del Sistema (RAS)

<b>Nivel de Complejidad del Sistema</b>	<b>Período de diseño</b>
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

Con los resultados de hidrología y capacidades hidráulicas que se obtengan en este estudio se determinará el período de diseño más conveniente para las obras.

<sup>\*</sup> La población se proyecta al período de diseño, incluida la población flotante. Se incluye la capacidad económica de población flotante.

## 3.2 ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA

### 3.2.1 Procedimiento

Se ha enfatizado a lo largo de este trabajo en la determinación de caudales máximos o medios a partir de datos históricos; por consiguiente es importante aclarar que estos datos corresponden a los meses de mayor consumo dentro de la información disponible, razón por la cual se consideran los más representativos para la estimación de estas demandas.

Las tablas que se presentan a continuación contienen los coeficientes estipulados por el RAS para el cálculo de los caudales de la demanda que se describe más adelante.

Tabla 7. Coeficiente de consumo máximo diario,  $k_1$ , según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - $k_1$
Bajo	1,30
Medio	1,30
Medio alto	1,20
Alto	1,20

Tabla 8. Coeficiente de consumo máximo horario,  $k_2$ , según el nivel de complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.

Nivel de complejidad del sistema	Red menor de distribución	Red secundaria	Red matriz
Bajo	1,60	-	-
Medio	1,60	1,50	-
Medio alto	1,50	1,45	1,40
Alto	1,50	1,45	1,40

- Pérdidas de agua: de acuerdo con las características de la información recopilada, los caudales de la demanda se afectan por las pérdidas de agua tanto en las redes de distribución como en la planta de tratamiento según se requiera. Las pérdidas en la aducción y en la impulsión no se consideran para este caso debido a que el QMD captado e impulsado se supone, en un principio, igual al actual.
- Necesidades de la planta de tratamiento: debe considerarse entre 3% y 5% del caudal medio diario para atender las necesidades de lavado de la planta de tratamiento.

Tabla 9. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas

Nivel de complejidad del sistema	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	40 %
Medio	30 %
Medio alto	25 %
Alto	20 %

- Caudal medio diario: el caudal medio diario,  $Q_{md}$ , es el caudal medio calculado o encontrado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada o los datos históricos, cuando sea el caso. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año.
- Caudal máximo diario: el caudal máximo diario,  $Q_{MD}$ , corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año.

El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{MD} = Q_{md} \cdot k_1$$

Donde :

$Q_{md}$  : Caudal medio diario

$k_1$  : Véase Tabla 7

- Caudal máximo horario: dado que el requerimiento de caudal del sistema se evalúa, como una alternativa, a partir del tanque de almacenamiento, la demanda se establece también de acuerdo al caudal máximo horario,  $Q_{MH}$ , que corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula según la siguiente ecuación:

$$Q_{MH} = Q_{MD} \cdot k_2$$

donde:

$Q_{MD}$  : Caudal máximo diario

$k_2$  : Véase Tabla 8

### 3.2.2 Resultados

- Sistema de Acueducto Multiveredal Santa Elena

Los registros de caudal a la salida de la planta de tratamiento permiten conocer el consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año, y por lo tanto el análisis para el cálculo del QMH se limita a encontrar aquel consumo entre los datos obtenidos y adicionar a este caudal las necesidades de la planta de tratamiento. Este caudal se divide por el número de usuarios, para ser afectado posteriormente por el número de usuarios futuros.

El Qmd se obtiene a partir del QMH hallado con el método del RAS descrito anteriormente, dividiendo el QMH por los coeficientes de caudales máximos.

Los datos y cálculos para la obtención del caudal máximo horario se encuentran en el ANEXO 5.

Tabla 10. Demanda del acueducto Multiveredal Santa Elena para diferentes períodos de diseño

AÑO	2005	2010	2015	2020
QMH (L/s) salida del tanque	16,54	18,59	20,90	23,49
Necesidades planta de tratamiento	5%	5%	5%	5%
QMH (L/s)	17,36	19,52	21,94	24,66
$k_1$	1,3	1,3	1,3	1,3
$k_2$	1,6	1,6	1,6	1,6
QMD (L/s)	10,85	12,20	13,71	15,42
Qmd (L/s)	8,35	9,38	10,55	11,86

- Sistema de Acueducto Multiveredal Plan-Llano

El caudal medio diario de este acueducto se obtuvo con base en los registros de consumo de los micromedidores instalados. Dado que la información no es horaria se calcula un promedio diario de estos valores y se afecta por el caudal adicional de pérdidas, mencionado anteriormente. Este procedimiento se encuentra en el ANEXO 6.

A partir de este caudal se obtienen los valores de QMH con la metodología presentada, arrojando los siguientes valores:

Tabla 11. Demanda del acueducto Multiveredal Plan-Llano para diferentes períodos de diseño

<b>AÑO</b>	<b>2005</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>
Qmd (L/s)	2,68	3,21	3,84	4,60
Pérdidas técnicas	20%	20%	20%	20%
$k_1$	1,3	1,3	1,3	1,3
QMD (L/s)	4,18	5,01	6,00	7,18
$k_2$	1,6	1,6	1,6	1,6
QMH (L/s)	6,69	8,01	9,59	11,49

- Sistema de Acueducto Las Flores

El caudal medio diario de este acueducto se obtuvo con base en los registros de consumo de los micromedidores instalados tal como se realizó para el acueducto Plan-Llano y los caudales máximos diarios y horarios se obtuvieron según la metodología descrita.

Los datos de micromedidores y los promedios de caudales diarios encuentran en el ANEXO 7.

Tabla 12. Demanda del acueducto Las Flores para diferentes períodos de diseño

<b>AÑO</b>	<b>2005</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>
Qmd (L/s)	0,86	1,01	1,17	1,32
Pérdidas técnicas	20%	20%	20%	20%
$k_1$	1,3	1,3	1,3	1,3
QMD (L/s)	1,34	1,58	1,82	2,06
$k_2$	1,6	1,6	1,6	1,6
QMH (L/s)	2,14	2,53	2,91	3,29

- Sistema de Acueducto Mazo

Este sistema cuenta con información de consumos a partir de mediciones en los micromedidores, sin embargo esta información es incompleta ya que no se posee información continua de algunos usuarios. Debido a lo anterior, el cálculo del caudal medio diario se realizó mediante la evaluación del consumo de 25 usuarios de los cuales se tiene información continua a lo largo de dos años. El procedimiento se puede observar en el ANEXO 8.



Tabla 13. Demanda del acueducto Mazo para diferentes períodos de diseño

AÑO	2005	2010	2015	2020
Qmd (L/s)	1,34	1,73	2,11	2,50
Pérdidas técnicas	20%	20%	20%	20%
$k_1$	1,3	1,3	1,3	1,3
QMD (L/s)	2,10	2,70	3,30	3,90
$k_2$	1,6	1,6	1,6	1,6
QMH (L/s)	3,35	4,31	5,27	6,24

- Acueducto de la vereda Perico

A diferencia de los procedimientos anteriores, en este acueducto y en el de la vereda La Meseta no se conocen datos históricos y por lo tanto el procedimiento a seguir varía en ciertos aspectos, como se presenta a continuación.

Inicialmente se establece una dotación neta que depende del nivel de complejidad del sistema y corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. En este caso a pesar de ser 135 L/hab.día la dotación neta mínima según el RAS, los métodos utilizados por EEPPM recomiendan una dotación neta de 190 L/hab.día .

Conociendo la dotación neta, la dotación bruta (dotación que considera las pérdidas) se establece según la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

donde:

$d_{bruta}$ : Dotación bruta

$d_{neta}$ : Dotación neta

$\% p$ : pérdidas técnicas del sistema (según la tabla de porcentajes máximos de pérdidas.)

Una vez obtenida la dotación bruta, se calcula el caudal medio diario con la siguiente ecuación:

$$Qmd = P \cdot d_{bruta}$$

donde:

*P*: habitantes entre los límites del sistema (se calcula por medio de las proyecciones de usuarios multiplicadas por la densidad poblacional de la vereda, utilizada en estudios anteriores por EEPPM).

*Qmd*: Caudal medio diario

Con el caudal medio diario se obtienen tanto el QMD como el QMH con el procedimiento general presentado al inicio del numeral.

Tabla 14. Demanda del acueducto Perico para diferentes períodos de diseño

AÑO	2005	2010	2015	2020
Densidad de ocupación de población (hab/viv)	5	5	5	5
Población (hab)	1095,54	1209,57	1335,46	1474,45
Dotación neta (l/hab.día)	190	190	190	190
Pérdidas técnicas	20%	20%	20%	20%
Dotación bruta (l/hab.día)	238	238	238	238
Qmd (L/s)	3,01	3,32	3,67	4,05
k <sub>1</sub>	1,2	1,2	1,2	1,2
QMD(L/s)	3,61	3,99	4,41	4,86
k <sub>2</sub>	1,5	1,5	1,5	1,5
QMH(L/s)	5,42	5,98	6,61	7,30

- Acueducto de la vereda La Meseta

El procedimiento para estimación de la demanda es igual al desarrollado para la vereda Perico.

Tabla 15. Demanda del acueducto La Meseta para diferentes períodos de diseño

AÑO	2005	2010	2015	2020
Densidad de ocupación de población (hab/viv)	5	5	5	5
Población (hab)	182,59	201,59	222,58	245,74
Dotación neta (l/hab.día)	190	190	190	190
Pérdidas técnicas	20%	20%	20%	20%
Dotación bruta (l/hab.día)	238	238	238	238
Qmd (L/s)	0,50	0,55	0,61	0,68
k <sub>1</sub>	1,2	1,2	1,2	1,2
QMD(L/s)	0,60	0,66	0,73	0,81
k <sub>2</sub>	1,5	1,5	1,5	1,5
QMH(L/s)	0,90	1,00	1,10	1,22

Como resultado final se presenta la Tabla 16 que resume toda la información de la estimación de demanda obtenida a lo largo de este capítulo.

La Tabla 16, mencionada anteriormente, muestra la dotación neta y bruta de cada acueducto. Estas dotaciones para los acueductos: Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano y las Flores, son muy bajos con respecto a las consideraciones normales de un acueducto en diseño bajo condiciones similares a los estudiados; sin embargo, estos resultados se pueden justificar conociendo, por medio de afirmaciones de personas de la zona, que gran parte de los usuarios toman agua de fuentes cercanas para las labores que no comprometen la higiene ni el consumo humano. Debido a lo anterior se considera para este estudio que estas condiciones no varían en el tiempo y más cuando por algún motivo se presentara un alza en las tarifas de acueducto.

### 3.3 CURVA PATRÓN DE DEMANDA

Se trata de una curva adimensional de demanda de los usuarios del sistema Multiveredal Santa Elena que envuelve los consumos máximos horarios obtenidos en un año, con el fin de conocer cual es el comportamiento durante el día de máximo consumo.

#### 3.3.1 Datos iniciales

Inicialmente se obtuvieron los cuatro días de mayor consumo en el año 2000 en el sistema Multiveredal Santa Elena que son: 19 de marzo, 9 de julio, 7 de agosto y 24 de Diciembre; como se muestra en la Tabla 17.

Luego se obtuvo la envolvente de dichas curvas diarias para obtener los máximos de esos días, tal como se presenta en la Figura 9.

Tabla 16. Resumen de la estimación de la demanda de los sistemas de acueductos

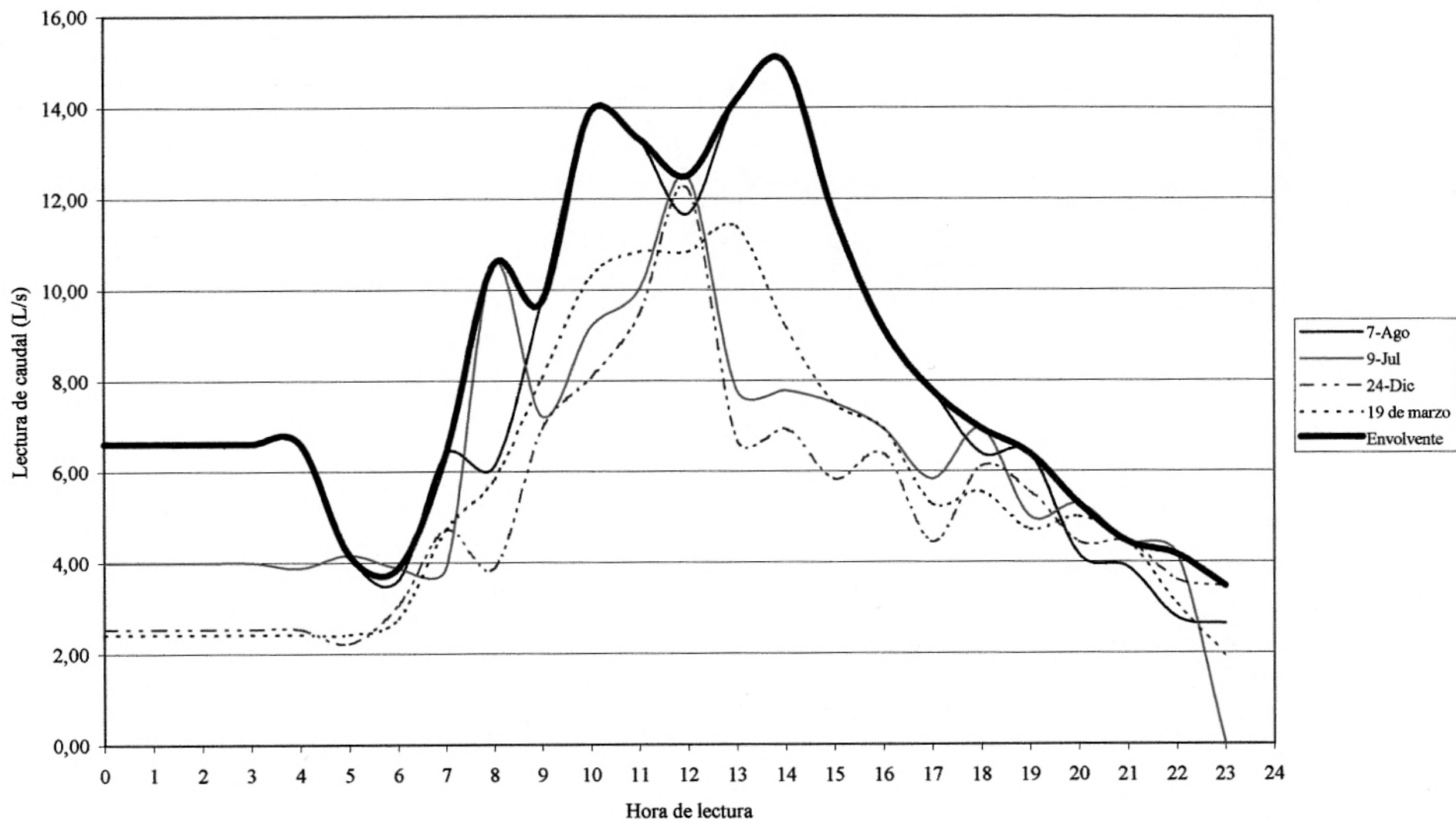
	SISTEMA ITEM	Multiveredal Santa Elena	Multiveredal Plan-Llano	Las Flores	Vereda Mazo	Vereda Perico	Vereda La Meseta	TOTAL
Año 2005	<i>Usuarios</i>	950	574	183	128	219	37	2091
	<i>Qmd (L/s)</i>	8,35	2,68	0,86	1,34	3,01	0,50	16,74
	<i>QMD (L/s)</i>	10,85	4,18	1,34	2,10	3,61	0,60	22,68
	<i>QMH (L/s)</i>	17,36	6,69	2,14	3,35	5,42	0,90	35,87
	<i>D<sub>neto</sub> (L/hab-día)</i>	121,43	64,48	64,73	145,71	190,00	190,00	
	<i>D<sub>bruta</sub> (L/hab-día)</i>	151,79	80,60	80,91	182,13	238	238	
	<i>Período de diseño <sup>(1)</sup></i>	20 años	20 años	15 años	15 años	25 años	25 años	
Año 2010	<i>Usuarios</i>	1068	688	216	164	242	40	2418
	<i>Qmd (L/s)</i>	9,38	3,21	1,01	1,73	3,32	0,55	19,21
	<i>QMD (L/s)</i>	12,20	5,01	1,58	2,70	3,99	0,66	26,13
	<i>QMH (L/s)</i>	19,52	8,01	2,53	4,31	5,98	1,00	41,35
	<i>D<sub>neto</sub> (L/hab-día)</i>	121,43	64,48	64,73	145,71	190,00	190,00	
	<i>D<sub>bruta</sub> (L/hab-día)</i>	151,79	80,60	80,91	182,13	237,50	237,50	
	<i>Período de diseño <sup>(1)</sup></i>	20 años	20 años	15 años	15 años	25 años	25 años	
Año 2015	<i>Usuarios</i>	1201	824	249	201	267	45	2786
	<i>Qmd (L/s)</i>	10,55	3,84	1,17	2,11	3,67	0,61	21,95
	<i>QMD (L/s)</i>	13,71	6,00	1,82	3,30	4,41	0,73	29,96
	<i>QMH (L/s)</i>	21,94	9,59	2,91	5,27	6,61	1,10	47,43
	<i>D<sub>neto</sub> (L/hab-día)</i>	121,43	64,48	64,73	145,71	190,00	190,00	
	<i>D<sub>bruta</sub> (L/hab-día)</i>	151,79	80,60	80,91	182,13	237,50	237,50	
	<i>Período de diseño <sup>(1)</sup></i>	20 años	20 años	15 años	15 años	25 años	25 años	
Año 2020	<i>Usuarios</i>	1350	987	282	237	295	49	3199
	<i>Qmd (L/s)</i>	11,86	4,60	1,32	2,50	4,05	0,68	25,01
	<i>QMD (L/s)</i>	15,42	7,18	2,06	3,90	4,86	0,81	34,22
	<i>QMH (L/s)</i>	24,66	11,49	3,29	6,24	7,30	1,22	54,19
	<i>D<sub>neto</sub> (L/hab-día)</i>	121,43	64,48	64,73	145,71	190,00	190,00	
	<i>D<sub>bruta</sub> (L/hab-día)</i>	151,79	80,60	80,91	182,13	237,50	237,50	
	<i>Período de diseño <sup>(1)</sup></i>	20 años	20 años	15 años	15 años	25 años	25 años	

(1)Según el RAS

Tabla 17. Estudio de consumos horarios máximos del sistema multiveredal Santa Elena

HORA lectura	Lecturas de caudal en los cuatro días de mayor consumo del año estudiado (L/s)					Q Envolvente / Qmd
	7 de Agosto	9 de julio	24 deDiciembre	19 de Marzo	Envolvente	
0,00	6,62	4,00	2,55	2,42	6,62	0,81
1,00	6,62	4,00	2,55	2,42	6,62	0,81
2,00	6,62	4,00	2,55	2,42	6,62	0,81
3,00	6,62	4,00	2,55	2,42	6,62	0,81
4,00	6,62	3,89	2,55	2,42	6,62	0,81
5,00	4,17	4,17	2,22	2,42	4,17	0,51
6,00	3,61	3,89	3,06	2,78	3,89	0,48
7,00	6,39	3,89	4,72	4,72	6,39	0,78
8,00	6,11	10,56	3,89	5,83	10,56	1,29
9,00	9,72	7,22	6,94	8,06	9,72	1,19
10,00	13,89	9,17	8,06	10,28	13,89	1,70
11,00	13,33	10,00	9,44	10,83	13,33	1,63
12,00	11,67	12,50	12,22	10,83	12,50	1,53
13,00	14,17	7,78	6,67	11,39	14,17	1,73
14,00	15,00	7,78	6,94	9,17	15,00	1,84
15,00	11,67	7,50	5,83	7,50	11,67	1,43
16,00	9,17	6,94	6,39	6,94	9,17	1,12
17,00	7,78	5,83	4,44	5,28	7,78	0,95
18,00	6,39	6,94	6,11	5,56	6,94	0,85
19,00	6,39	5,00	5,56	4,72	6,39	0,78
20,00	4,17	5,28	4,44	5,00	5,28	0,65
21,00	3,89	4,44	4,44	4,44	4,44	0,54
22,00	2,78	4,17	3,61	3,06	4,17	0,51
23,00	2,64	0,00	3,47	1,94	3,47	0,43
				<i>Qmd</i>	8,17	

Figura 9. Curva de consumos por hora y curva de diseño de consumo por hora





### 3.3.2 Obtención de la curva adimensional

Después de tener la curva envolvente de demanda de los días de mayor consumo, ésta se dividió por su caudal medio diario, obtenido como el volumen por día según la curva envolvente dividido las 24 horas de consumo diario. Lo anterior con el fin de crear una curva que represente el comportamiento de demanda de cualquier sistema con características semejantes, con sólo factorarla por el Qmd correspondiente. La curva se presenta en la Figura 10.

### 3.3.3 Análisis de la curva

Como se puede observar en la curva, el día de mayor consumo es el 7 de agosto.

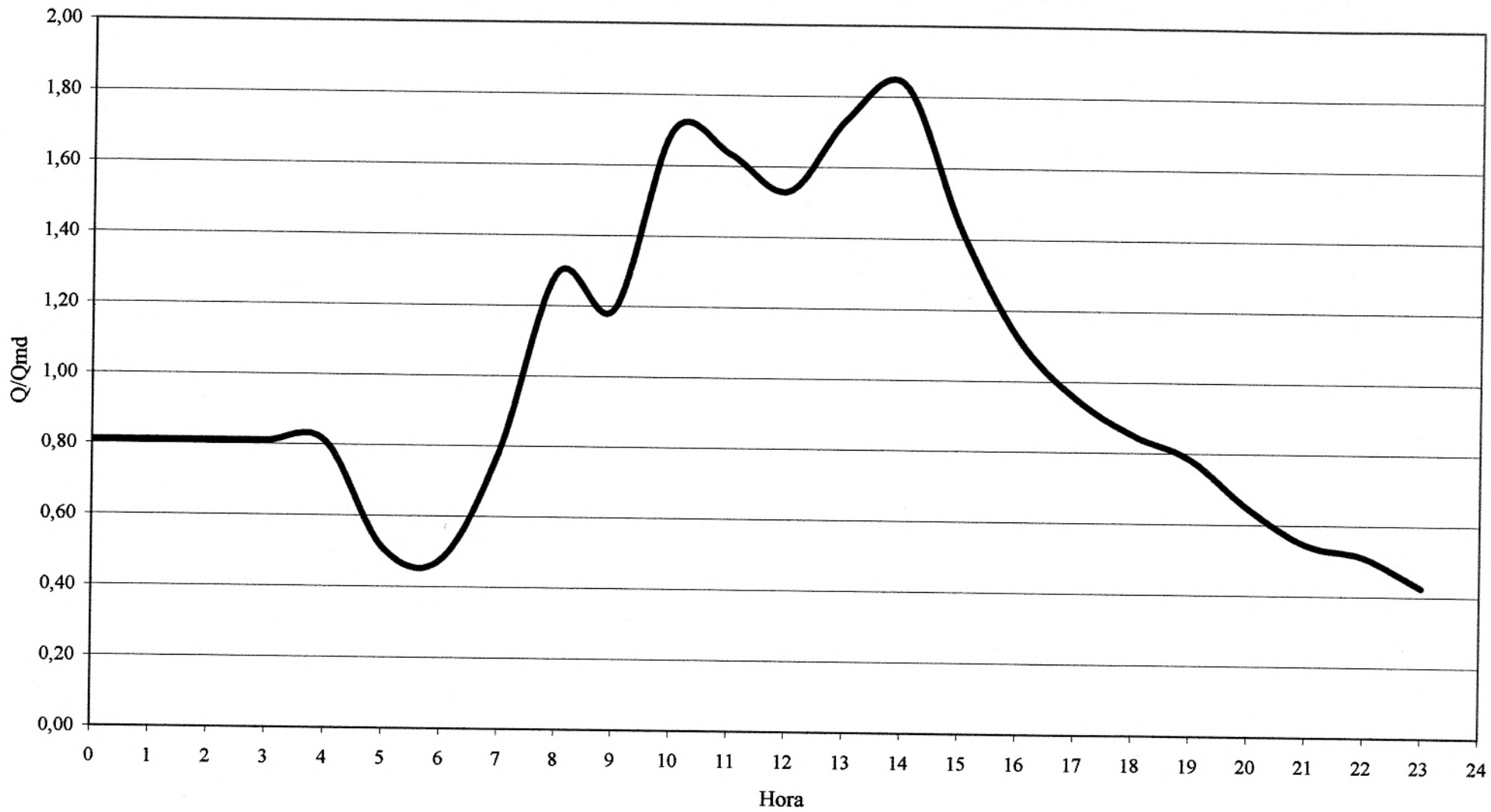
La vereda Santa Elena tiene la tradición de la construcción de las silletas para el desfile de silleteros que se realiza cada año, el 7 de agosto con motivo de la Feria de las Flores de la Ciudad de Medellín. El día antes de la feria, la vereda se satura con visitantes de la ciudad, que en la mayor parte son dueños de fincas en la zona, para la exhibición de las silletas que se presentarán al día siguiente. Según información de la comunidad, la población flotante se convierte en el doble de la población residente en la zona de las silletas y además la mayoría se quedan en las fincas hasta el otro día. Este fenómeno dura hasta la madrugada (3:00 am aproximadamente) hora en la cual, los visitantes salen hacia las fincas o hacia Medellín.

Lo anterior justifica el alto consumo del día siguiente cuando la población que normalmente visita la región los fines de semana prácticamente se triplica.

Al observar detenidamente la curva se puede ver que entre las cuatro primeras horas del día se presenta un consumo alto, teniendo en cuenta que a estas horas hay poca actividad en cualquier parte. Lo anterior se puede justificar por la actividad que se presenta en esta zona en las horas de la noche y la madrugada, luego el pico de bajo consumo se puede explicar sabiendo que durante estas horas las personas están descansando y durmiendo, lo que al mismo tiempo genera un pico en las horas del medio día cuando se renueva la actividad. Al final del día la curva se normaliza ya que se disminuye la población flotante en cada momento.

Es importante aclarar que el Qmd de diseño no es comparable con el Qmd obtenido a partir de la envolvente ya que este último corresponde al caudal medio diario de los días de máximo consumo del año y no de todo el año como tal.

Figura 10 . Curva de consumos adimensionales horarios para los sistemas de acueducto en estudio



## **4. ESTUDIO HIDROLÓGICO DE FUENTES**

En este estudio se revisa la oferta actual de agua para diferentes períodos de retorno en cada uno de los acueductos. Para esto se realizaron estudios de caudales mínimos para las quebradas Santa Elena, San Pedro, Chiqueros y San Roque. Estos estudios se realizaron con métodos sintéticos, lo cual generó la necesidad de determinar algunos parámetros geomorfológicos, y para esto se digitalizaron las cuencas de la quebrada Santa Elena hasta la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena y de la quebrada San Pedro hasta la bocatoma del acueducto Multiveredal Plan-Llano. Los parámetros de las quebrada Chiqueros y San Roque se obtuvieron de otros estudios realizados, ya que en el mapa topográfico estas quebradas se mostraban como simples nacimientos, dificultando la obtención de estos parámetros a partir de la digitalización del mapa.

Además del estudio de caudales mínimos, se generó la curva de duración de las quebrada Santa Elena y San Pedro a partir de registros diarios de la quebrada Chorrillos, trasladados a las quebradas en estudio por rendimientos de cuencas y relación de precipitación, suponiendo similitud hidromorfológica entre ellas. La curva de duración ayuda a predecir el tiempo de desconexión del sistema interconectado cuando el caudal demandado es mayor que el ofrecido por la fuente. Este procedimiento se explicará detalladamente más adelante en este capítulo.

### **4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA BÁSICA**

Como no se cuenta con registros históricos suficientes para realizar un estudio hidrológico, la verificación en campo de los resultados de la aplicación de métodos sintéticos (que para el caso de estudio de caudales mínimos consiste en aforos en época de sequía) es importante para la validación de los métodos utilizados; sin embargo, los aforos realizados en este trabajo se tomaron en época de invierno y por lo tanto no son datos útiles para verificar el estudio de caudales mínimos. Se recopiló información de aforos realizados anteriormente por diferentes entidades y de algunos estudios de la quebrada Santa Elena.

Los estudios y aforos realizados en años anteriores en la quebrada Santa Elena corresponden a un punto diferente al de estudio, por lo cual fue necesario trasladarlos por rendimientos de cuencas. No se encontraron estudios anteriores de las quebradas San Pedro, Chiqueros y San Roque; esta última se divide en dos afluentes que abastecen el acueducto de Mazo. Tampoco se encontró información de aforos realizados en la quebrada San Pedro.

A continuación se mostrará la información disponible de las quebradas que cuentan con estudios o aforos.

#### 4.1.1 Quebrada Chiqueros

Esta quebrada tiene 380 m de longitud, medidos en el plano desde su nacimiento hasta el embalse Las Flores, desde el cual toma el agua el acueducto del mismo nombre. Algunos aforos realizados antes de la construcción del embalse se muestran a continuación.

Según estudios realizados por Corantioquia (Corporación Autónoma Regional del Centro de Antioquia) el caudal mínimo base de reparto es de 2,62 L/s en esta quebrada. Según los cálculos de esta institución para otorgar caudales\* se concedieron 2,02 L/s al acueducto Las Flores hasta el año 2005<sup>1</sup>, con la condición de realizar un plan de contingencia cuando el caudal en la quebrada fuera menor que el concedido.

En 1991 el ingeniero John Jairo Muñoz de Empresas Públicas de Medellín realizó un aforo en la quebrada Chiqueros en época de verano con el fin de completar los estudios para el acueducto Las Flores. El caudal mínimo aforado fue 1 L/s, el cual fue utilizado para el diseño del embalse.

A continuación se muestran otros aforos calculados por Empresas Públicas en 1992 a partir de lecturas en su propio vertedero instalado cerca del punto de captación<sup>2</sup>.

Tabla 18. Aforos realizados en la quebrada Chiqueros

Fecha	Caudal (L/s)
25/03/1992	1,13
13/02/1992	1,455

Estos aforos se encuentran también en el Boletín Hidrometeorológico de EEPPM, volumen 2, donde se da una longitud de la quebrada diferente de 380 m. Los parámetros encontrados allí se muestran a continuación:

Tabla 19. Parámetros físicos de la quebrada Chiqueros

Área de drenaje	0,215 km <sup>2</sup>
Longitud	0,620 km
Diferencia niveles	70 m
Densidad de drenaje	2,88 km/km <sup>2</sup>

---

\* El caudal de agua concedida se calcula multiplicando el número de usuarios en el acueducto por una dotación igual a 150 L/hab-día. Estas concesiones se otorgan para un período de 5 años aproximadamente. Las concesiones de agua se regulan en el decreto 1541.

<sup>1</sup> Informe de visitas 3 de septiembre de 2001. Expediente I-5077. Corantioquia.

<sup>2</sup> Carpetas de aforos de Empresas Públicas de Medellín.

Esta cuenca hace parte de las cuencas que se utilizaron para uno de los métodos sintéticos de caudales mínimos que se utilizará en este trabajo (Modelo de acueducto veredales EPM), para el cual también se utilizaron los aforos que se muestran en la Tabla . Para la aplicación de este método se utilizarán los parámetros mostrados en la Tabla .

En el año 1994, Hidramsa aforó en el vertedero caudales diarios de la quebrada Chiqueros desde el 1 de abril hasta el 20 de septiembre. Las estadísticas de los datos se muestran en la Tabla 20 y los caudales diarios aforados se muestran en la Tabla 131 del ANEXO 9.

Tabla 20. Resumen de caudales aforados en la Quebrada Chiqueros en 1994

<b>Caudales</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>	<b>Julio</b>	<b>Agosto</b>	<b>Septiembre</b>
<b>Q medio (L/s)</b>	12,5	10,7	11,1	12,4	7,1	7,1
<b>Q mínimo (L/s)</b>	8,5	8,5	6,9	5,6	4,4	5,6
<b>Q máximo (L/s)</b>	16,4	14,1	14,1	20,3	10,2	10,2

Empresas Públicas de Medellín realizó dos nuevos aforos el 21 de octubre del año 1994 como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 21. Aforos realizados por EEPPM

<b>Tipo de aforo</b>	<b>Caudal (L/s)</b>
Vertedero	2,8
Volumétrico	2,7

#### 4.1.2 Quebrada San Roque

La fuente que abastece el acueducto de Mazo consta de dos afluentes, izquierdo y derecho. Las respectivas longitudes medidas en el plano son 400 m y 450 m. De ambos afluentes se encontraron registros en dos fechas diferentes.

Tabla 22. Caudales aforados en el afluente izquierdo del acueducto de Mazo

<b>Fecha</b>	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Lugar</b>
25/03/1992	0,68	Vertedero
11/02/1992	0,558	60 m aguas arriba de la bocatoma

Tabla 23. Caudales aforados en el afluente derecho del acueducto de Mazo

<b>Fecha</b>	<b>Caudal (L/s)</b>	<b>Lugar</b>
25/03/1992	0,44	Vertedero
11/02/1992	0,5168	25 m aguas arriba de la bocatoma

Los parámetros físicos de la quebrada en el punto de los aforos son los siguientes<sup>1</sup>:

Tabla 24. Parámetros físicos del afluente izquierdo

Área de drenaje	0,059 km <sup>2</sup>
Longitud	0,600 km
Diferencia niveles	95 m
Densidad de drenaje	10,05 km/km <sup>2</sup>

Tabla 25. Parámetros físicos del afluente derecho

Área de drenaje	0,106 km <sup>2</sup>
Longitud	0,700 km
Diferencia niveles	10 m
Densidad de drenaje	6,6 km/km <sup>2</sup>

Esta cuenca, al igual que la de la quebrada Chiqueros, hace parte de las estudiadas para la generación del modelo para acueductos veredales de EPM, por lo cual los parámetros mostrados serán los utilizados para aplicar este método en el estudio de caudales mínimos, a pesar de que las longitudes medidas en el plano sean diferentes de las encontradas por el personal de Empresas Públicas de Medellín.

El 15 de marzo y 11 de abril del año 2002 el fontanero del acueducto de Mazo aforó el caudal de entrada a la planta con resultados de 0,71 L/s y 0,67 L/s respectivamente. Según testimonio del fontanero en ese momento se estaba captando toda el agua de ambos afluentes y no había fugas desde las bocatomas hasta el vertedero de llegada a la planta de tratamiento, por lo tanto el caudal aforado en ese punto corresponde a la suma de los caudales de los dos afluentes.

#### 4.1.3 Quebrada San Pedro

No se encontraron registros para esta quebrada. Según Corantioquia el caudal mínimo base de reparto es de 14 L/s, encontrado según algunos aforos y según el criterio de los técnicos de Corantioquia. Al acueducto Multiveredal Plan-Llano se le concedió 6,754 L/s en 1999 hasta el año 2004<sup>1</sup>, ya que anteriormente se había concedido el resto del caudal mínimo base de reparto a otros usuarios.

#### 4.1.4 Quebrada Santa Elena

---

<sup>1</sup> Boletín Hidrometeorológico EEPPM, Vol. 2, 1993.

<sup>1</sup> Expedientes AB I-00284 y I-3784 de Corantioquia.



Esta quebrada tiene una longitud de 4,05 km y un área de drenaje de 7,23 km<sup>2</sup> hasta la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena, medidos en el plano digitalizado. Uno de los principales afluentes de la quebrada Santa Elena es la quebrada San Pedro, la cual abastece el acueducto Plan-Llano; es importante tener en cuenta esta intervención en la cuenca Santa Elena en los resultados de este estudio.

En 1992 existía una bocatoma sobre la quebrada Santa Elena que se construyó en los años 50 cuando comenzó al aprovechamiento hídrico organizado de esta quebrada. Alrededor de 1995, según fuentes de las Empresas Públicas, se construyó una nueva bocatoma en un punto denominado “La Cascada”, también sobre la quebrada Santa Elena, pero aguas arriba de la anterior. En 1997 se concluyó la construcción de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena, 1,83 km aguas arriba de la bocatoma de La Cascada, punto de interés para este estudio hidrológico.

A principios del año 1999 Corantioquia otorgó al acueducto Multiveredal Santa Elena concesión de aguas por 10,165 L/s<sup>1</sup>, partiendo de un caudal mínimo base de reparto de 138 L/s (encontrado por aforos realizados en 1992).

- Aforos realizados en la quebrada Santa Elena

A continuación se presenta una tabla con algunos aforos realizados en la quebrada Santa Elena sobre la bocatoma existente en 1992, con un área de drenaje de 19 km<sup>2</sup>. Estos valores fueron transferidos al punto de La Cascada (con área de drenaje igual a 11,28 km<sup>2</sup>) en el estudio realizado por el ingeniero Héctor Pizarro de EEPPM.

Para que los caudales encontrados se puedan analizar, es necesario transferirlos al punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena por rendimientos de sus respectivas cuencas:

$$Q_{multiv} = A_{multiv} \cdot \left( \frac{Q_{Cascada}}{A_{cascada}} \right)$$

donde:

$$A_{multiv} = 7,23\text{km}^2$$

$$A_{cascada} = 11,28\text{km}^2$$

---

<sup>1</sup> Resolución AB-0072. Corantioquia. 7 de febrero de 2000.

El área de drenaje en el punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena se midió en AutoCAD después de realizar la digitalización de la cuenca. La cuenca digitalizada se encuentra en el ANEXO 12.

Tabla 26. Aforos realizados en la quebrada Santa Elena

Fecha	Lugar	Caudal aforado (L/s)	Caudal La Cascada (L/s)	Caudal bocatoma Multiveredal Santa Elena (L/s)
28/07/51	Antes Q. La Castro	492	290,3	186,07
24/04/59	Santa Lucía Bombas	176	103,8	66,53
30/03/65	Bocatoma	181	106,8	68,45
07/03/86	Bocatoma	199	117,4	75,25
01/11/91	Bocatoma	132	77,9	49,93
13/03/92	Bocatoma	187	110,3	70,70
20/03/92	Bocatoma	135	79,7	51,08
27/03/92	Bocatoma	133	78,5	50,32

Otros aforos realizados en la quebrada Santa Elena por EEPPM se muestran tabulados en la Tabla 27. El lugar donde se realizaron estos nuevos aforos es La Cascada, por lo cual se utilizó la misma relación de áreas que en los anteriores para el traslado de caudales por rendimientos.

Tabla 27. Aforos de la quebrada Santa Elena realizado en el punto de La Cascada

Fecha	Lugar	Caudal aforado (L/s)	Caudal bocatoma Multiveredal Santa Elena (L/s)
02/03/1993	Salida del charco a La Cascada	115,2	73,84
28/02/1995	Vertimiento del charco - La Cascada	99,5	63,78
31/03/1998	5 m aguas arriba bocatoma - La Cascada	90,8	58,20
01/03/2001	Bocatoma - La Cascada	225,2	144,34

- Estudios realizados para la quebrada Santa Elena
  - En 1992, el ingeniero Héctor Pizarro de EEPPM realizó un estudio para la quebrada Santa Elena en el sitio de la Cascada haciendo analogía con la quebrada Chorrillos, asumiendo similitud hidrológica y geomorfológica. Se transfirió la curva de duración de caudales diarios de la estación RM – 8 ubicada en la quebrada Chorrillos con datos entre 1958 y 1992. Como factor de corrección se tomó el producto de la relación de áreas de drenaje y de la relación de precipitaciones medias en cada cuenca:

$$f = \frac{A_{Sta.Elena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{Villahermosa}}{P_{Chorrillos}} = \frac{11.28km^2}{3.60km^2} \cdot \frac{1527mm}{1715mm} = 2.78$$

Los datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena en el punto de La Cascada se muestran la Tabla 132 del ANEXO 10.

Para poder realizar el análisis de los resultados del estudio de Héctor Pizarro y compararlos con otros estudios, se transfirieron la curva de duración de caudales diarios de Chorrillos y la curva encontrada para el sitio de la Cascada al punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena por dos formas:

- Se supusieron iguales rendimientos entre el sitio de La Cascada y el sitio de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena:

$$Q_{multiv} = A_{multiv} \cdot \left( \frac{Q_{Cascada}}{A_{cascada}} \right)$$

donde:

$$A_{multiv} = 7,23 \text{ km}^2$$

$$A_{cascada} = 11,28 \text{ km}^2$$

- Utilizando los datos de la curva de duración correspondientes a la quebrada Chorrillos y multiplicándolos por un factor que tiene en cuenta la relación de áreas de drenaje (entre la quebrada Santa Elena en el punto de la bocatoma del Multiveredal Santa Elena y la quebrada Chorrillos en el punto de los aforos) y la relación de precipitación (entre el promedio multianual de precipitación correspondiente a la estación Vasconia\* y el de la estación Chorrillos).

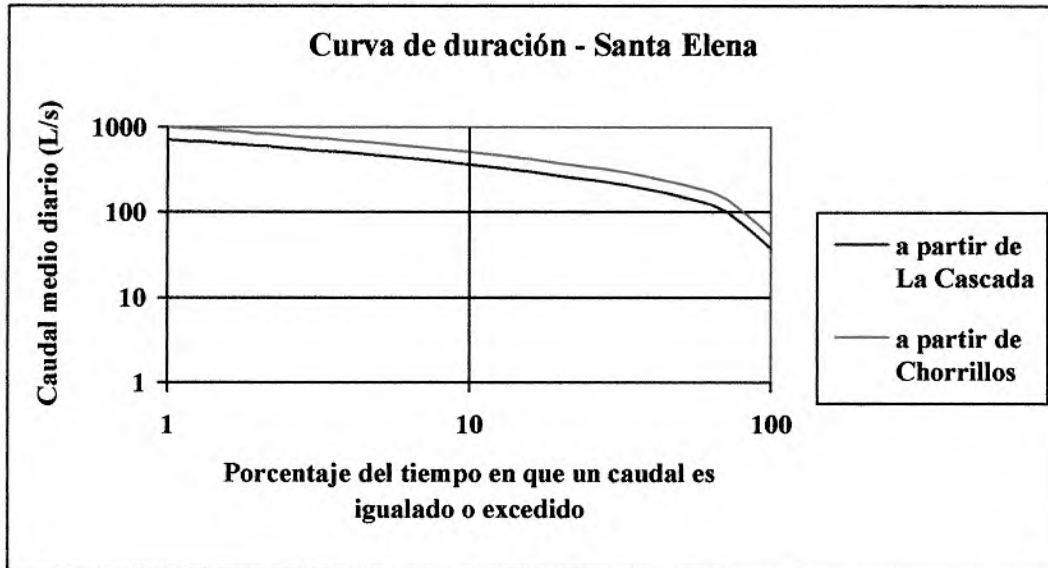
$$f = \frac{A_{StaElena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{StaElena}}{P_{Chorrillos}} = \frac{7.32km^2}{3.60km^2} \cdot \frac{2138mm}{1715mm} = 2,53$$

---

\* Más adelante en este capítulo se explicará la selección de esta estación para Santa Elena.

La tabla de datos de la curva de duración se muestra en la Tabla 133 del ANEXO 10.

Figura 11. Curva de duración de Santa Elena – Estudio de Héctor Pizarro



En la Figura 11 se muestra un gráfico con ambas curvas de duración, en el cual se puede observar que los caudales más críticos se obtienen haciendo la transferencia por rendimientos de áreas con el punto de La Cascada.

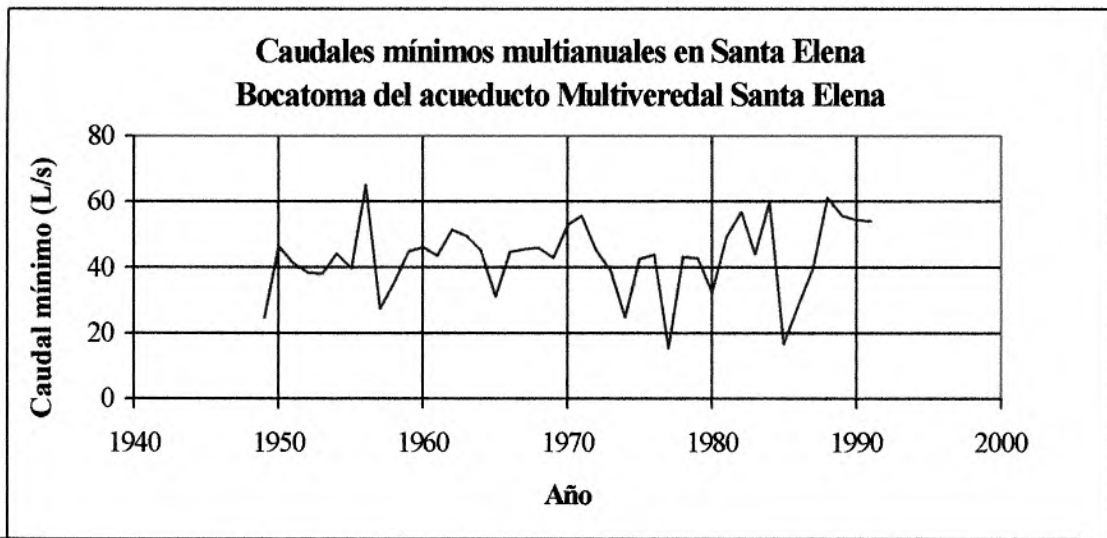
- En el mismo estudio de 1992 el ingeniero Héctor Pizarro generó una serie sintética de caudales mínimos multianuales para la quebrada Santa Elena en el punto de La Cascada entre los años 1949 y 1991, empleando el modelo de los acueductos veredales\* con parámetros geomorfológicos y climáticos. Los caudales mínimos resultantes de este estudio se transfirieron al lugar de la bocatoma actual del acueducto Multiveredal Santa Elena por medio de rendimientos de cuencas, de la misma forma como se ha descrito en procedimientos anteriores para trasladar datos de La Cascada hasta el punto de la bocatoma de interés para este estudio. La tabla resultante del estudio realizado para La Cascada y la de los datos trasladados por rendimientos se encuentran en la Tabla 134 y Tabla 135 del ANEXO 11. En la Figura 12 se muestra la representación gráfica de los caudales mínimos multianuales resultantes para el punto de la bocatoma del Multiveredal Santa Elena.

Según este estudio, si se hubieran registrado los caudales mínimos en el punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena entre los años 1949 y 1991, el menor de los caudales mínimos aforados hubiera sido 15,46 L/s en el año 1977.

\* Este método se describe en el estudio de caudales mínimos.

En la Figura 12 se puede observar que los menores caudales mínimos se presentan aproximadamente cada 8 años, lo cual no excluye que se pueda encontrar caudales mínimos muy críticos seguidos como se ve en los años 1974 y 1977.

Figura 12. Comportamiento multianual de los caudales mínimos en la quebrada Santa Elena según estudio de Héctor Pizarro



- En el informe de diseño conceptual realizado por Hidramsa en el año 1995 se presentaron los resultados de un estudio de caudales mínimos para el diseño del acueducto Multiveredal Santa Elena, el cual se resume en la Tabla 28. No se encontró la procedencia de estos resultados, por lo cual es imposible conocer el método, los parámetros y los criterios utilizados.

Tabla 28. Caudales mínimos para diferentes períodos de retorno Quebrada Santa Elena.

Período de Retorno (años)	Caudal (L/s)
5	26,8
10	20,9
25	15,2
50	12,0

Según este estudio de Hidramsa, para un período de retorno de 25 años se presenta un caudal mínimo de 15,2 L/s, que es un valor parecido al caudal sintético para 1977 resultado de la transferencia de caudales por rendimientos de los caudales mínimos encontrados en el estudio de Héctor Pizarro para el punto de La Cascada.

## 4.2 ESTUDIO DE CAUDALES MÍNIMOS

Debido a la falta de registros en las fuentes estudiadas, fue necesario recurrir a métodos sintéticos para calcular los caudales mínimos. Para realizar el análisis de frecuencias, se utilizaron métodos de regionalización, el método EPM para acueductos veredales y la transferencia de registros de caudales diarios de la quebrada Chorrillos a la quebrada Santa Elena en el punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena; además, se utilizaron los datos transferidos del estudio de Héctor Pizarro para compararlos con los resultados de los otros métodos en el caso de la quebrada Santa Elena.

El único método que permite verificación con los aforos realizados en verano es el método EPM para acueductos veredales, por lo cual es necesario obtener curvas de caudales mínimos contra período de retorno y escoger la que se utilizará analizando los métodos y comparando con los resultados del estudio realizado por Hidramsa y de la transferencia del estudio de Héctor Pizarro realizado en La Cascada.

### 4.2.1 Aplicación de los métodos de regionalización

Para las quebradas Santa Elena y San Pedro se aplicaron ecuaciones de regionalización obtenidas por estudiantes del postgrado de Recursos Hidráulicos de la Universidad Nacional de Colombia, Medellín<sup>1</sup>, a partir de los rangos de variables que se muestran en la Tabla 29. Los métodos de regionalización estiman la media y la desviación estándar de los caudales mínimos instantáneos en una cuenca sin información, relacionando las características geomorfológicas, climáticas y topográficas de la cuenca con las características medias de caudales mínimos instantáneos.

Los métodos utilizados, que se conocen como Método I, Método II, Método IIA, Método III, Método IIIA y Método IIIB, son el resultado de regionalizaciones aplicables a todo el departamento de Antioquia o a la región Cauca – Porce – Medellín, obtenidos a partir de cuencas con registros no inferiores a 10 años.

Para determinar el caudal mínimo correspondiente a un período de retorno se utiliza la ecuación del factor de frecuencia:

$$Q_{TR} = \mu + K\sigma$$

donde:

---

<sup>1</sup> Tesis de grado. Regionalización de caudales máximos y mínimos en una región de Colombia. María V. Vélez, Ricardo A. Smith, Jaime I. Vélez, Carlos A. Pérez, Hernán D. Bolaños y Carlos J. Francisco. Postgrado de Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.



$Q_{TR}$ : Caudal mínimo para un período de retorno  $T_R$ .

$\mu$ : Media estimada para los caudales mínimos.

$\sigma$ : Desviación estándar estimada para los caudales mínimos.

$K$ : Factor de frecuencia que depende de la distribución y del período de retorno.

Las funciones de distribución Log-Normal II y Gumbel son estadísticamente aceptables para representar eventos extremos<sup>2</sup>.

Para la distribución Log-Normal II el factor de frecuencia está dado por:

$$K = \frac{\left[ \text{EXP}\left(k_z \beta - \frac{1}{2} \beta^2\right) - 1 \right]}{\frac{\sigma}{\mu}} \quad \text{con } \beta = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)}$$

donde:

$k_z$ : Abscisa para la cual el área bajo la curva de distribución Normal es  $p$ , donde  $p$  es la probabilidad de no excedencia ( $1/T_R$ ).

Para la distribución Gumbel el factor de frecuencia está dado por:

$$K = - \left[ 0,45 + 0,7797 \ln \left( - \ln \left( \frac{1}{T_R} \right) \right) \right]$$

donde:  $T_R$ : Período de retorno.

---

<sup>2</sup> Fueron utilizadas en el Estudio de fuentes y caudales, veredas Matasano y Media Luna. Hidramsa.

Tabla 29. Parámetros de las cuencas estudiadas para obtener las ecuaciones de regionalización

Parámetro	MÉTODOS DE REGIONALIZACIÓN			
	Método I	Métodos II y IIA	Métodos III, IIIA y IIIB	Método IV
Número de estaciones	30	32	77	12
Área [km <sup>2</sup> ]	3,5 - 29,63	3,6 - 58,073	3,6 - 6,093	22,4 - 1687
Precipitación media anual [mm]	1700 - 5000	1500 - 5000	1500 - 6200	2000 - 3000
Pendiente			0,59 - 18,27	
Longitud del cauce principal [km]	2,1-742,8	3,61 - 846	3,61 - 846	7,2 - 111,2
Perímetro [km]				19 - 240
Altura media de la cuenca [msnm]				2000 - 2500

- Parámetros de las cuencas de las quebradas Santa Elena y San Pedro

Los parámetros de las cuencas de las quebradas Santa Elena y San Pedro hasta las respectivas bocatomas calculados a partir de planos (ver Figura 103 y Figura 104 en el ANEXO 12) se muestran en la Tabla 30 y Tabla 31.

Tabla 30. Parámetros de la quebrada Santa Elena.

Área	7,32 km <sup>2</sup>
Perímetro	11,02 km
Longitud	4,05 km
Precipitación	2138* mm/año
Pendiente del cauce	0,0301** m/m

Tabla 31. Parámetros de la quebrada San Pedro.

Área	1,53 km <sup>2</sup>
Perímetro	4,97 km
Longitud	1,92 km
Precipitación	2138* mm/año
Pendiente del cauce	0,0495*** m/m

\* Estación Vasconia.

\*\* Entre las cotas 2650 - 2528

\*\*\* Entre las cotas 2635 -2540

El área y la longitud del cauce principal de Plan-Llano son menores que los rangos estudiados en los métodos de regionalización; sin embargo, debido a falta de información en esta quebrada se utilizarán estos métodos, asumiendo que aquellas ecuaciones de regionalización encontradas a partir de parámetros de menor valor serán las más acertadas. Además, Hidramsa utilizó estas ecuaciones en el Estudio de Fuentes y Caudales, al cual se ha hecho referencia previamente, para quebradas con áreas de drenaje similares a la de San Pedro, razón por la cual no se descartarán estos métodos para el estudio.

El método IV no se aplicará a ninguna de las cuencas debido a que fue encontrado a partir de cuencas con áreas mucho mayores que las estudiadas.

- Ecuaciones de los métodos de Regionalización

Como se explicó anteriormente, las ecuaciones de regionalización encuentran la media y la desviación estándar de los caudales mínimos que se presentarían en una quebrada en función de parámetros como el área de drenaje de su cuenca, la precipitación promedio multianual, la longitud y la pendiente del cauce. Para estas ecuaciones, que se muestran a continuación, los resultados de la media y la desviación estándar de los caudales mínimos se dan en m<sup>3</sup>/s.

**Método I Regionalización para todo el departamento de Antioquia \***

$$\text{Media} = 1,114 * 10^{-2} * A^{1,087}$$

$$\text{Desv. Est.} = 2,948 * 10^{-3} * A^{1,087}$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

**Método II Regionalización para Cauca - Porce – Medellín \***

$$\text{Media} = 10^{-5,269} * A^{0,948} * P^{1,046} \qquad \text{Corr.} = 0,993$$

$$\text{Desv. Est.} = 10^{-5,293} * A^{0,985} * P^{0,875} \qquad \text{Corr.} = 0,980$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

P: Precipitación [mm/año]

**Método IIA Regionalización para Cauca - Porce - Medellín \***

$$\text{Media} = 10^{-1,899} * A^{1,023}$$

$$\text{Desv. Est.} = 10^{-2,473} * A^{1,048}$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

### **Método III Regionalización para el departamento de Antioquia \***

$$\text{Media} = 10^{-5,281} * A^{0,903} * P^{1,086} \quad \text{Corr.} = 0,958$$

$$\text{Desv. Est.} = 10^{-5,257} * A^{0,944} * P^{0,9027} \quad \text{Corr.} = 0,957$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

P: Precipitación [mm/año]

### **Método IIIA Regionalización para el departamento de Antioquia \***

$$\text{Media} = 10^{-1,753} * A^{0,984}$$

$$\text{Desv. Est.} = 10^{-2,326} * A^{1,011}$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

### **Método IIIB Regionalización para el departamento de Antioquia \***

$$\text{Media} = 10^{-5,281} * A^{0,903} * P^{1,086} \quad \text{Corr.} = 0,958$$

$$\text{Desv. Est.} = 10^{-5,4,37} * A^{0,683} * L^{0,516} * S^{0,322} * P^{0,868} \quad \text{Corr.} = 0,957$$

A: Área [km<sup>2</sup>]

L: Longitud del cauce [km]

S: Pendiente del cauce principal [%]

P: Precipitación [mm/año]

En la Tabla 136 y Tabla 137 del ANEXO 13 se muestran tabulados los caudales mínimos encontrados con cada método de regionalización para diferentes periodos de retorno ajustados a las distribuciones Gumbel y Log-Normal.

El ajuste a la distribución Log-Normal arroja valores más críticos para los periodos de retorno calculados que son mayores que 2,33 años. Por esta razón se escogerá este ajuste para comparar gráficamente los resultados con los diferentes métodos, lo cual se muestra a continuación.

---

\* Para estos métodos de regionalización las correlaciones oscilan entre 0,957 y 0,993

En la Figura 13 y en la Figura 14 se observa que los menores de los caudales mínimos para la quebrada Santa Elena se encuentran con el Método IIA, mientras que para la quebrada San Pedro se encuentran con el Método I. Los datos tabulados de caudales mínimos se muestran en la Tabla 32 y su representación gráfica en la Figura 14.

Figura 13. Métodos de regionalización para caudales mínimos – Quebrada Santa Elena.

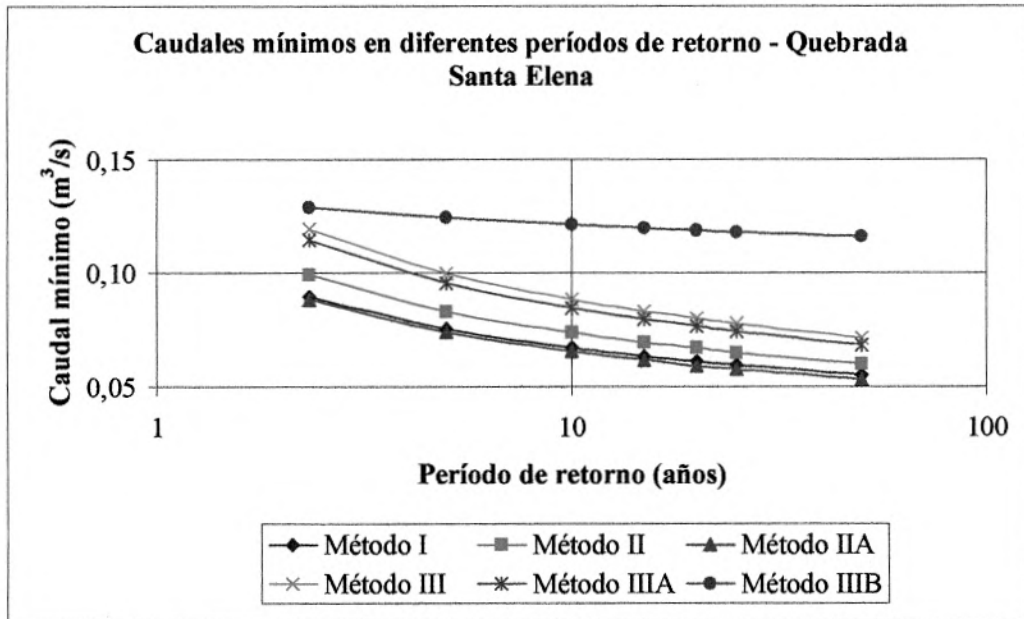


Figura 14. Métodos de regionalización para caudales mínimos – Quebrada San Pedro.

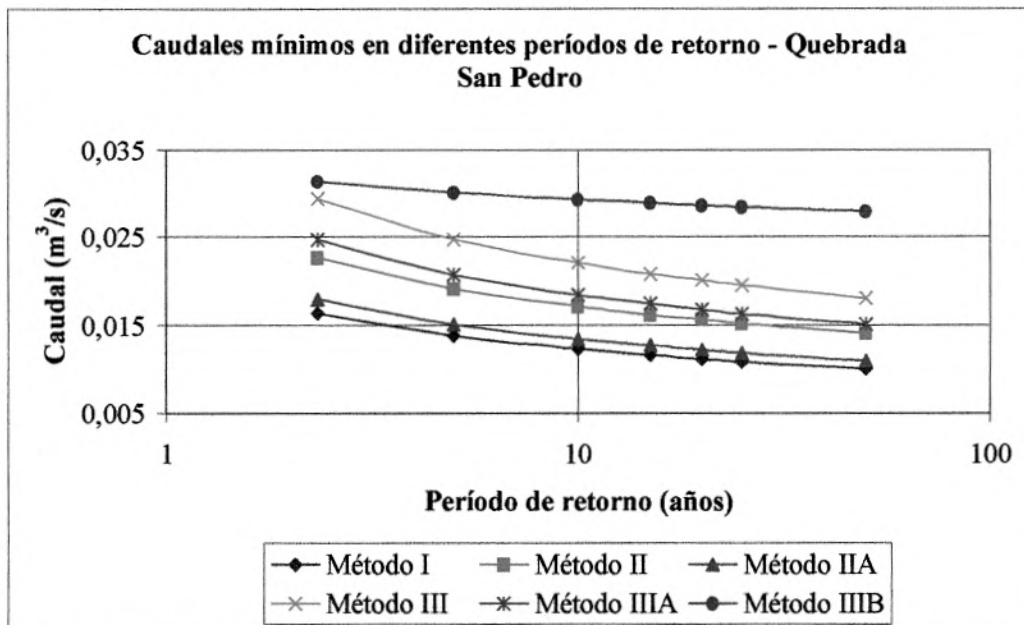
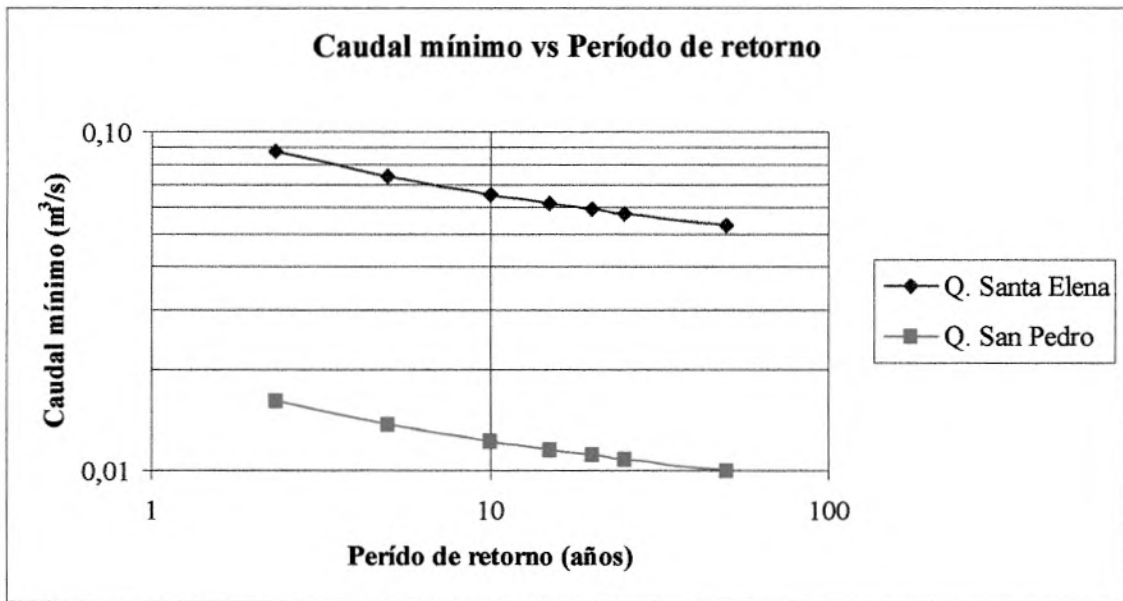


Tabla 32. Caudales mínimos encontrados por regionalización con el Método IIA para la quebrada Santa Elena y con el Método I para la quebrada San Pedro.

Tr	Q. Santa Elena	Q. San Pedro
	Q <sub>mín</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>mín</sub> (m <sup>3</sup> /s)
2,33	0,0880	0,0162
5	0,0739	0,0137
10	0,0655	0,0123
15	0,0616	0,0116
20	0,0593	0,0112
25	0,0575	0,0108
50	0,0530	0,0100

Figura 15. Curvas resultantes de los métodos de regionalización para caudales mínimos – Quebradas Santa Elena y San Pedro.



#### 4.2.2 Método EPM para acueductos veredales

Este método fue desarrollado por el Departamento de Hidrometría e Instrumentación de las Empresas Públicas de Medellín entre 1991 y 1992, con base en diferentes cuencas pequeñas de los corregimientos de Medellín (Santa Elena, San Cristóbal, Palmitas, San Antonio de Prado y Altavista) con el fin de estudiar fuentes para acueductos veredales. Se basa en la precipitación diaria multianual y en parámetros geomorfológicos (como el área de drenaje, la densidad de drenaje y la diferencia de niveles) para encontrar sintéticamente el caudal que se aforaría en una quebrada cualquier día del año, siempre y cuando haya al menos un día sin precipitación antes del día de interés, ya que el método utiliza el logaritmo natural de DSP



( $\ln(DSP)$ ), donde  $DSP$  son los días sin precipitación, y no acepta que la variable  $DSP$  sea igual a cero.

En la Tabla 138 del ANEXO 14 se muestran las características físicas de las cuencas utilizadas para la generación del modelo.

El modelo de regresión múltiple del estudio se obtuvo a partir de 25 datos de 50 iniciales, ya que fue necesario realizar una depuración de datos debido a aforos dudosos o que no concordaban con el comportamiento de las cuencas vecinas. Este modelo genera una buena predicción de caudales mínimos, ya que cuenta con un coeficiente de determinación de 0,94. La ecuación es la siguiente:

$$\ln Q = 0,77602 \ln(A) + 0,55938 \ln(Ddren) + 0,15485 \ln(Dif) + 0,084972 \ln(DSP) + 0,25469 \ln(PAN) - 11,41$$

$$\text{ó} \quad Q = e^{-11,41} A^{0,77602} \cdot Ddren^{0,5593} \cdot Dif^{-0,15485} \cdot DSP^{0,084972} \cdot PAN^{0,25469}$$

Donde:

$Q$ : Caudal de la quebrada en el día de estudio [L/s].

$A$ : Área de drenaje de la cuenca [km<sup>2</sup>].

$Ddren$ : Densidad de drenaje de la cuenca [km/km<sup>2</sup>].

$Dif$ : Diferencia entre la cota mayor y menor del cauce (hasta el punto de la bocatoma) [m].

$DSP$ : Días sin precipitación.

$PAN$ : Precipitación acumulada en los 30 días que preceden el día en estudio [mm].

En este estudio el área de drenaje, la densidad de drenaje y la diferencia de niveles se encontraron a partir del plano digitalizado en AutoCAD, que se muestra en el ANEXO 12.

Como el interés de este estudio es estimar el caudal mínimo en cada año, se asume, para la aplicación de este método, que el menor caudal en el año corresponde al día con mayor

número de días sin precipitación y menor precipitación acumulada en los 30 días anteriores<sup>1</sup>.

Para las quebradas Santa Elena y San Pedro, los datos de precipitación corresponden a la estación Vasconia, ya que es la más cercana geográficamente a las bocatomas de los acueductos; mientras que para las quebradas Chiqueros y San Roque se escogió la estación pluviométrica de Mazo, utilizando el mismo criterio de cercanía con la ubicación de las bocatomas de los acueductos correspondientes.

Se utilizaron los datos de *DSP* y *PAN* críticos de la estación Vasconia, correspondientes a los encontrados en el estudio de caudales mínimos de Héctor Pizarro desde el año 1949 hasta el año 1991. Los datos de *DSP* y *PAN* para los años 1992 a 2001 se encontraron a partir de los registros de precipitación diaria en la estación Vasconia, con el criterio descrito anteriormente. Los mismos datos se encontraron para la estación Mazo desde 1948 a 2001, realizando el mismo procedimiento que para la estación Vasconia. En algunos de los años estudiados se presentó dificultad para definir el día de mayor sequía según la precipitación, ya que al día de mayor *DSP* correspondía una *PAN* grande comparada con la de otros días de *DSP* menor, por esta razón se tomaron varios días secos en un mismo año y se escogió el día de menor caudal calculado para hacer el análisis de caudales mínimos multianuales.

A continuación se muestran las tablas con los parámetros físicos de las cuencas Santa Elena y San Pedro necesarios para la aplicación del método EPM para acueductos veredales. Los parámetros utilizados para las quebradas Chiqueros y Mazo se muestran la Tabla 19, la Tabla 24 y la Tabla 25 de la sección anterior.

Tabla 33. Parámetros físicos de la cuenca de la quebrada Santa Elena.

Área de drenaje	7,32 km <sup>2</sup>
Longitud	4,05 km
Diferencia de niveles	122 m
Long. total de corrientes	37,61 km
Densidad de drenaje	5,14 km/km <sup>2</sup>

Tabla 34. Parámetros físicos de la cuenca de la quebrada San Pedro.

Área	1,53 km <sup>2</sup>
Longitud	1,92 km
Diferencia de niveles	95 m
Long. total de corrientes	9,27 km
Densidad de drenaje	6,06 km/km <sup>2</sup>

---

<sup>1</sup> Boletín Hidrometeorológico. EEPPM. Volumen 2. Medellín. 1993

Los datos de precipitación (*DSP* y *PAN*) y sus respectivas fechas correspondientes a las estaciones Vasconia y Mazo, y los caudales resultantes de la aplicación del método EPM para acueductos veredales se encuentran en el ANEXO 14.

A partir de los resultados anteriores se encontró la serie de caudales mínimos desde el año 1949 hasta el año 2001 para los resultados provenientes de la estación Vasconia y la serie de caudales para las quebradas que se trabajaron con la estación Mazo. Estos resultados se muestran en el ANEXO 14.

Una vez se genera la serie sintética de caudales es necesario ajustarlos a una curva para encontrar el período de retorno de cualquier caudal mínimo. Para esto se aplicaron dos métodos:

- Se aplicó la asignación de probabilidad, en la cual se organizan los caudales mínimos multianuales de menor a mayor y se encuentra la probabilidad de ocurrencia de la siguiente forma:

$$p = \frac{n}{N + 1}$$

donde:

*n*: Posición del caudal en la tabla organizada ascendentemente.

*N*: Número total de años con registro.

El período de retorno es el inverso de la probabilidad:  $Tr = \frac{1}{p}$

Finalmente se grafican los caudales mínimos contra sus períodos de retorno y se encuentra la ecuación de la línea de tendencia que más se ajuste a los datos.

Ajustando los datos a una línea de tendencia potencial se obtienen las siguientes ecuaciones:

- Quebrada Santa Elena:

$$Q = 51,087 \cdot Tr^{-0.325078} \quad Tr = [\text{años}]; \quad Q = [\text{L/s}]$$

- Quebrada San Pedro:

$$Q = 16,00 \cdot Tr^{-0.32508} \quad Tr = [\text{años}]; \quad Q = [\text{L/s}]$$

- Quebrada Chiqueros:

$$Q = 2,0574 \cdot Tr^{-0.2592} \quad Tr = [\text{años}]; \quad Q = [\text{L/s}]$$

- Afluente Izquierdo Mazo:

$$Q = 1,591 \cdot Tr^{-0.2592} \quad Tr = [\text{años}]; \quad Q = [\text{L/s}]$$

- Afluente Derecho Mazo:

$$Q = 1,3982 \cdot Tr^{-0.2592} \quad Tr = [\text{años}]; \quad Q = [\text{L/s}]$$

La tabla con los cálculos para encontrar la probabilidad de ocurrencia se muestra en la Tabla 142 y la Tabla 143 del ANEXO 14.

- Se ajustaron los caudales mínimos multianuales encontrados con el método EPM a las distribuciones Gumbel y Log-Normal, donde el caudal mínimo para un período de retorno dado es igual a  $Q_{TR} = \mu + K\sigma$ , donde  $\mu$  y  $\sigma$  se aproximan a la media aritmética y desviación estándar de los caudales mínimos encontrados respectivamente. El factor de frecuencia  $K$  se encuentra de la misma forma que se hizo para los métodos de regionalización.

La media y la desviación estándar encontradas para cada quebrada se muestran en la Tabla 35.

Tabla 35. Media y desviación estándar de los caudales mínimos estimada a partir de los resultados del método EPM.

<b>Quebrada</b>	<b>Media (L/s)</b>	<b>Desv. Est. (L/s)</b>
Santa Elena	38,76	9,50
San Pedro	12,14	2,98
Chiqueros	1,65	0,40
San Roque afl. Izq.	1,28	0,31
San Roque afl. Der.	1,12	0,27

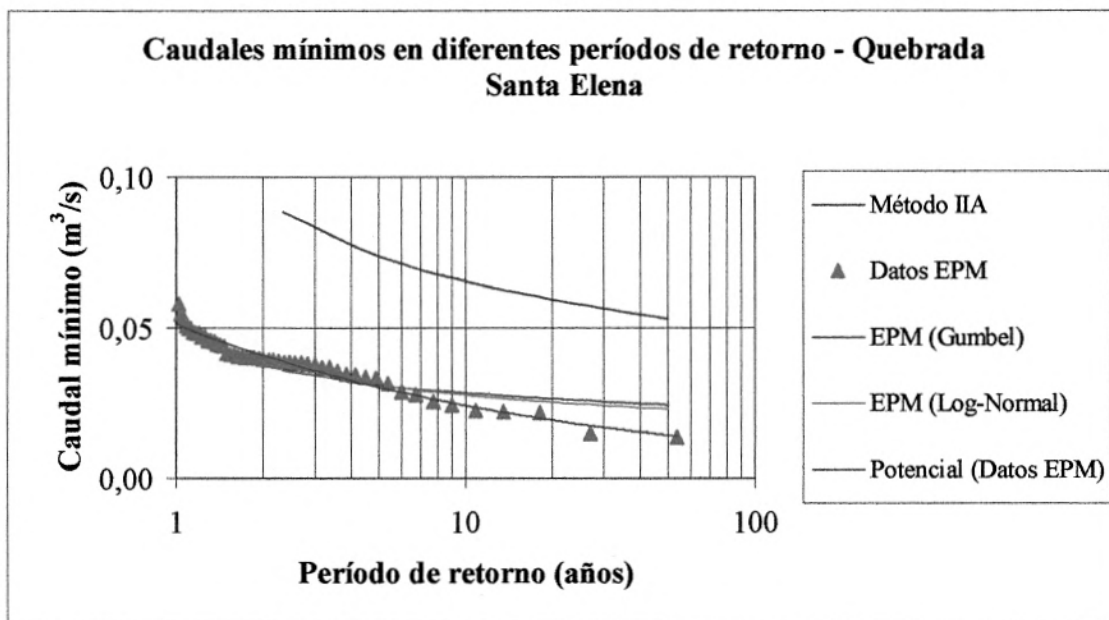
En la Tabla 144 y la Tabla 145 del ANEXO 14 se muestran los resultados del ajuste a estas distribuciones. Todos los ajustes cumplieron la prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov.

En los resultados de Mazo se puede observar que los caudales mínimos para períodos de retorno altos son mucho mayores que los que se han aforado. Esto quiere decir que esta quebrada se encuentra intervenida aguas arriba del punto de captación del acueducto o que los parámetros encontrados en la bibliografía de esta quebrada corresponden a un punto aguas abajo del punto de la captación de agua para el acueducto de Mazo; por lo anterior, el estudio de caudales mínimos de Mazo se referirá sólo a los aforos. Los resultados de caudales mínimos de la quebrada Chiqueros coinciden con los aforos realizados en verano sobre dicha quebrada, lo cual valida el método utilizado para la obtención de los caudales mínimos.

En la Figura 16 y en la Figura 17 se muestra la representación gráfica de los diferentes ajustes para el método EPM y la menor curva de ajuste de los métodos de regionalización para las quebradas Santa Elena y San Pedro.

La Figura 18, la Figura 19 y la Figura 20 muestran la representación gráfica de los diferentes ajustes por el método EPM para las quebrada Chiqueros y los dos afluentes de Mazo.

Figura 16. Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada Santa Elena.



La curva de regionalización de la quebrada Santa Elena se aleja mucho de los caudales mínimos aforados, pues el caudal correspondientes a un período de retorno de 50 años es mayor que varios aforos, lo cual pone en duda la confiabilidad de esta curva, por lo cual se descartará este resultado para comparaciones con otras curvas.

Los ajustes Log-Normal y Gumbel se ajustan más a eventos extremos pues dan mayor ponderación a las colas, por esta razón se debe utilizar el ajuste Log-Normal, ya que es el que mejor representa el comportamiento de las cuencas en Antioquia.



Figura 17. Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada San Pedro.

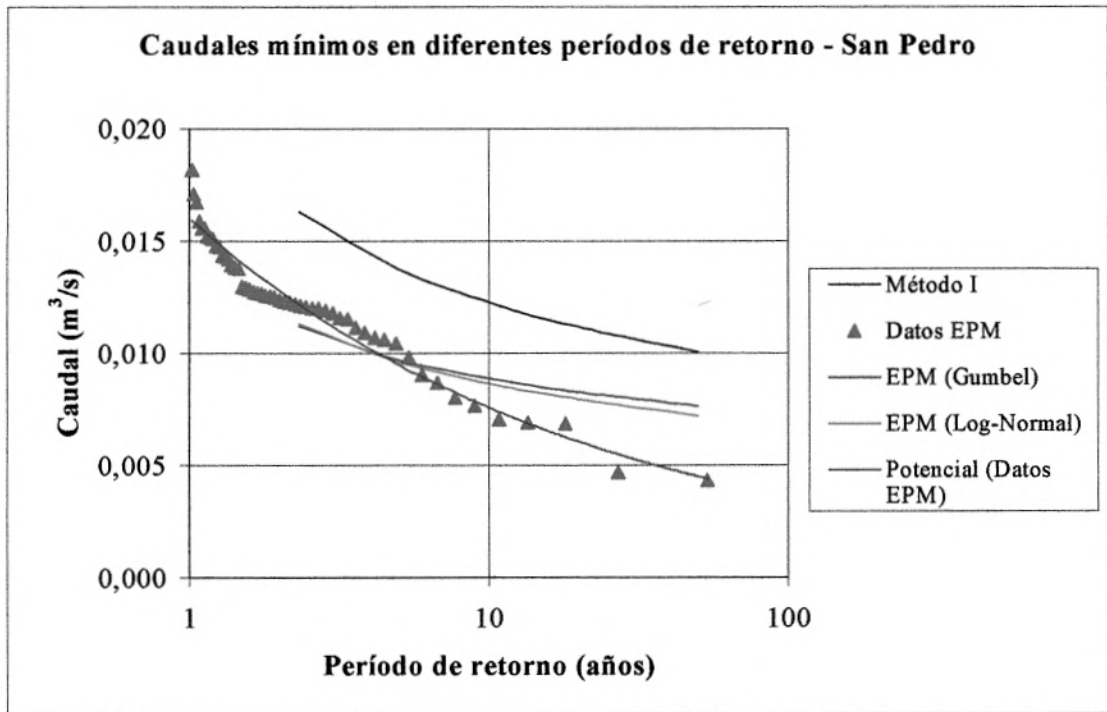


Figura 18. Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Quebrada Chiqueros

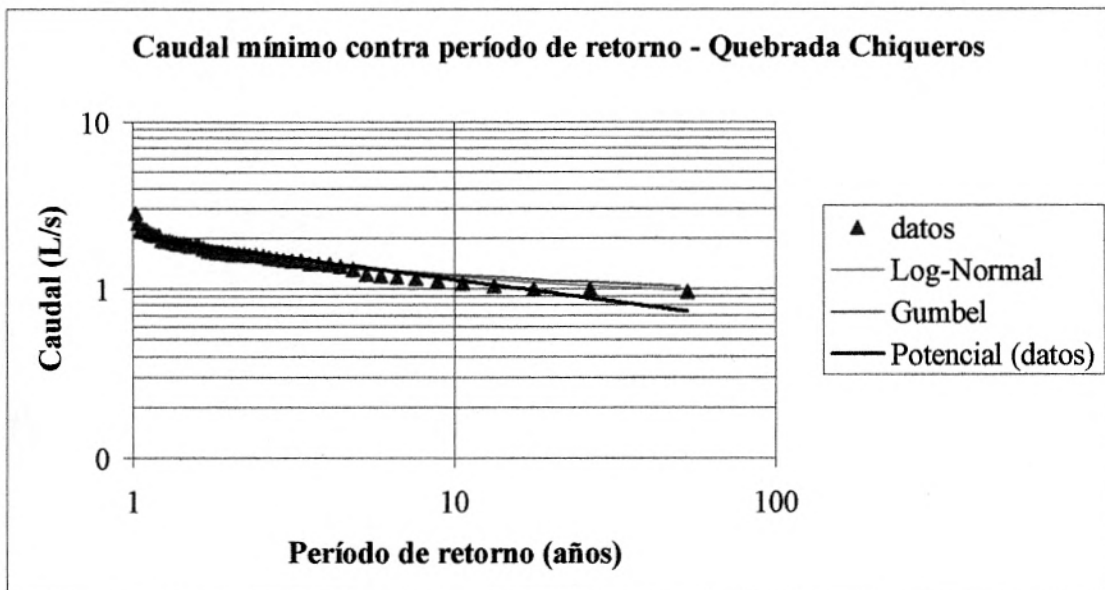


Figura 19. Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Afluente Izquierdo de Mazo

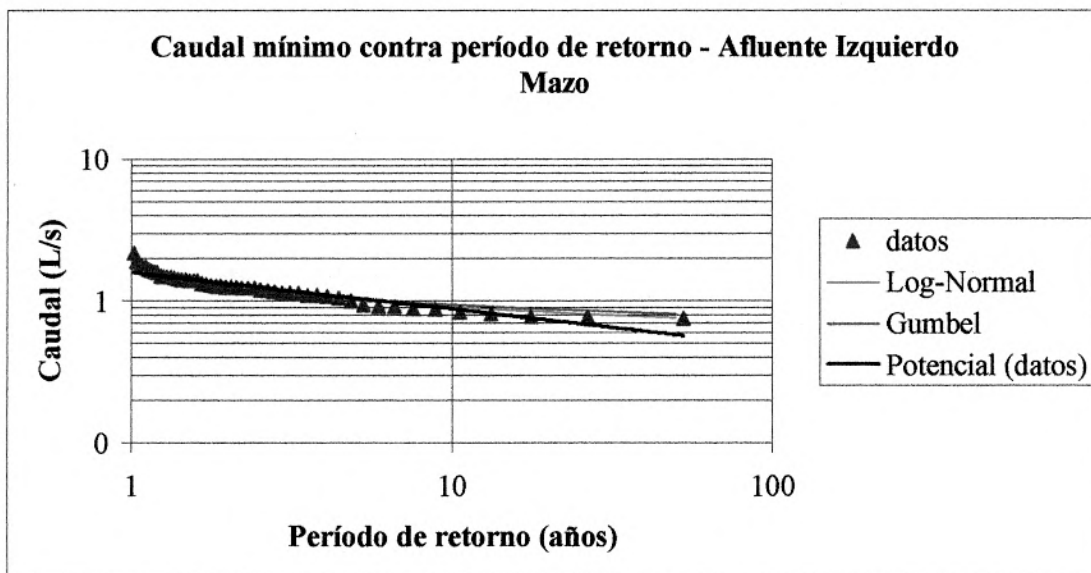
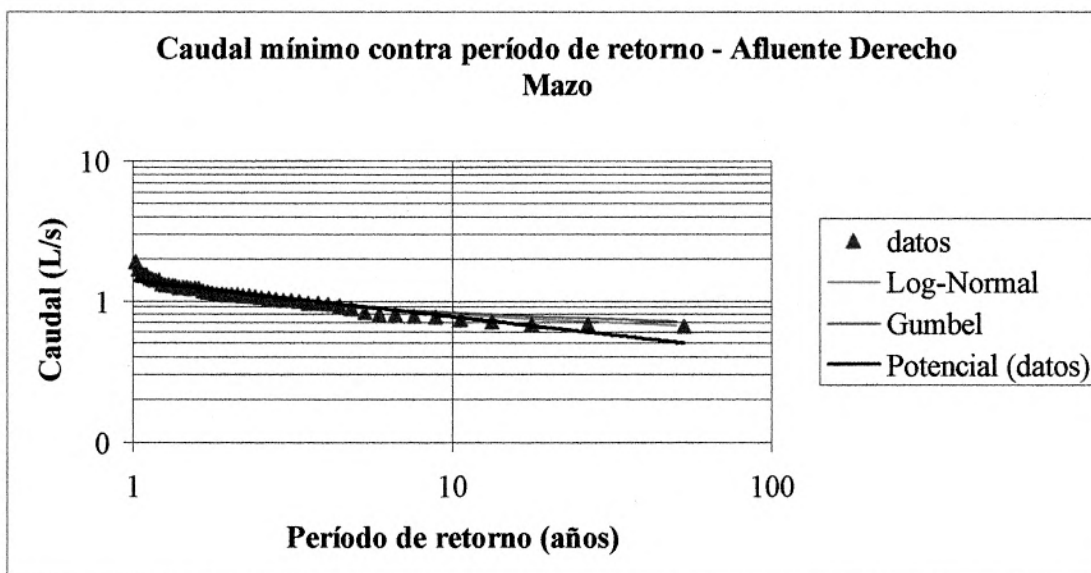


Figura 20. Curvas resultantes del método EPM para caudales mínimos – Afluente Derecho de Mazo



#### 4.2.3 Transferencia de registros de la quebrada Chorrillos a la quebrada Santa Elena

Este método se llevó a cabo solamente para Santa Elena y consistió en encontrar los caudales mínimos de cada año en la quebrada Santa Elena a partir de los registros de caudales diarios de la quebrada Chorrillos. Es necesario recurrir a una analogía con esta quebrada que presenta similitudes hidromorfológicas y que se encuentra cerca a la quebrada Santa Elena, de manera que se puede suponer un comportamiento similar de las dos quebradas, ya que como se explicó anteriormente, no se ha llevado registro de caudales en la quebrada Santa Elena. La quebrada Chorrillos, ubicada en la vereda Piedras Blancas, se eligió teniendo en cuenta los criterios anteriores y el testimonio de conocedores de la zona para realizar la analogía. Los caudales diarios registrados para esta quebrada corresponden a la estación RM-8 entre los años 1936 y 2001, con la excepción de los años 1950 a 1957 y de 1983 a 1990, en los cuales no hubo registro; también hay algunos años con meses o días sin registro, que se analizarán más adelante.

El procedimiento que se siguió fue el siguiente:

- A partir de los datos registrados en Chorrillos se encontró el caudal mínimo, el medio y el máximo\* de cada año, incluso de aquellos años en los que faltan días de registro (en total son 50 años a los que corresponde un caudal mínimo).
- Los caudales encontrados para la quebrada Chorrillos se transfirieron utilizando un factor mensual que relaciona las áreas de drenaje y la precipitación promedio multianual (hasta el año 2001) de la cuenca de la quebrada Chorrillos y la de la quebrada Santa Elena, de la siguiente forma:

$$f = \frac{A_{StaElena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{StaElena}}{P_{Chorrillos}} = \frac{Q_{StaElena}}{Q_{Chorrillos}}$$

Donde:

$f$ : Factor de conversión por mes.

$A_i$ : Área de drenaje de la cuenca  $i$ .

$P_i$ : Precipitación promedio mensual en la cuenca  $i$ .

$Q_i$ : Caudal de la quebrada  $i$ .

---

\* Además del mínimo se halló también el caudal medio y máximo de cada año, como herramienta para analizar el comportamiento anual de la quebrada.

La precipitación de Santa Elena corresponde a la registrada en la Estación Vasconia, ya que ésta es la estación más cercana al punto de la bocatoma; el área de Santa Elena se midió directamente del plano digitalizado en AutoCAD. El área de drenaje de Chorrillos se obtuvo del estudio realizado por el ingeniero Héctor Pizarro D. y la precipitación promedio mensual se obtuvo de los registros de la estación Chorrillos.

Para transferir los registros de caudal de Chorrillos a Santa Elena para los años sin registro de precipitación se utilizó un factor que relaciona las precipitaciones promedio multianuales de las cuencas de las quebradas Chorrillos y Santa Elena, y el factor resultante se muestra a continuación:

$$f = \frac{A_{StaElena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{StaElena}}{P_{Chorrillos}} = \frac{7.32km^2}{3.60km^2} \cdot \frac{2138mm}{1715mm} = 2,53$$

- Análisis de los caudales mínimos, medios y máximos en los años con registros incompletos.
- Análisis de frecuencias de caudales mínimos\* y ajuste a una curva de caudal mínimo contra período de retorno. Esto se hizo asignando una probabilidad de ocurrencia a cada caudal, ajustando los datos a una línea potencial, a la distribución Gumbel y a la distribución Log-Normal, de la misma forma como se explicó anteriormente, y escogiendo la curva que mejor se ajuste a los puntos.

En la Tabla 146 del ANEXO 15 se muestran los caudales mínimo, medio y máximo y los días sin registro de cada año, después de hacer la conversión de Chorrillos a Santa Elena.

Para realizar el análisis de la confiabilidad de los caudales mínimos en los años con registros incompletos se ordenaron los caudales mínimos anuales de menor a mayor, y como resultado de esto se dio una posición a cada valor de caudal, siendo 1 la posición del menor y 50 la del mayor. La tabla resultante de este procedimiento se mencionará más adelante, en el análisis de frecuencias. Este mismo procedimiento se hizo para los caudales medios y para los máximos, con la diferencia de que los caudales máximos se ordenaron de mayor a menor.

A continuación se muestra una tabla que contiene sólo los años en los que faltan registros, con los días sin registro y los caudales mínimos, medios y máximos correspondientes con sus respectivas posiciones.

---

\* Además del mínimo se halló también el caudal medio y máximo de cada año, como herramienta para analizar el comportamiento anual de la quebrada.

Tabla 36. Posición de los caudales mínimo, medio y máximo en los años con registros diarios incompletos.

Año	Días sin Registro	Qmín (m <sup>3</sup> /s)	Posición Qmín	Qmed (m <sup>3</sup> /s)	Posición Qmed	Qmáx (m <sup>3</sup> /s)	Posición Qmáx
1949	184	0,0239	1	0,2316	16	0,8132	45
1976	158	0,0835	38	0,2321	17	1,2224	25
1977	108	0,0767	33	0,2372	21	0,6257	48
1979	31	0,0904	41	0,2230	14	0,5164	49
1981	18	0,0281	4	0,2539	24	1,1065	28
1991	75	0,0717	28	0,1692	3	0,6537	47
1992	61	0,0550	16	0,1317	2	0,9262	38
1993	17	0,0707	26	0,4716	50	3,7954	3
1995	49	0,0689	25	0,2661	26	2,5080	7
1998	9	0,0266	3	0,1982	6	1,5020	18
2001	45	0,0788	35	0,2367	20	2,8975	5

Los años que tienen mayor número de días sin registro se omiten para el análisis, siempre y cuando éstos no contengan un caudal extremo (mínimo o máximo) con una posición representativa para el análisis general, o sea cercana a la posición 1. El criterio para descartar los caudales medios es diferente, éstos indican el comportamiento general del año, por lo cual es necesario contar con la mayor cantidad de datos posible y con buena distribución en el tiempo.

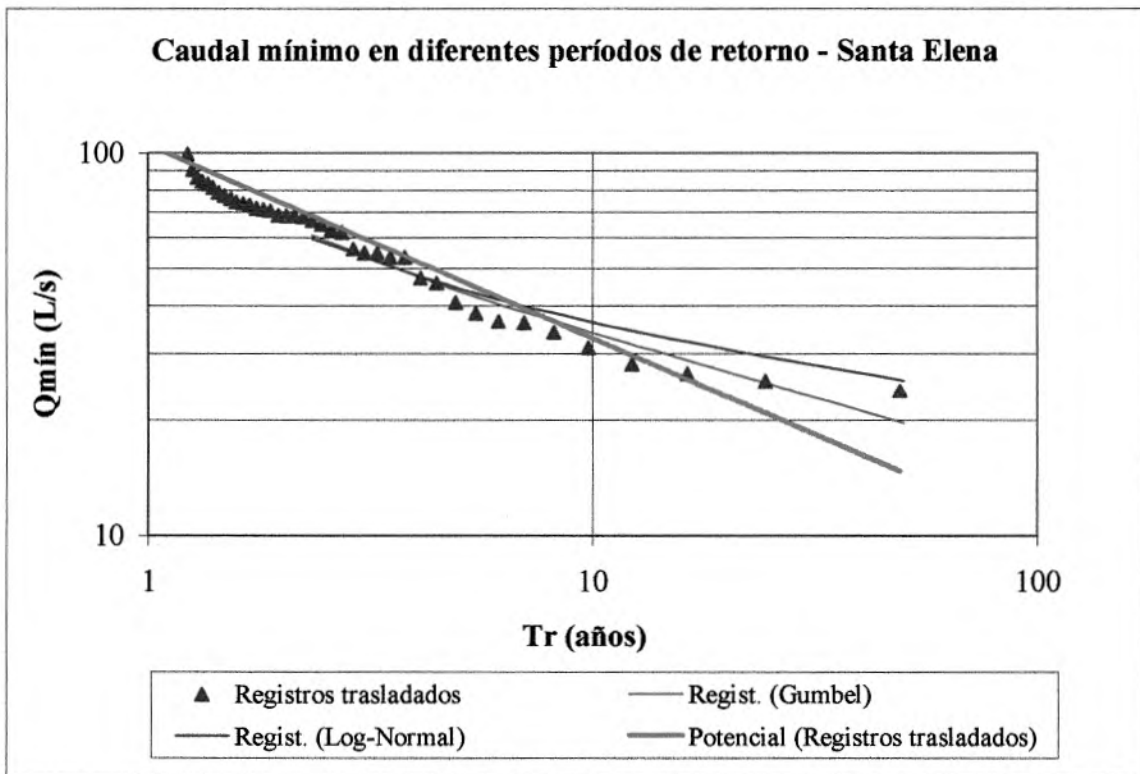
Inicialmente se descartaron los años con un número de días sin registro mayor que 75, que corresponden a 1949, 1976 y 1977, exceptuando 1949 para el análisis de caudales mínimos, ya que en este año se presenta el caudal más crítico. Para una mejor interpretación de los caudales medios también se descartan los años 1991, 1992 y 1995, ya que tienen más de un mes y medio seguido sin registro, en momentos del año representativos como agosto y principios de año (épocas de sequía).

Para el análisis de caudales mínimos no es necesario excluir los últimos tres años mencionados, ya que, como se verá más adelante, hay dos épocas de sequía claramente identificadas: los primeros meses del año, y los primeros meses del segundo semestre del año; cuando en un año hace falta registros durante un mes de sequía, se puede encontrar un caudal mínimo muy parecido al que se encontraría ese mes en la otra época de sequía. Este mismo análisis se podría hacer con los caudales máximos, aunque no es necesario, ya que los meses en los cuales no hubo registro no corresponden a la época de lluvias.

El año 2001, a pesar de tener 45 días sin registro, no se excluirá del análisis de caudales medios ya que los días sin registro se distribuyen entre un mes de sequía y uno de lluvias.

El análisis de frecuencias de los caudales mínimos se realizó de la misma manera que en los métodos explicados anteriormente, con la asignación de probabilidades y el ajuste a una línea de tendencia potencial, a la distribución Gumbel y a la distribución Log-Normal. Los resultados se muestran en la Tabla 147 y la Tabla 148 del ANEXO 15. Tanto Gumbel como Log-Normal cumplieron la prueba de bondad del ajuste de Smirnov-Kolmogorov. A continuación se muestra la representación gráfica:

Figura 21. Curvas resultantes del estudio de frecuencias para caudales mínimos con los registros transferidos – Quebrada Santa Elena.



El ajuste Log-Normal será el que se utilizará para la comparación con el ajuste del método EPM.

#### 4.2.4 Estudio de caudales mínimos a partir del estudio del ingeniero Héctor Pizarro

Al principio de este estudio se presentaron los estudios previos realizados en Santa Elena, dentro de los cuales se mostró la obtención de caudales mínimos en el punto de La Cascada para los años 1949 a 1991, utilizando el método EPM para acueductos veredales, realizado por Héctor Pizarro. En este estudio se trasladaron los caudales obtenidos en La Cascada al punto de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena por rendimientos de áreas. Los resultados se muestran en el ANEXO 16. Con estos datos se realizó un análisis de frecuencias con asignación de probabilidades y ajustándolos a las distribuciones Gumbel y

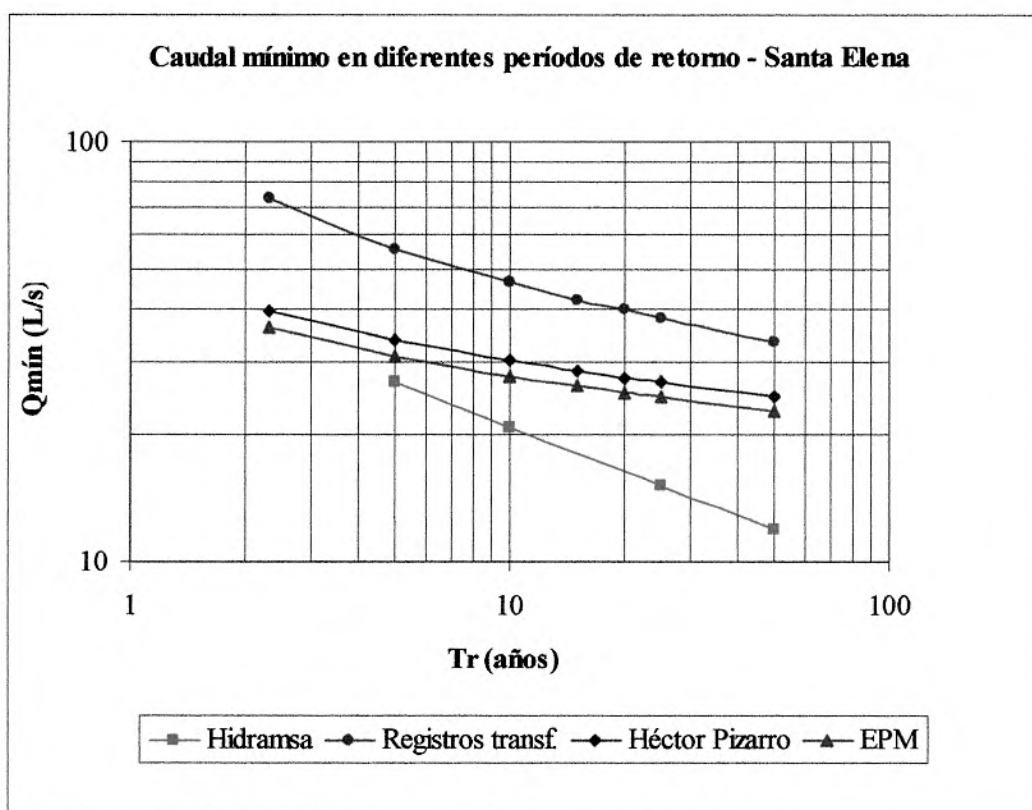


Log-Normal. Todos los ajustes cumplieron con la prueba de bondad del ajuste Smirnov-Kolmogorov y se escogió la distribución Log-Normal como representativa.

Las tablas resultantes de este estudio se muestran en el ANEXO 16.

A continuación se muestra una figura con las curvas resultantes de cada método con el fin de comparar los resultados tanto cualitativamente como numéricamente con los aforos. Las curvas resultantes de los métodos de regionalización no se muestran pues son mucho mayores que algunos aforos realizados en épocas de sequía. Además de las calculadas, se incluye la curva encontrada por Hidramsa como referencia.

Figura 22. Curvas de caudales mínimos para la quebrada Santa Elena.



#### 4.2.5 Resultados de los estudios de caudales mínimos y análisis de riesgo

Se escogió una curva de todas las encontradas por los diferentes métodos y se utilizó para hacer el análisis de riesgo para diferentes períodos de diseño. El riesgo se encontró según la siguiente expresión:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{P_d}$$

Donde:

$R$ : Probabilidad de que se presente en la quebrada un caudal igual o menor al mínimo, correspondiente a un período de retorno determinado, al menos una vez en un período de diseño determinado.

$T_R$ : Período de retorno de la quebrada.

$P_d$ : Período de diseño o vida útil restante del sistema.

La tabla tiene doble entrada por filas y columnas:

- En las filas se ubicaron los diferentes períodos de diseño considerados en este trabajo y el caudal necesario en la bocatoma correspondiente a cada período de diseño, que es el caudal demandado dividido por 0,8 para dejar el caudal ecológico en la quebrada igual a 20% del caudal mínimo.
- En las columnas se ubicaron los diferentes períodos de retorno de la quebrada y el caudal mínimo correspondiente.

Los valores de riesgo en rojo son aquellos para los cuales el caudal mínimo es menor que el necesario en la bocatoma. Estos valores se descartan para el análisis de riesgo.

- Quebrada San Roque

Actualmente la quebrada es insuficiente, ya que se ha presentado la necesidad de suspender el servicio en épocas de sequía. Los aforos realizados muestran que en época de sequía la oferta de agua se encuentra alrededor de 0,7 L/s, mientras que la demanda actual del acueducto de Mazo es mayor de 1 L/s.

- Quebrada Chiqueros

A partir de la curva de caudales mínimos obtenida con el método EPM se hizo el análisis de riesgo que se muestra en la Tabla 37. La Figura 23 muestra la representación gráfica de la curva de caudales mínimos.

Figura 23. Curva de caudales mínimos para la quebrada Chiqueros

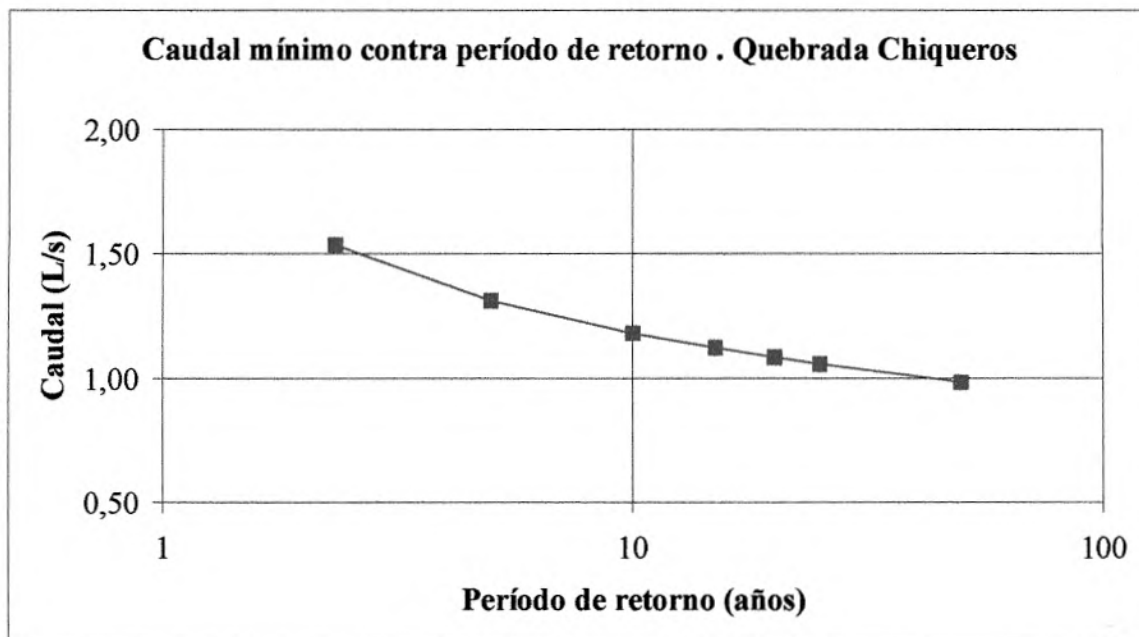


Tabla 37. Análisis de riesgo para el acueducto Las Flores con la quebrada Chiqueros.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		1,54	1,31	1,18	1,12	1,08	1,06	0,98
QMD/0,8	$\begin{matrix} \text{Tr} \\ \text{Pd} \end{matrix}$	2,33	5	10	15	20	25	50
	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

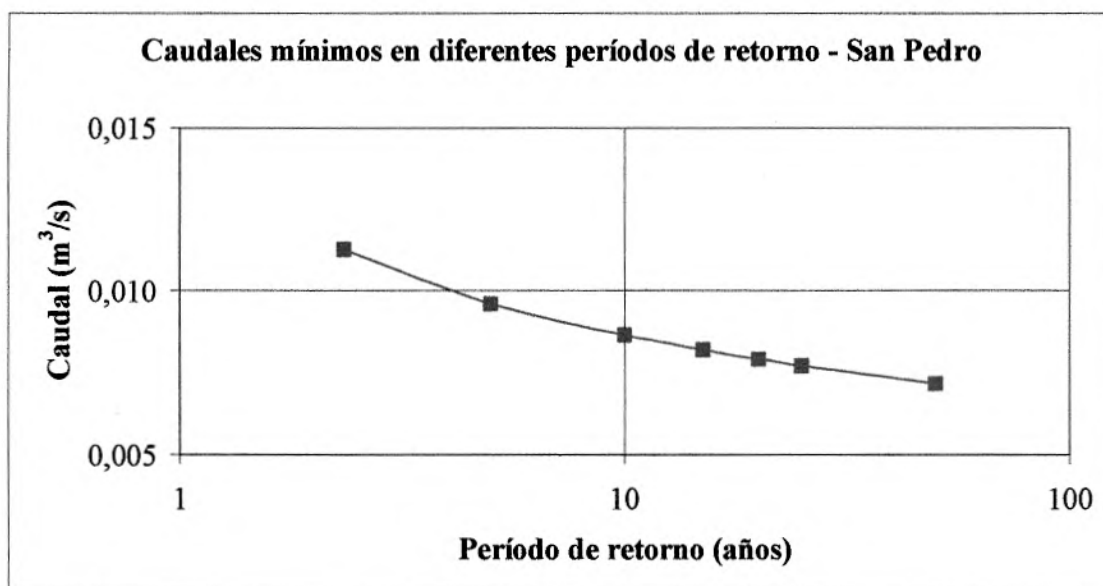
Según la tabla anterior, no existe ninguna combinación de período de diseño con período de retorno para la cual se presente en la quebrada un caudal mínimo mayor que el demandado, mientras el sistema esté en funcionamiento; esto quiere decir que la quebrada Chiqueros es insuficiente para abastecer por sí sola el acueducto Las Flores en períodos de verano. Si el caudal mínimo para el período de retorno de 25 años fuera igual al demandado se estaría asumiendo un riesgo de 41% para un período de diseño de 13 años (hasta el año 2015).

- Quebrada San Pedro

La curva de caudales mínimos escogida para esta quebrada es la resultante del método EPM, debido a la gran diferencia entre la menor curva de caudales mínimos en diferentes períodos de retorno obtenida a partir de los métodos de regionalización y la obtenida a partir del

método EPM, y a que las cuencas utilizadas para las ecuaciones de regionalización tienen áreas de drenaje mucho mayores que la de la quebrada San Pedro, mientras que las cuencas del método EPM son más parecidas. A continuación se muestra la curva de caudales mínimos en diferentes períodos de retorno y la tabla para el análisis de riesgo.

Figura 24. Curva de caudales mínimos para la quebrada San Pedro.



La Tabla 38 muestra el riesgo para diferentes períodos de diseño del acueducto Multiveredal Plan-Llano y diferentes períodos de retorno de la quebrada San Pedro.

Tabla 38. Análisis de riesgo para el acueducto Plan-Llano con la quebrada San Pedro.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		11,29	9,63	8,65	8,21	7,93	7,73	7,19
QMD/0,8	Tr	2,33	5	10	15	20	25	50
	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

Según la tabla anterior, se asume un riesgo del 49% de que el caudal de la quebrada sea inferior al de toma por lo menos una vez en un período de diseño de 13 años que corresponde a una vida útil del acueducto desde el año 2002 hasta el año 2015.

- Quebrada Santa Elena

La curva elaborada a partir del estudio de Héctor Pizarro se acerca mucho a la generada en este trabajo con el método EPM, sin embargo, esta última contiene mayor número de años y en ella no fue necesario hacer dos veces transferencia de áreas; por esta razón se descarta la curva elaborada a partir de la serie generada por el ingeniero Héctor Pizarro.

También se puede observar en la Figura 22 que los caudales obtenidos por Hidramsa son los más críticos y están también muy cercanos a los calculados por el método EPM, pero, como se dijo antes, no se conoce la forma como fueron obtenidos los resultados, por lo cual esta curva sólo se utilizará como referencia para escoger entre las dos curvas restantes: la encontrada a partir de registros transferidos desde la quebrada Chorrillos y la calculada con el método EPM.

Las curvas anteriores son las que se tendrían suponiendo que la cuenca de la quebrada Santa Elena no se encuentra intervenida por la captación de agua de la quebrada San Pedro (afluente importante de la quebrada antes de la bocatoma del acueducto Multiveredal Santa Elena) para el acueducto Multiveredal Plan-Llano. Para comparar correctamente las dos curvas entre sí y con los aforos, es necesario restar a los caudales resultantes el agua utilizada por este acueducto. En este momento Plan-Llano utiliza 5,2 L/s en el bombeo y se supone que el resto del agua captada es devuelta a la quebrada; las tablas resultantes de restar este valor a los dos métodos seleccionados para la comparación se muestran en el ANEXO 17.

El método EPM permite verificación directa con los aforos, ya que predice el caudal que pasaría por la quebrada un día determinado. Teniendo las fechas en que se realizaron los aforos, se encontraron los días sin precipitación (*DSP*) y la precipitación acumulada en los 30 días anteriores al aforo (*PAN*) para cada aforo, y se calcularon los caudales correspondientes utilizando el método EPM. En las fechas con *DSP* igual a cero no se calcularon los caudales por la limitación del modelo. A continuación se muestra la tabla con los resultados.

Tabla 39. Verificación con aforos de los resultados del método EPM.

Fecha	Aforo (L/s)	DSP	PAN (mm)	Caudal calculado por EPM (L/s)	Diferencia porcentual
13/03/1992	71,35	0	117,8		
20/03/1992	50,32	1	131,9	42,89	14,77%
27/03/1992	49,93	1	77	37,39	25,11%
02/03/1993	73,84	10	73,2	39,69*	46,24%
28/02/1995	63,78	2	31,7	26,44*	58,54%
31/03/1998	58,20	0	140,2		
01/03/2001	144,34	0	85,6		

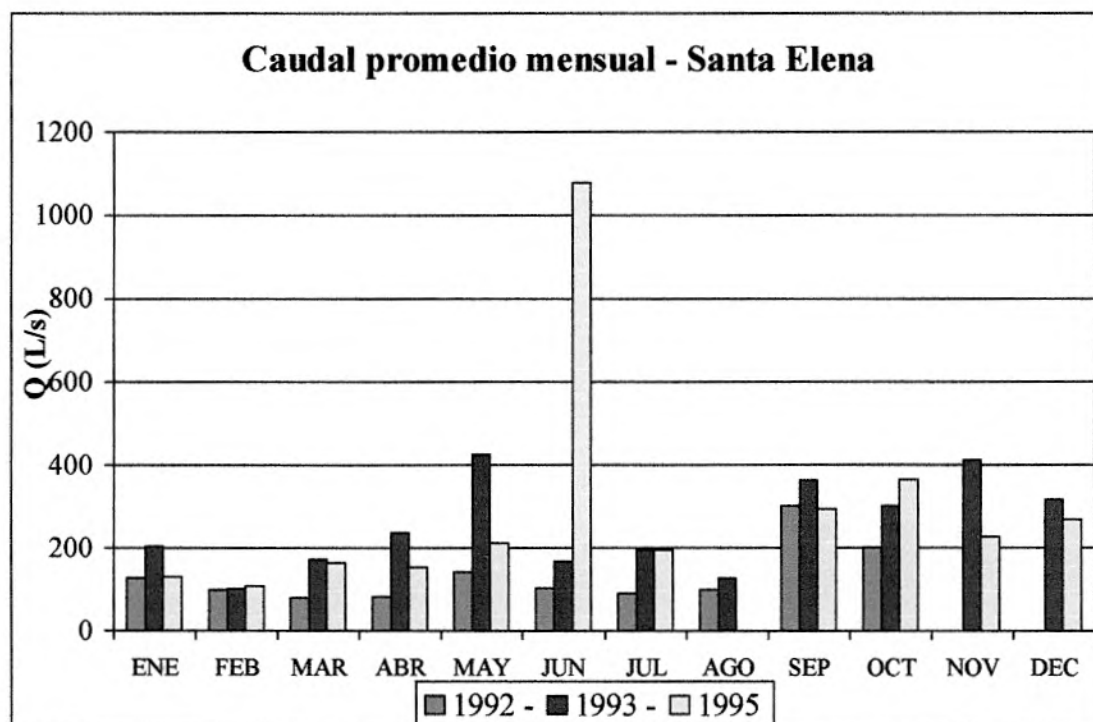
\* Estos caudales no son el resultado directo de la aplicación del método EPM en esas fechas, ya que se les restó 5,2 L/s, caudal captado por Plan-Llano.

En la tabla anterior se puede observar que los caudales encontrados por el método EPM son menores que los aforados y que la diferencia porcentual es mayor en los aforos de mayor magnitud.

Para comprobar si los aforos fueron tomados en época de sequía se graficaron, como se muestra en la Figura 25, los caudales promedios mensuales en los años 1992, 1993 y 1995 para Chorrillos (quebrada morfológicamente similar a la quebrada Santa Elena), que son los años correspondientes a los registros con los cuales se cuenta.

En los años 1993 y 1995 se utiliza el caudal registrado en los primeros días de marzo y el último día de febrero respectivamente, que corresponden a fechas inmediatamente posteriores al mes de mayor sequía en esos años. En 1992 se utiliza el caudal registrado en los últimos días de marzo, mes de mayor sequía en este año.

Figura 25. Caudal promedio mensual en Santa Elena en los años 1992, 1993 y 1995.



\* En el año 1992 faltan los registros de noviembre y diciembre.

\* En el año 1993 faltan los registros de enero 1, 26 febrero a 9 de marzo y de 1 a 4 de octubre.

\* En el año 1995 faltan registros de 17 de julio a 1 de septiembre.



La verificación que se hizo al método EPM no se puede realizar con la curva de caudales mínimos proveniente de la serie de registros trasladados, ya que los caudales aforados no corresponden al mínimo de cada año y no se cuenta con los períodos de retorno correspondientes para ubicarlos en la gráfica. Para poder ubicar los aforos en la gráfica de caudales mínimos contra período de retorno, y compararlos con las curvas generadas por el método EPM y por la serie de caudales trasladados se siguió el procedimiento descrito a continuación:

- Se calculó el caudal por medio del método EPM para una de las fechas en las que se realizaron los aforos y se encontró su período de retorno.
- Se llevó a la curva el caudal aforado en la fecha correspondiente, dando a éste el mismo período de retorno del caudal calculado por EPM (se supone que los aforos tienen una tendencia similar a la de la curva de caudales mínimos por el método EPM).
- Se repitió el procedimiento de los dos puntos anteriores para los demás aforos.
- Gráficamente se compararon las tendencias y se calcularon las diferencias porcentuales de los aforos con las dos curvas calculadas.

En la Tabla 40 se observan los resultados del procedimiento y en la Figura 26 se muestra su representación gráfica.

Tabla 40. Período de retorno de los aforos

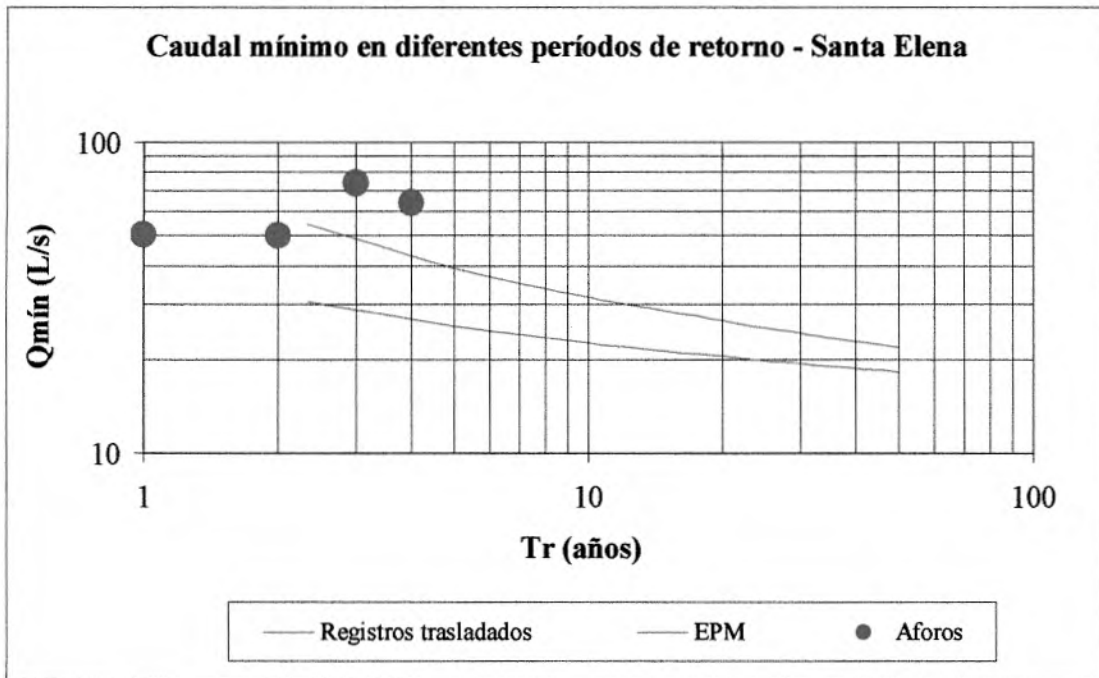
Fecha	Aforos (L/s)	Caudal calculado por EPM (L/s)	Tr*
20/03/1992	50,32	42,89	1,71
27/03/1992	49,93	37,39	2,61
02/03/1993	73,84	39,69	1,51
28/02/1995	63,78	26,44	4,16

Con base en la figura es muy difícil escoger uno de los dos métodos, pues aunque dos de los cuatro aforos se encuentran por encima de la curva de registros transferidos, los otros dos se encuentran por debajo de ésta, mientras que todos los registros se encuentran por encima de la curva generada con el método EPM para acueductos veredales.

---

\* A partir de 1993 comienza a funcionar el acueducto Multiveredal Plan-Llano, por lo tanto antes de esta fecha se utiliza la ecuación correspondiente a la curva sin intervención y en los aforos de 1993 y 1995 se utiliza la ecuación de la cuenca intervenida

Figura 26. Comparación de las curvas de caudales mínimos con los aforos - Quebrada Santa Elena.



Ambos métodos tienen errores inducidos. A pesar de la similitud geomorfológica entre las cuencas de la quebrada Chorrillos y Santa Elena, las variables que no se tuvieron en cuenta para la obtención del factor de conversión pueden afectar los resultados; igualmente, es importante tener en cuenta que la relación de precipitaciones conseguida es un promedio multianual, que representa simplemente la proporción en que hay mayor precipitación en una cuenca que en otra en promedio, pero no muestra la precipitación que realmente afectó el caudal mínimo en cada año. Por otro lado, el modelo de acueductos veredales de EPM se basó en cuencas con áreas mucho menores que la de la cuenca de Santa Elena, en una proporción desde 5 veces hasta 100 veces menores.

Con base en un análisis crítico de los métodos es muy difícil definir cual de ellos utilizar definitivamente. Teniendo en cuenta que los resultados del método EPM son los más conservadores de los dos métodos y que al mismo tiempo son mayores que los obtenidos por Hidramsa, se escogerá la curva de caudales mínimos del método EPM para el análisis de riesgo.

La Tabla 41 muestra el riesgo para diferentes períodos de diseño del acueducto Multiveredal Santa Elena y diferentes períodos de retorno de la quebrada Santa Elena teniendo en cuenta la intervención.

Tabla 41. Análisis de riesgo para el acueducto Multiveredal Santa Elena con la quebrada Santa Elena.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		30,72	25,57	22,63	21,29	20,48	19,86	18,27
QMD/0,8	Tr	2,33	5	10	15	20	25	50
	P <sub>d</sub>							
	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
19,27	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

Según la tabla anterior se puede asumir un riesgo de 23% de que el caudal de la quebrada sea inferior al de toma por lo menos una vez en un período de diseño de 13 años que corresponde a una vida útil del acueducto hasta el año 2015, mientras que para una vida útil del acueducto hasta el año 2020 se corre un riesgo de 52%. Según esto la quebrada Santa Elena es capaz de abastecer el acueducto de Santa Elena.

Para conocer el tiempo que la quebrada no sería suficiente en el caso de una interconexión con otros acueductos se realizó la curva de duración de esta quebrada.

#### 4.3 CURVA DE DURACIÓN PARA LAS QUEBRADAS SANTA ELENA Y SAN PEDRO

Con esta curva se pretende conocer el porcentaje de tiempo que el sistema estaría desconectado. Consiste en un análisis estadístico de frecuencias, para lo cual se requiere un registro de caudales de varios años; pero la quebrada Santa Elena sólo cuenta con unos pocos aforos realizados esporádicamente por EEPPM e Hidramsa, que se muestran al principio de este capítulo; mientras que la quebrada San Pedro no cuenta con aforos.

Debido a la escasez de información, se decidió realizar un estudio con rendimientos en la quebrada Chorrillos para la construcción de la curva de duración, ubicada en la vereda Piedras Blancas, gracias a sus similitudes hidromorfológicas y su cercanía con la quebrada Santa Elena. Como la cuenca de la quebrada San Pedro es una subcuenca de la de la quebrada Santa Elena, se hizo una transferencia de caudales por rendimientos desde la quebrada Santa Elena hasta la quebrada San Pedro. Los caudales diarios registrados para la quebrada Chorrillos corresponden a la estación RM-8 entre los años 1936 y 2001, con la excepción de los años 1950 a 1957 y de 1983 a 1990, en los cuales no hubo registro; además, se encuentran algunos meses o días sin registro. Para la realización de la curva de duración se utilizaron todos los caudales registrados independientemente de su fecha.

La fórmula utilizada para transferir los datos de Chorrillos a Santa Elena fue la siguiente:

$$f = \frac{A_{StaElena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{StaElena}}{P_{Chorrillos}} = \frac{Q_{StaElena}}{Q_{Chorrillos}}$$

donde:

$f$ : Factor de conversión por mes.

$A_i$ : Área de drenaje de la cuenca  $i$ .

$P_i$ : Precipitación promedio mensual en la cuenca  $i$ .

$Q_i$ : Caudal de la quebrada  $i$ .

Para encontrar el factor se escogió la precipitación de la estación Vasconia, geográficamente más cercana a la quebrada Santa Elena. Para encontrar el área se digitalizó la cuenca y se calculó el área de drenaje en AutoCAD.

Los registros de caudales en la quebrada Chorrillos se realizan desde el año 1936, mientras que los registros de precipitación se hacen desde 1948 en la estación pluviográfica Chorrillos. En los años sin registro de precipitación y algunos meses de 1948 se utilizó el factor de conversión que se obtiene con las precipitaciones promedio multianuales de las cuencas de Chorrillos y de Santa Elena. Este factor se encontró como se muestra a continuación:

$$f = \frac{A_{StaElena}}{A_{Chorrillos}} \cdot \frac{P_{StaElena}}{P_{Chorrillos}} = \frac{7.32km^2}{3.60km^2} \cdot \frac{2138mm}{1715mm} = 2,53$$

#### 4.3.1 Análisis de frecuencias de caudales diarios

Una vez se tienen los registros de caudales diarios transferidos a la quebrada Santa Elena, se procede a realizar el análisis de frecuencias de los caudales diarios. Este procedimiento se hará únicamente para la quebrada Santa Elena, ya que cuando se obtenga la curva de duración para esta quebrada, los datos de ésta se transfieren a la quebrada San Pedro por rendimientos. Para realizar este análisis de frecuencias se siguen los pasos de agrupación de una muestra según los procedimientos estadísticos, encontrando los parámetros que se describen a continuación:

- Rango ( $R$ ):  $R = Q_{máx} - Q_{mín}$

$Q_{máx}$ : Caudal máximo registrado.

$Q_{mín}$ : Caudal mínimo registrado.

- Número de casillas o intervalos de clase:  $\#C = 1 + 3.3 \log N$

$N$ : Tamaño muestral.

$\#C$ : Número de casillas.

- Amplitud de casilla o tamaño del intervalo:  $a = \frac{R+k}{\#C}$ , en donde  $k = 0,003$

$a$ : Amplitud de la casilla (constante).

$R$ : Rango.

$\#C$ : Número de casillas.

$k$ : Variable que toma inicialmente el valor de cero; si el resultado de la amplitud tiene el mismo número de cifras decimales que la correspondientes a los caudales registrados se toma como cero, pero si el resultado de la amplitud tiene más cifras decimales que las trabajadas se aumenta  $k$  en 0,001, se repite el procedimiento hasta que el resultado de la amplitud tenga igual o menor número de cifras decimales que los datos trabajados. Para este caso  $k = 0,003$

- Límites de casillas: El primer límite inferior ( $Li$ ) se encuentra así:  $Li = Q_{min} - \frac{k}{2}$ ; los siguientes equivalen al límite superior anterior ( $Ls$ ). En donde  $Ls = Li + a$ .
- Se encuentra la frecuencia acumulada ( $n_i$ ) y la proporción de tiempo en que el caudal es igualado o excedido ( $p$ ), en donde  $p = 1 - \frac{n_i}{N+1}$ .
- De cada intervalo de clase se encontró también su frecuencia y caudal medio ( $Q_i$ ).

Las tablas resultantes del procedimiento anterior aplicado a la quebrada Santa Elena se muestran en el ANEXO 18.

En la Tabla 156 del ANEXO 18 se puede ver que la mayoría de los caudales registrados se encuentran entre 0,022 m<sup>3</sup>/s y 0,314 m<sup>3</sup>/s, lo cual imposibilita el análisis ya que para este intervalo el porcentaje del tiempo en que el caudal es igualado o excedido es 30,1%, insuficiente para este estudio, en el cual se busca un valor de 85% aproximadamente. Por esta razón es necesario reagrupar los datos de tal forma que se distribuyan de una mejor manera la mayoría de los registros.

Se reagruparon los intervalos de clase de una forma geométrica,  $Ls = 1,3908Li$ , utilizando el mismo número de casillas (16), dando como resultado la Tabla 157 del ANEXO 18.

Graficando el caudal medio ( $Q_i$ ) contra el porcentaje del tiempo en que un caudal es igualado o excedido ( $p$ ) se obtiene la curva de duración para la quebrada Santa Elena, la cual se muestra en la Figura 27. En este caso no se ha tenido en cuenta la intervención de la cuenca.

La Tabla 158 del ANEXO 18 muestra los datos de la curva de duración de la quebrada Santa Elena suponiendo que no hay intervención de la cuenca. En esa tabla se puede observar que caudales mayores de 55,37 L/s se presentan el 97,74% de las veces o más, lo que quiere decir que diseñando para captar un caudal de esa magnitud la quebrada Santa Elena sería insuficiente sólo el 2,26% del tiempo de operación.

Teniendo en cuenta la intervención de la cuenca de la quebrada Santa Elena que realiza el acueducto Multiveredal Plan-Llano, la curva de duración resultante es la que se muestra en la Figura 28. La Tabla 159 del ANEXO 18 muestra los datos de donde proviene.

Figura 27. Curva de Duración – Quebrada Santa Elena

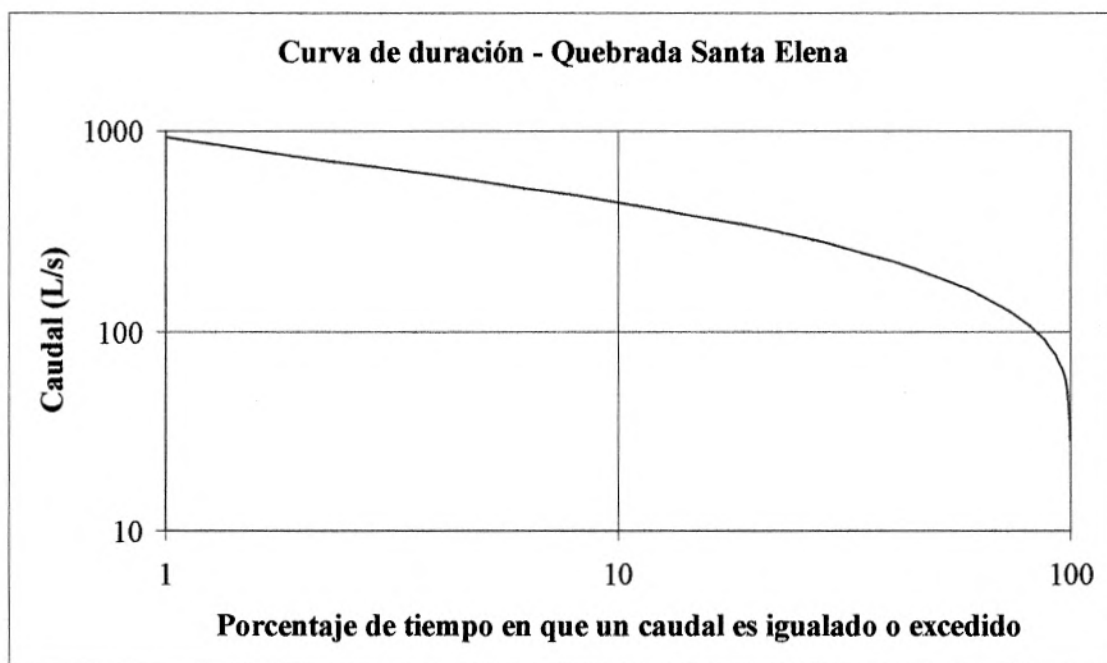
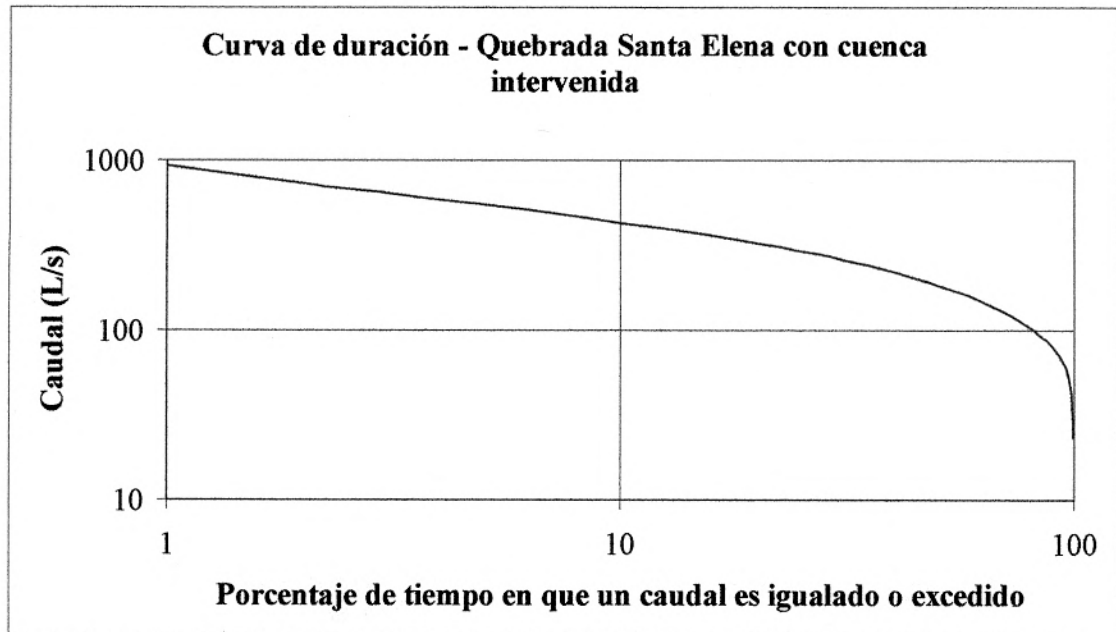




Figura 28. Curva de duración de la quebrada Santa Elena con intervención de la cuenca.



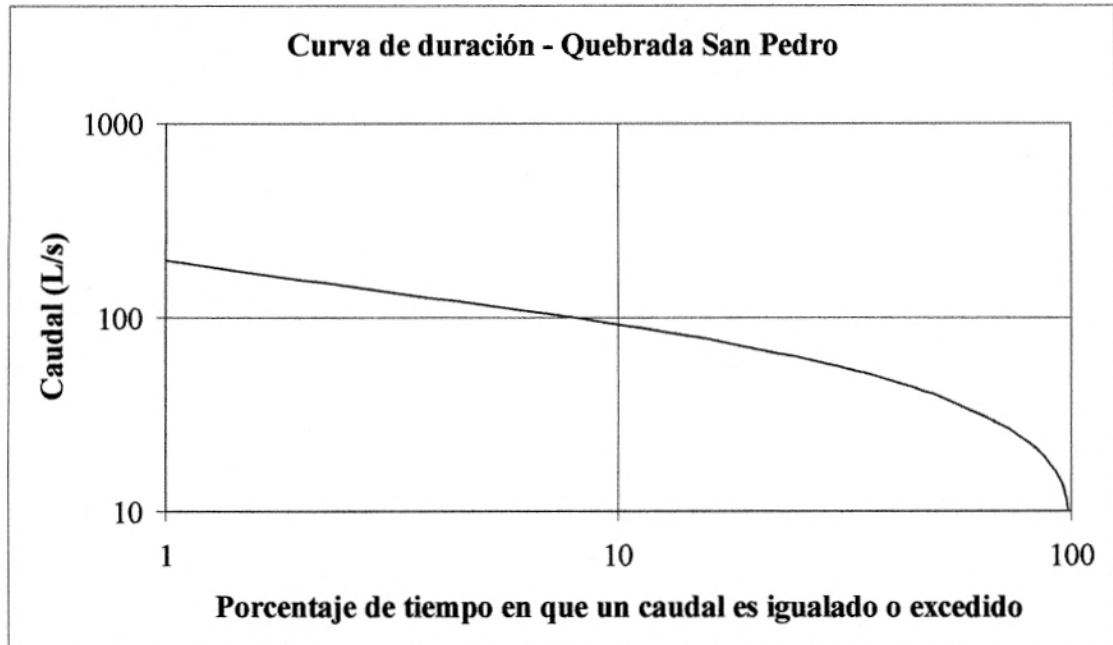
Según la curva de duración de la quebrada Santa Elena con la cuenca intervenida, el 97,74% del tiempo se tendrá un caudal mayor que 50,17 L/s.

Para encontrar la curva de duración de la quebrada San Pedro se transfirieron los valores de la curva de duración (sin intervención) de la quebrada Santa Elena por rendimientos de área, empleando el siguiente factor:

$$f = \frac{A_{SanPedro}}{A_{Sta.Elena}} = \frac{1,53}{7,32} = 0,209$$

Los resultados se muestran en la Tabla 160 del ANEXO 18 y la curva de duración se muestra en la Figura 29.

Figura 29. Curva de duración de la quebrada San Pedro.

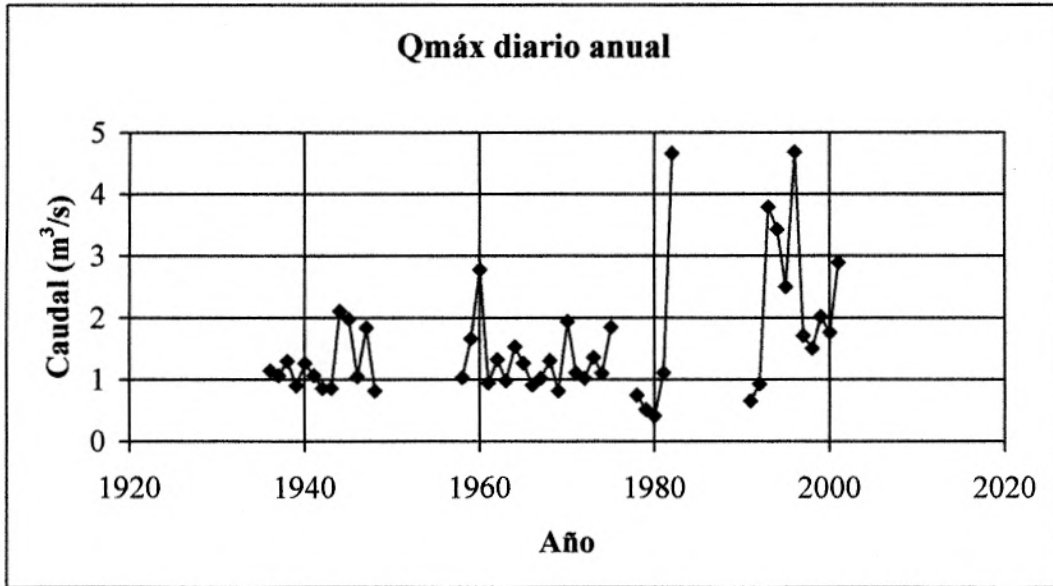


#### 4.4 COMPORTAMIENTO DE LOS CAUDALES MEDIOS, MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN EL TIEMPO

##### 4.4.1 Comportamiento multianual de los caudales en la quebrada Santa Elena.

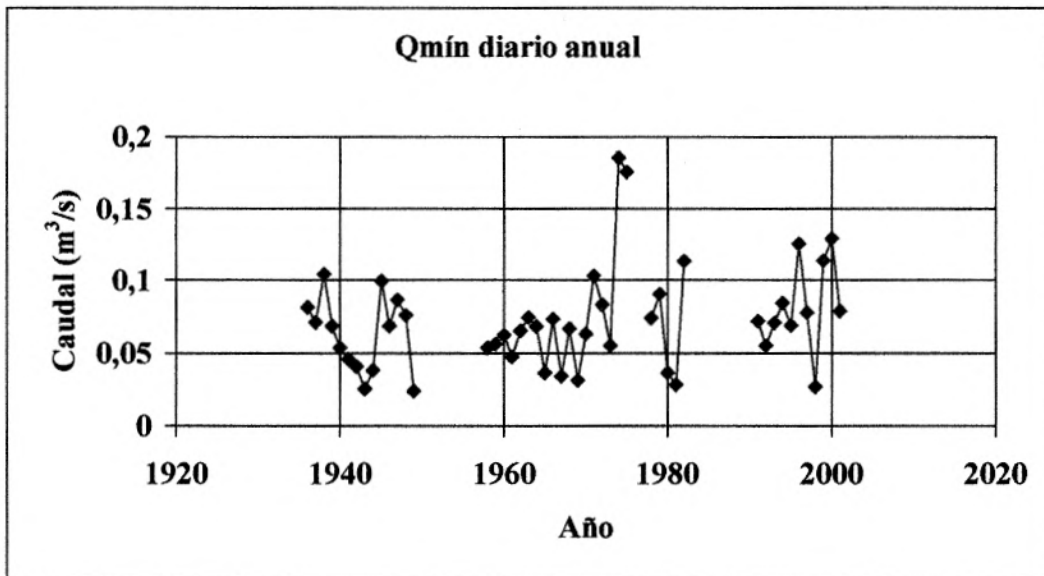
A partir de los datos obtenidos con la transferencia de registros desde la quebrada Chorrillos se encontraron los caudales mínimos (como se mostró anteriormente), medios y máximos en cada año. Para visualizar mejor su comportamiento y la frecuencia con la que se presentan, se graficaron los caudales máximos, medios y mínimos en los años con registros.

Figura 30. Caudal máximo diario anual.



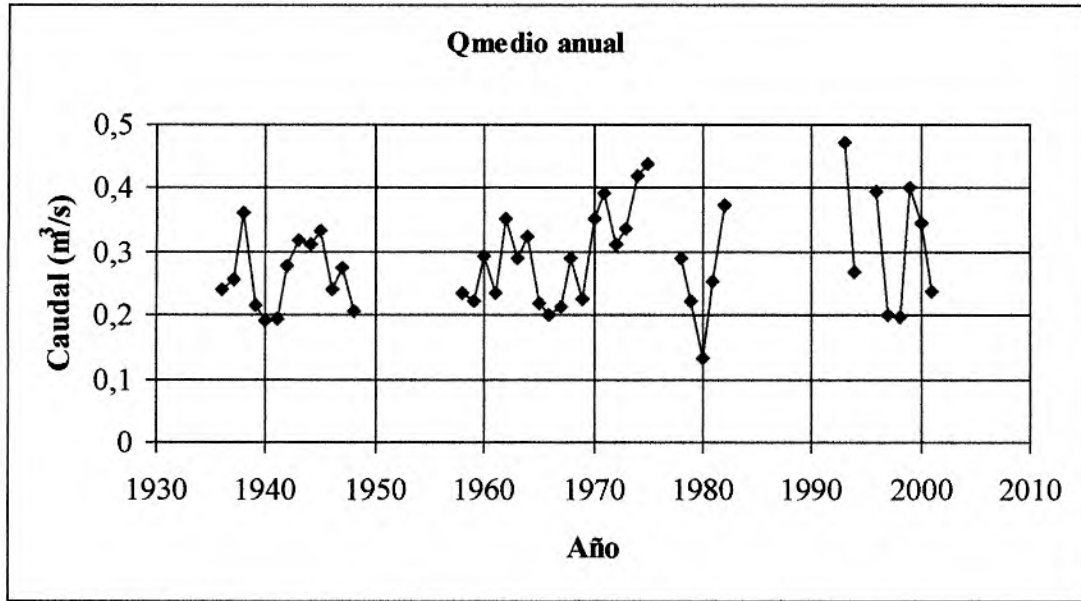
Esta figura muestra como en los últimos años, los caudales máximos diarios han aumentado, lo cual puede ser un signo de la deforestación y afectación del hombre en la cuenca.

Figura 31. Caudal mínimo diario anual.



En esta figura se puede observar que los valles de las curvas de caudales mínimos diarios se presentan cada cuatro años aproximadamente, y que se pueden presentar caudales mínimos diarios muy bajos varios años seguidos, como al principio de la década de los 40.

Figura 32. Caudal medio anual.



Esta figura muestra el caudal promedio de cada año de registro, y sirve para ver gráficamente cuales son los años de mayor sequía y con qué frecuencia se presentan. Se asume que en estos años la incidencia de los caudales mínimos es mayor y la de los máximos es menor, por lo tanto los años con menor caudal medio son aquellos en los que será necesario desconectar el sistema por más tiempo (si se trata de un sistema interconectado) o en los que se corre un alto riesgo de que la fuente no sea suficiente para abastecer la demanda (si se trata de un sistema independiente). También se puede observar que los menores caudales medios ocurren cada seis años aproximadamente.

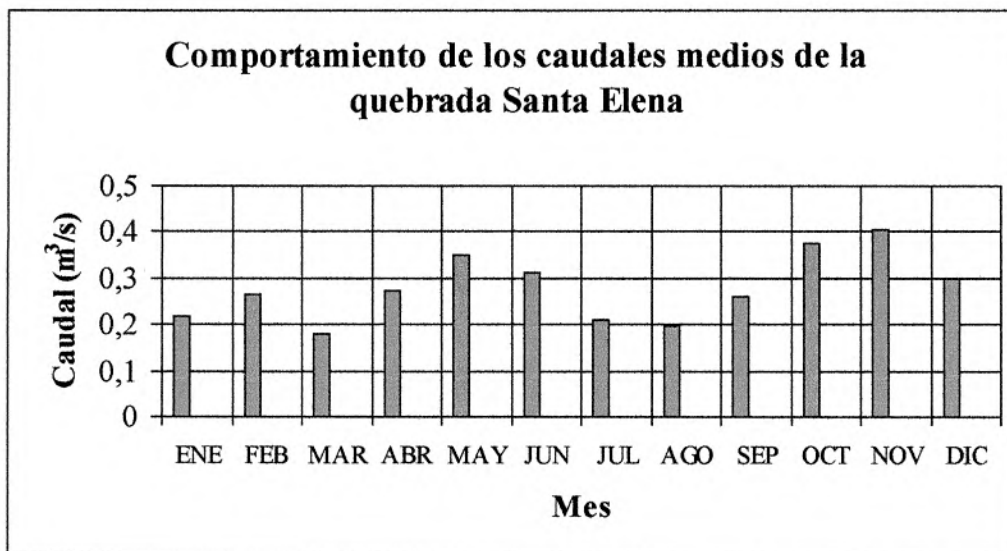
#### 4.4.2 Caudal medio diario mensual en la quebrada Santa Elena

Las figuras que se presentan a continuación ayudan a observar el comportamiento de los caudales máximos, medios y mínimos mensuales. Los datos se encontraron a partir de los registros transferidos desde la quebrada Chorrillos a Santa Elena y se muestran a continuación en la Tabla 42.

Tabla 42. Información mensual de la quebrada Santa Elena.

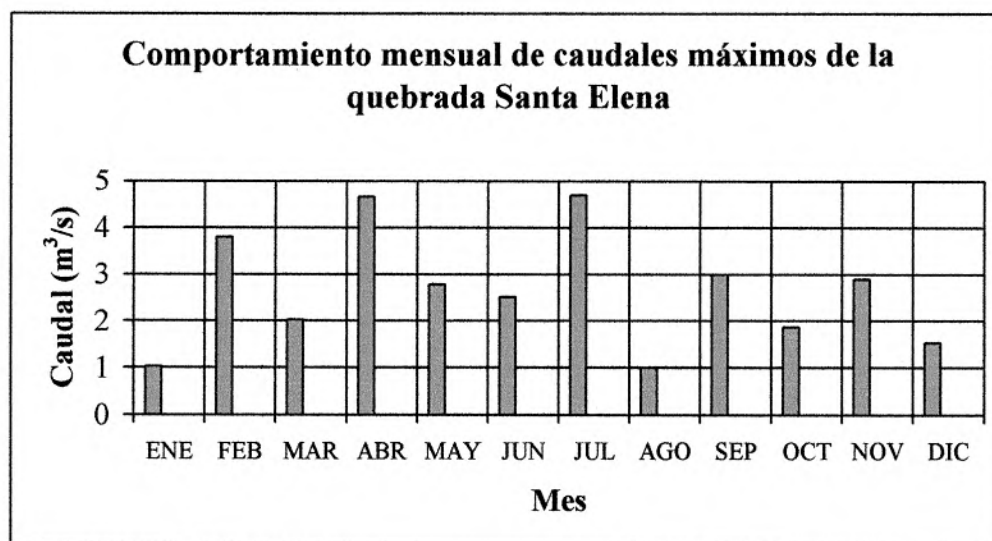
MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
<b>Registros</b>	1486	1354	1494	1482	1550	1500	1499	1441	1429	1468	1380	1427
<b>Qmedio</b>	0,220	0,265	0,178	0,275	0,349	0,310	0,211	0,197	0,259	0,378	0,406	0,301
<b>Qmáx</b>	1,024	3,795	2,021	4,667	2,781	2,508	4,693	1,001	3,004	1,870	2,898	1,532
<b>Qmín</b>	0,024	0,028	0,031	0,027	0,053	0,040	0,055	0,053	0,025	0,070	0,100	0,070

Figura 33. Comportamiento de los caudales medios por meses– Quebrada Santa Elena.



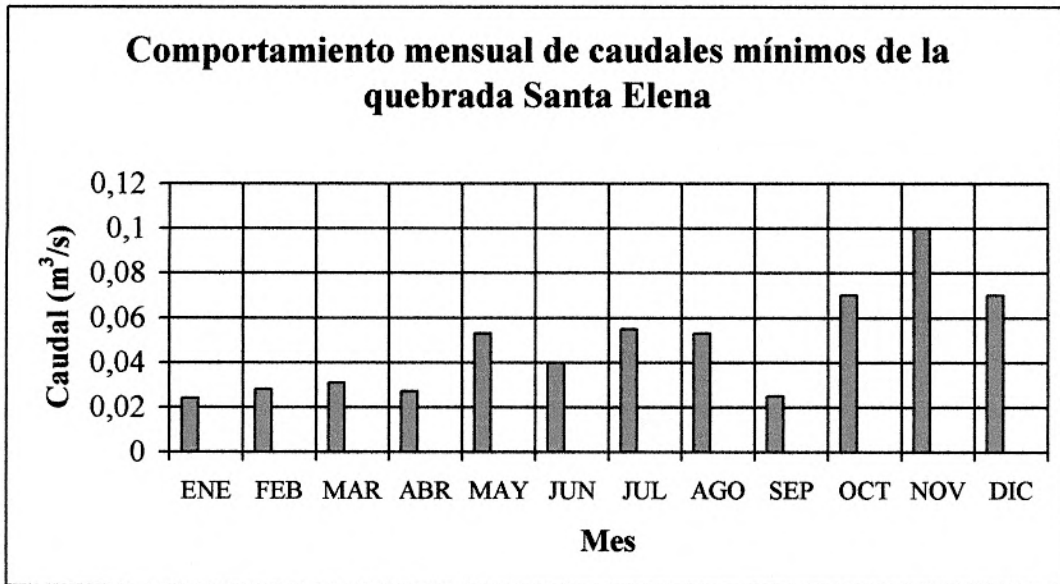
En esta figura se distinguen claramente dos estaciones de sequía en el año: una, en los primeros meses del año y la otra, en los primeros meses del segundo semestre.

Figura 34. Comportamiento de los caudales máximos por meses – Quebrada Santa Elena.



En los meses de enero y agosto el mayor caudal máximo encontrado fue relativamente bajo, lo que los reafirma como meses de sequía.

Figura 35. Comportamiento de los caudales mínimos por meses – Quebrada Santa Elena.



En esta figura se observa que los meses con menor caudal son enero y septiembre; sin embargo, es importante anotar que estos datos son puntuales y se pueden deber a algún evento extraordinario, por lo cual no representan necesariamente el comportamiento general de todos los años. De los gráficos anteriores se puede concluir que el mes más crítico es enero.

También es importante anotar que los meses de enero y agosto son los que presentan menor variación entre caudales mínimo y máximo, lo que indica que durante esos meses los caudales permanecen relativamente bajos.



## 5. REVISIÓN DE LAS CAPACIDADES HIDRÁULICAS

En este capítulo se evalúan las capacidades hidráulicas de los acueductos existentes con el fin de determinar cuales son las estructuras más críticas de cada sistema.

Para hacer este análisis se deben tener las dimensiones de las estructuras, si fueron obtenidas de planos de diseño se deben verificar en campo, si no están disponibles en planos se deben medir directamente en campo. Además de las dimensiones se deben realizar aforos de caudales en las estructuras para verificar que los resultados obtenidos sí coincidan con la realidad.

Una vez conseguida esta información se procede a evaluar las capacidades hidráulicas de las estructuras. Para calcular las capacidades existen diversas formas de hacerlo; a lo largo de este capítulo se describen los procedimientos utilizados según la estructura, sin desconocer que existen otras formas de hacerlo.

La información que contiene esta descripción fue obtenida a partir de los diseños, de testimonios del personal involucrado y mediciones en campo. Es importante aclarar que esta información se verificó, en lo posible, con otras fuentes de información y con visitas de campo.

### 5.1 MULTIVERDAL SANTA ELENA

#### 5.1.1 Bocatoma

En la Tabla 43 se muestra la geometría de la rejilla, según verificación en campo:

Tabla 43. Geometría de la rejilla de Santa Elena

Ancho (perpendicular al flujo)	0,93 m
Largo (en el sentido del flujo)	0,53 m
Lado de las barras	0,015 m
Espacio entre barras	0,015 m
# de barras	35

Para la obtención de la capacidad de la rejilla se hallará el caudal que ésta puede captar, es decir el caudal de toma, con las dimensiones y especificaciones existentes. El caudal de toma es igual al caudal que pasa por la quebrada menos el caudal vertiente aguas abajo de la rejilla.

Como el objetivo es calcular el caudal de toma independiente de la oferta hidráulica, para hallar el caudal de la quebrada con el que se va a trabajar, se supuso una altura de agua aguas arriba de la rejilla igual a la altura de la muesca del vertedero; es decir que se garantizará que todo el caudal en ese momento está pasando dentro de los límites de la muesca.

Para obtener el caudal de la quebrada se partió de las siguientes ecuaciones:

$$y_1 \approx 0.8E_c^* \quad E_c = \frac{3}{2}y_c \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q_{qda}^2}{g}}$$

Para finalmente tener la siguiente ecuación:

$$Q_{quebrada} = b \cdot g^{1/2} \left( \frac{y_1}{1.2} \right)^{3/2}$$

donde

$y_1$ : la altura del flujo aguas arriba de la rejilla

$q_{quebrada}$ : caudal de la quebrada por unidad de ancho de la rejilla

$g$ : gravedad

$b$ : ancho de la rejilla

$E_c$ : energía crítica

$y_c$ : altura crítica del flujo

El resultado obtenido fue el siguiente:

Tabla 44. Cálculo del caudal de la quebrada Santa Elena

$g$	9,81 m <sup>2</sup> /s
$b$	0,93 m
$y_1$	0,3000 m
$Q_{quebrada}$	0,3641 m <sup>3</sup> /s

Para calcular el caudal vertiente se partirá de la ecuación de diseño de la rejilla y con las dimensiones actuales se encontrará la altura del agua aguas abajo de la rejilla.

\* La verificación de este supuesto se encuentra en el ANEXO19.

La ecuación para el diseño de la rejilla es la siguiente:

$$X = \frac{E}{c \cdot e} \cdot \left( \frac{y_1}{E} \cdot \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} - \frac{y_2}{E} \cdot \sqrt{1 - \frac{y_2}{E}} \right) \quad \text{con} \quad E = y_1 + \frac{Q_{quebrada}^2}{(y_1 b)^2 \cdot 2g}$$

donde:

$X$ : longitud de la rejilla en la dirección del flujo

$E$ : energía específica

$y_1$ : altura del flujo aguas arriba de la rejilla

$y_2$ : altura del flujo aguas abajo de la rejilla

$c$ : coeficiente de contracción<sup>1</sup>

$e$ : relación del área de vacíos contra el área de la rejilla sin considerar posible obstrucción parcial con basuras de la rejilla. Su cálculo se presenta en el ANEXO 19.

El resultado obtenido para el caudal vertiente es el siguiente:

Tabla 45. Cálculo del caudal vertiente de Santa Elena

$E$	0,3868 m
$e$	0,5806
$c$	0,4350
$y_1$	0,3000 m
$X$	0,5300 m
$y_2$	0,0083 m
$Q_{vertiente}$	0,0211 m <sup>3</sup> /s

Calculado ya el caudal de la quebrada y el caudal vertiente se halló finalmente el caudal de toma, obteniendo el siguiente resultado:

<sup>1</sup> Acueductos Teoría y Diseño. Freddy Hernán Corcho Romero y José Ignacio Duque Serna. Medellín, 1993.

Tabla 46. Cálculo del caudal de toma de Santa Elena

$Q_{\text{quebrada}}$	0,3641 m <sup>3</sup> /s
$Q_{\text{vertiente}}$	0,0211 m <sup>3</sup> /s
$Q_{\text{toma}}$	0,3430 m <sup>3</sup> /s

El caudal de toma encontrado no es el máximo que puede captar la rejilla ya que sólo se consideró una altura por encima de ésta igual a la altura de la muesca; sin embargo, los resultados obtenidos muestran que con esta consideración la rejilla capta mucho más que el caudal máximo diario proyectado para el 2020 que es 15,42 L/s; sin embargo la condición más crítica ocurre cuando el caudal de la quebrada es el mínimo.

### 5.1.2 Aducción

La capacidad de la aducción está dada por el máximo caudal que puede transitar por la tubería existente, bajo las condiciones actuales. Los datos utilizados para los cálculos provienen del plano de diseño<sup>1</sup>; dada la condición de tubería enterrada no fue posible su verificación en campo.

En la Tabla 47 se presentan las especificaciones encontradas.

Tabla 47. Especificaciones de la tubería de aducción del acueducto Santa Elena

Material	Acero sch 40
Rugosidad absoluta <sup>2</sup>	0,4 mm
Diámetro interior	200 mm
Longitud	42,32 m
Diferencia de cotas del agua	0,15 m

Para el cálculo del caudal se utilizará la ecuación de la energía entre el nivel del agua en la cámara de derivación y el nivel del agua en el desarenador. Para calcular las pérdidas se trabajará durante todo este trabajo con la ecuación de Darcy Weisbach

La ecuación obtenida es:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot g \cdot D^4 \cdot H_0}{8 \cdot \left( f \cdot \frac{L}{D} + \sum K_L \right)}} \quad \text{con} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \text{Log} \left( \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{f}} \right)^*$$

<sup>1</sup> Plano DVA 126 002 (1/7), Empresas Públicas de Medellín

<sup>2</sup> Hidráulica General. Sotelo Ávila. México, 1995. Tabla 8,1

Donde:

$Q$ : caudal que pasa por la tubería

$D$ : diámetro de la tubería

$H_o$ : diferencia de nivel de agua entre la bocatoma y el desarenador

$f$ : factor de fricción

$L$ : longitud de la tubería entre la bocatoma y el desarenador

$K_L$ : coeficiente de pérdida local por accesorios. Su cálculo se encuentra en el ANEXO 20.

$g$ : gravedad

$\varepsilon$ : rugosidad relativa del material

$Re$ : Reynolds ,  $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$

donde:

$V$ : velocidad del flujo en la tubería

$D$ : diámetro de la tubería

$\nu$ : viscosidad cinemática del agua.

En este estudio siempre se trabajará con  $1,5192 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ , que corresponde a la viscosidad cinemática del agua a  $4^\circ\text{C}$ .<sup>1</sup>

Resolviendo simultáneamente se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 48. Resultados capacidad hidráulica de la aducción Santa Elena

$K_L \text{ total}$	7,423
$Re$	66.162
$f$	0,0258
$Q$	0,0150 $\text{m}^3/\text{s}$

\* Colebrook - White

<sup>1</sup> Mecánica de Fluidos. Irving H. Shames. Bogotá, 1995. Tabla B1.

Dado que los coeficientes de pérdida local varían de una fuente de consulta a otra, se realizó un análisis de sensibilidad que se muestra en el ANEXO 20.

Después de las iteraciones y el análisis de sensibilidad se encontró que el caudal puede estar en un rango entre los 14,0 L/s y 16,2 L/s.

Estos resultados se aproximan bastante a la realidad ya que caudales aforados por los fontaneros del acueducto han registrado un promedio de 15,77 L/s

### 5.1.3 Desarenador

Para hallar la capacidad del desarenador se tuvieron en cuenta dos criterios: la capacidad hidráulica del desarenador y la capacidad de sedimentación del mismo. Los datos obtenidos para estos cálculos provinieron de mediciones en campo y de los planos de diseño suministrados por Empresas Públicas.<sup>1</sup>

Para calcular la capacidad hidráulica se tuvo en cuenta el caudal que pasaba por la pantalla perforada y el caudal que se descargaba por el orificio sumergido que está en la cámara de salida.

Para calcular el caudal que pasa a través de la pantalla se utilizó la ecuación de descarga sumergida:

$$\Delta h_1 = \frac{Q^2}{2g \cdot A_p^2 \cdot Cd_p^2}$$

El caudal que pasa por la tubería que va al prefiltro se calculó de igual forma con la ecuación de orificio sumergido:

$$h_2 = \frac{Q^2}{2g \cdot A_o^2 \cdot Cd_o^2}$$

donde:

$A_o$ : área del orificio de descarga

$Cd_o$ : coeficiente de gasto para el orificio sumergido

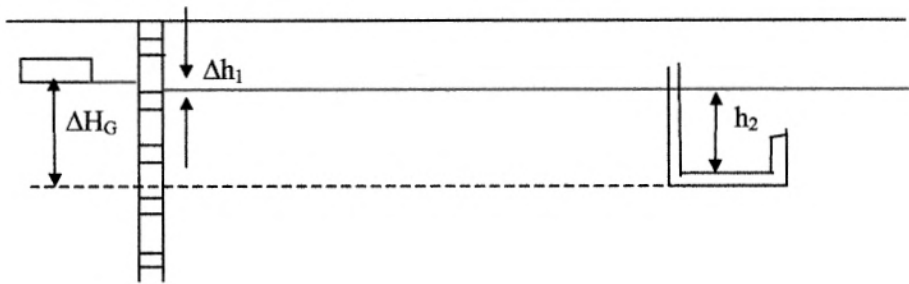
$h_2$ : Altura de agua por encima del orificio

Debido a que el desarenador es una sola estructura y trabaja como un sistema, para calcular la capacidad hidráulica de éste se encontró una ecuación que vinculara las ecuaciones anteriores. Esto se hizo con la siguiente relación:

---

<sup>1</sup> Plano DVA 126 002 (6/7), Empresas Públicas de Medellín





$$\Delta H_G = \Delta h_1 + h_2$$

Donde  $\Delta H_G$  es la distancia vertical entre el vertedero de excesos y el punto donde está la descarga de fondo en la cámara de salida, que fue medida en campo.

Despejando el caudal de esa ecuación se tiene:

$$Q = \sqrt{2g \cdot \Delta H_G \cdot \left( \frac{1}{A_p^2 \cdot Cd_p^2} + \frac{1}{A_o^2 \cdot Cd_o^2} \right)}$$

Para el cálculo se supuso inicialmente un coeficiente de gasto de la pantalla igual a 0,65, ya que éste depende de Reynolds. En el caso del orificio no se tuvo ese problema ya que el coeficiente de gasto para descarga de fondo es 0,65.

Tabla 49. Cálculo de la capacidad hidráulica del desarenador de Santa Elena

$A_p$	0,3004 m <sup>2</sup>
$Cd_p$ supuesto	0,650
$A_o$	0,0314 m <sup>2</sup>
$Cd_o$	0,650
$g$	9,81 m/s <sup>2</sup>
$\Delta H_G$	0,82 m
$Q$	0,0815 m <sup>3</sup> /s

Luego con el caudal encontrado se halló Reynolds y se iteró hasta que el caudal fue el mismo, obteniéndose un caudal de 81,4 L/s con un coeficiente de gasto para la pantalla de 0,6<sup>1</sup>. La iteraciones se encuentran en el ANEXO 21.

<sup>1</sup> Hidráulica General. Sotelo Ávila. México, 1995. Ávila figura 6,4

El caudal de 81,4 L/s es la capacidad hidráulica del desarenador, sin embargo, como se había dicho anteriormente hay que tener en cuenta la capacidad de sedimentación del mismo.

Para esto se trabajó con una partícula de diseño de 0,1 mm que corresponde a la que aparece en el libro de diseño del acueducto Multiveredal Santa Elena de Freddy Caicedo. El cálculo de la velocidad de sedimentación de esta partícula a 4°C (temperatura del agua en Santa Elena), se hizo con la ecuación de Allen Hazen y Stokes ya que el diámetro de la partícula se encuentra en el límite entre lo recomendado por un autor y por el otro, y se trabajó con la velocidad promedio.

La velocidad obtenida fue 0,64 cm/s. Estos cálculos se muestran en el ANEXO 21.

Una vez obtenida la velocidad de sedimentación de la partícula crítica se halla el tiempo de retención  $t_d$ .

$$t_d = \frac{H}{V_s}$$

donde:

$H$ : altura del desarenador

$V_s$ : velocidad de sedimentación promedio

La eficiencia del desarenador según el diseño es de 87,5% y tiene buenos deflectores lo que significa una relación de 2,750 entre el tiempo de recorrido de la partícula y el tiempo de retención. Con ese tiempo se encuentra la velocidad del flujo con la siguiente relación:

$$a = \frac{L}{V}$$

donde:

$a$ : tiempo de recorrido de la partícula

$L$ : largo del desarenador

$V$ : velocidad del flujo

Ya con la velocidad se multiplica por el área del tanque y se encuentra el caudal que puede pasar por el desarenador cumpliendo con las condiciones de sedimentación.

El caudal encontrado fue 16,2 L/s. Ver los cálculos en el ANEXO 21.

#### 5.1.4 Prefiltro

La información del prefiltro del acueducto se obtuvo de los planos de diseño<sup>1</sup> y se verificó en campo. Sin embargo, la información contenida en los planos muestra que el lecho de grava tiene la siguiente composición:

- 0,1 m de grava con diámetros entre 10 y 15 cm
- 0,2 m de grava con diámetros entre 10 y 15 cm
- 0,3 m de grava con diámetros entre 5 y 10 cm

Se puede observar que dos capas tienen el mismo diámetro y que además son diámetros tan grandes que a duras penas caben en el espesor de la capa.

Esta información fue imposible verificarla en campo; sin embargo, testimonios del fontanero y del ingeniero Carlos Mauricio Bernal de Empresas Públicas indican que esta no fue la distribución del lecho de grava. La distribución que aquí se presenta fue la sugerida por ellos y es con la que se trabajó.

- 0,2 m de grava de 1/2"-3/4"
- 0,2 m de grava de 3/4"-1"
- 0,2 m de grava de 1"- 2 1/2 "

Las demás dimensiones coincidían con las presentadas en el plano de diseño.

Para el cálculo de la capacidad del prefiltro se utilizó la ecuación de energía y la ecuación de pérdida de energía para un lecho de grava, planteada en el libro manual de potabilización del agua.<sup>2</sup>

La ecuación empírica es:

$$H_2 = \frac{qL_G}{3}$$

donde:

$H_2$ : pérdidas que se presentan a través del prefiltro en metros

$q$ : tasa de filtración dada en  $m^3/m^2 \cdot \text{min}$

$L_G$ : longitud del lecho de grava en metros

---

<sup>1</sup> Plano DVA 126 002 (6/7)

<sup>2</sup> Manual de potabilización del agua. Jorge Arturo Pérez Parra. Medellín, 1997.

De esta ecuación se despeja la tasa de filtración y se multiplica por el área del tanque obteniendo el caudal que pasa por el prefiltro.

Tabla 50. Cálculo capacidad hidráulica del prefiltro de Santa Elena

$H_2$	0,055 m
$L_{Gmedida}$	0,6 m
Área del tanque	25 m <sup>2</sup>
$q$	0,275 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> · min
$Q$	0,115 m <sup>3</sup> /s

### 5.1.5 Conducción prefiltro - tanque de succión

La información para estos cálculos fue tomada de los planos de diseño.<sup>1</sup>

El cálculo de esta conducción se hizo con base en la ecuación de la energía, tomando la energía entre el nivel del agua en el prefiltro y el nivel del agua en el tanque de succión. Las características de la tubería son las siguientes:

Tabla 51. Especificaciones de la conducción del prefiltro al tanque de succión del acueducto Santa Elena

Tramo	Material	Rugosidad absoluta (mm)	Diámetro interno (mm)	Longitud (m)
1	Acero	0,4	150	75,67
2	PVC	0,122 <sup>2</sup>	150	208,63

Despejando el caudal de la ecuación de energía se obtiene:

$$Q = \sqrt{\frac{g\pi^2 \cdot H_1 \cdot D^4}{8 \cdot \left( f_1 \cdot \frac{L_1}{D} + \sum K_{L1} + f_2 \cdot \frac{L_2}{D} + \sum K_{L2} \right)}}$$

donde:

$H_1$ : diferencia de niveles de agua entre el prefiltro y el tanque de succión

<sup>1</sup> Plano DVA 126 003 (1/10). Empresas Públicas de Medellín

<sup>2</sup> Rugosidad tomada del programa WaterCad de Haestad Methods Inc.

$D$ : diámetro de la tubería

$g$ : gravedad

$f_1$ : factor de fricción del tramo 1 (acero)

$f_2$ : factor de fricción del tramo 2 (PVC)

$L_1$ : longitud del tramo 1

$L_2$ : longitud del tramo 2

$K_{L1}$ : coeficientes de pérdidas locales en el tramo 1

$K_{L2}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 2

Los coeficientes de pérdidas se encuentran en el ANEXO 22.

Al resolver simultáneamente la ecuación anterior con Reynolds y Colebrook-White se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 52. Capacidad hidráulica de la conducción prefiltro – tanque de succión de Santa Elena

$H_1^1$	4,73 m
$Re$	130.402
$f_1$	0,02639
$f_2$	0,02096
$Q$	0,0233 m <sup>3</sup> /s

El caudal que pasa por esa tubería sería 23,3 L/s, sin embargo, en visitas de campo se pudo confirmar que al tanque de succión entran alrededor de 15 L/s y si a esto se le suma que el desarenador siempre está rebosando, se puede concluir que por la tubería están pasando más o menos 15 L/s. Este caudal menor que la capacidad se ha presentado desde el inicio del acueducto, según los fontaneros del sistema, lo que hace pensar que pudo haber algún problema en la instalación de la tubería que esté generando pérdidas o que alguna especificación de diseño está errada.

#### 5.1.6 Tanque de succión

Al tanque de succión se le calculó la capacidad de almacenamiento según la información que se obtuvo en campo.

---

<sup>1</sup> Dato obtenido de planos de diseño

Los resultados obtenidos fueron:

Tabla 53. Dimensiones del tanque de succión del acueducto Santa Elena

Altura	2,1 m
Ancho	4,45 m
Largo	3,3 m
Volumen total	30,84 m <sup>3</sup>
Altura efectiva	1,2 m
Volumen útil	17,62 m <sup>3</sup>

También se calcularon los tiempos de vaciado y llenado del tanque. Para esto se supuso una entrada constante del caudal que hasta este punto del sistema fuera el menor, ya que este caudal es el que realmente va a entrar al tanque de succión; y una salida constante de caudal correspondiente al caudal demandado por las bombas. El caudal menor hasta este punto del sistema es el de la aducción.

Los resultados se muestran en la Tabla

Tabla 54.. Tiempos de llenado y vaciado del tanque de succión de Santa Elena

Q entrada	0,0156 m <sup>3</sup> /s
Q salida	0,015 m <sup>3</sup> /s
Tiempo de llenado sin salida de agua	19 min
Tiempo vaciado sin entrada de agua	19,5 min

Con estos caudales el tanque nunca se vaciaría ya que el caudal de entrada es mayor que el de salida; sin embargo, con la verificación hecha en campo el 25 de abril de 2002 muestra que el caudal de entrada es menor que el de salida. Este aforo se realizó con el método de cambios volumétricos; con el nuevo caudal de entrada se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 55. Nuevos tiempos de llenado y vaciado del tanque de succión de Santa Elena

Q entrada	0,0145 m <sup>3</sup> /s
Q salida	0,015 m <sup>3</sup> /s
Tiempo de llenado sin salida de agua	20 min
Tiempo vaciado sin entrada de agua	19,4 min
Tiempo de vaciado con entrada de caudal	518 min

Con estos resultados se tiene que la bomba puede funcionar durante aproximadamente 8 horas y media seguidas antes de que el tanque de succión llegue al límite mínimo.



### 5.1.7 Impulsión

La capacidad de la impulsión está dada por las especificaciones de la tubería y del bombeo. Los datos para la impulsión se obtuvieron de los planos de diseño<sup>1</sup> y los del bombeo de la curva de la bomba.

Tabla 56. Especificaciones de la impulsión de Santa Elena

Tramo	Material	Rugosidad absoluta(mm)	Diámetro interior (mm)	Longitud (m)
1	Acero sch 40	0,4	150	1039,2
2	PCV RDE-21	0,122	150	746,74

Para su cálculo se utilizó la ecuación de energía:

$$H_a + H_B = H_b + h_f + h_L$$

Donde:

$H_a$ : energía en el nivel mínimo del tanque de succión

$H_B$ : energía inducida por el bombeo

$H_b$ : energía en el nivel máximo de los tanques de aquietamiento

$h_f$ : pérdidas por fricción

$h_L$ : pérdidas por accesorios

Despejando el caudal de la ecuación anterior se tiene:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 D^4 g \cdot (Z_a - Z_b + H_B)}{8 \cdot \left( f_1 \cdot \frac{L_1}{D} + \sum K_{L1} + f_2 \cdot \frac{L_2}{D} + \sum K_{L2} \right)}}$$

<sup>1</sup> Plano DVA 126 004, Empresas Públicas de Medellín

Donde:

$Z_a$ : cota del nivel del agua en el tanque de succión

$Z_b$ : cota del nivel mínimo del agua en el tanque de aquietamiento

$D$ : diámetro de la tubería

$g$ : gravedad

$f_1$ : factor de fricción del tramo 1 (acero)

$f_2$ : factor de fricción del tramo 2 (PVC)

$L_1$ : longitud del tramo 1

$L_2$ : longitud del tramo 2

$K_{L1}$ : coeficientes de pérdidas locales en el tramo 1

$K_{L2}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 2

Los coeficientes de pérdidas locales se encuentran en el ANEXO 23.

Resolviendo simultáneamente esta ecuación con Reynolds y Colebrook–White se obtiene el siguiente resultado:

Tabla 57. Capacidad preliminar de la aducción de Santa Elena

$H_B$	179,8
$Z_a-Z_b$	159,00 m
$f_1$	0,0266
$f_2$	0,0178
$Q$	0,0202 m <sup>3</sup> /s

El caudal obtenido fue de 20,2 L/s que es menor que para el que fue diseñado, ya que en un principio el caudal de diseño de las bombas era 28 L/s, sin embargo, en el 2000 se realizó un recorte de impulsores y se redujo el caudal hasta 19 L/s. La diferencia entre el caudal obtenido y el teórico se puede deber a varios factores: cuando se escogió la bomba se tenía un diseño de la planta de tratamiento diferente y la cota de llegada era otra que se encontraba 3 m por debajo de la actual, además, las rugosidades supuestas para el cálculo original pueden ser diferentes de las utilizadas en este trabajo e igualmente la cantidad de accesorios y sus coeficientes de pérdidas.

El aforo realizado el 25 de abril de 2002 dio como resultado que el caudal bombeado no es 19 L/s si no 15,1 L/s, esto se puede deber a que aumentaron las pérdidas ya sea por las

condiciones de la tubería de impulsión, de la succión o de las bombas. Para los cálculos que siguen se adoptó el caudal aforado de 15,1 L/s y las condiciones de la tubería que hacen que esté pasando ese caudal. Estos cálculos se muestran en el ANEXO 23.

#### 5.1.8 Tanques de aquietamiento

Como se había dicho anteriormente los tanques de aquietamiento son tres tanques cilíndricos. La capacidad de almacenamiento de estos tanques fue obtenida mediante datos encontrados en los planos de diseño<sup>1</sup>, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 58. Dimensiones de los tanques de aquietamiento de Santa Elena

Tubería de entrada	150 mm
Tubería de salida	100 mm
Área de la sección	4,8 m <sup>2</sup>
Profundidad	5 m
Volumen de un tanque	24 m <sup>3</sup>
Número de tanques	3
Volumen total	72 m <sup>3</sup>

Para un análisis de tiempos de llenado y vaciado se supuso un funcionamiento continuo tanto del bombeo como de la planta. Como caudal de entrada se tomó el caudal medido en el aforo. Para el caudal de salida se realizó un nuevo aforo con cambios volumétricos, con el tanque al 90% de su capacidad. Los tiempos de llenado y vaciado con estas condiciones son los siguientes:

Tabla 59. Tiempos de llenado y vaciado de los tanques de aquietamiento de Santa Elena

Volumen total	72 m <sup>3</sup>
Q entrada	0,0151 m <sup>3</sup> /s
Q salida	0,0126 m <sup>3</sup> /s
Tiempo de llenado sin salida de caudal	79 min
Tiempo de llenado con salida de caudal	8103 min
Tiempo de vaciado sin entrada de caudal	95 min

Mientras se esté bombeando al tanque de aquietamiento nunca se vaciaría ya que el caudal de entrada es mayor que el de salida.

<sup>1</sup> Plano DVA 126 -014, Empresas Públicas de Medellín

### 5.1.9 Planta de tratamiento

La planta de tratamiento de Santa Elena es una planta convencional con sedimentadores de alta tasa. La capacidad de esta estructura según los planos es 20 L/s, sin embargo, aforos realizados por los fontaneros indican que la planta trata en condiciones normales 13 L/s. La comprobación en campo realizada el 25 de abril de 2002 dio como resultado un caudal de 12,3 L/s con el tanque de almacenamiento al 90% de su capacidad, que se asemeja al encontrado por los fontaneros. Para el resto de cálculos de este estudio se trabajará con una capacidad promedio entre estas dos, es decir 12,65 L/s.

### 5.1.10 Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento tiene un volumen de 400 m<sup>3</sup>, sin embargo no todo ese volumen es útil ya que en los tanques se debe considerar un volumen muerto para evitar los vórtices.

Para calcular el volumen muerto se utilizó la siguiente fórmula:

$$H_{\min} = 0,3 \cdot v \cdot \sqrt{D}^1$$

donde

$H_{\min}$ : altura mínima de agua sobre el eje de la tubería en m

$v$ : velocidad en la tubería de presión en m/s

$D$ : diámetro interno de la tubería en m

Tabla 60. Volumen útil del tanque de Santa Elena

Año	QM (L/s)	H mín (m)	Vol mín (m <sup>3</sup> )	Vol útil (m <sup>3</sup> )
2002	16,19	0,11	14,11	385,89
2005	17,36	0,12	15,14	384,86
2010	19,52	0,14	17,01	382,99
2015	21,94	0,15	19,13	380,87
2020	24,66	0,17	21,50	378,50

Para el análisis de la capacidad de los tanques de almacenamiento se evaluarán dos criterios diferentes: curva de masas y 30% del caudal máximo diario.

<sup>1</sup> Expresión recomendada por Gómez Navarro. <http://www.unesco.org.uy/phi/libros/obrashidraul/Cap8.html>

- 30% del caudal máximo diario: para este método se calculó el volumen que necesitaría el sistema dada una demanda y se compara con el volumen útil que existe en el acueducto en el año de evaluación.

$$V_{\text{calculado}} = 30\% \cdot QMD$$

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 61. Volumen necesario para el tanque de almacenamiento de Santa Elena por el criterio de 30% de QMD

Año	QMD (L/s)	Vol calculado (m <sup>3</sup> )
2002	10,12	262,21
2005	10,85	281,28
2010	12,20	316,19
2015	13,71	355,44
2020	15,42	399,56

Como se observa el tanque de almacenamiento es suficiente hasta el 2015 pero no para el 2020; sin embargo, hay que aclarar que el período de diseño del sistema de Santa Elena se cumple en el 2017, año para el cual el tanque si es suficiente.

- Curva de masas: para hacer la curva de masas se supuso una entrada constante de caudal, que es el caudal que trata la planta del sistema; la salida de caudal se obtuvo a partir del patrón de consumo hallado en el capítulo de Demanda (Capítulo 3).

Se calcula para cada hora del día cual es la producción y la demanda acumuladas de la siguiente forma:

$$P_a = N \cdot Q_p$$

donde:

$P_a$ : es la producción acumulada

$N$ : hora del día en la que se quiere hallar la producción acumulada

$Q_p$ : capacidad de la planta de tratamiento

$$D_a = D_{an-1} + D_n$$

donde:

$D_a$ : demanda acumulada

$D_{an-1}$ : demanda acumulada de la hora anterior

$D_n$ : demanda de la hora a calcular

Para cada hora se obtiene la diferencia entre los valores de producción y de demanda acumulada y se escoge el mayor y el menor. La suma de estos últimos valores es el volumen de almacenamiento requerido. A este volumen se le debe sumar el volumen muerto obtenido anteriormente.

El cálculo del volumen necesario se obtuvo para diferentes períodos de diseño; los resultados son los siguientes:

Tabla 62. Volumen útil del tanque de almacenamiento de Santa Elena con el criterio de curva de masas

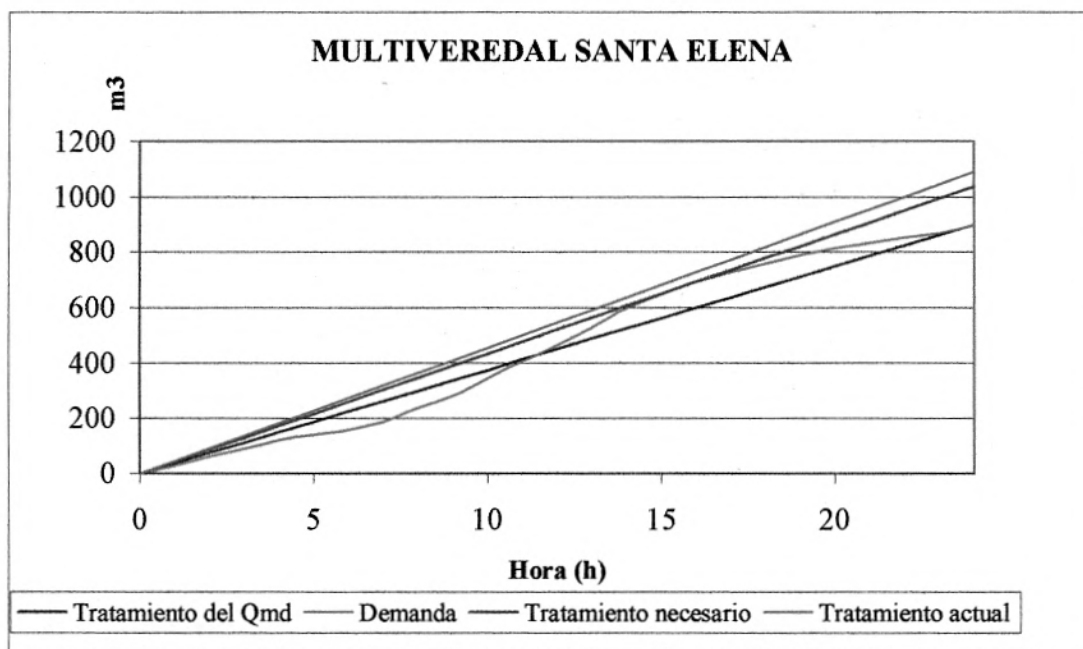
<b>Año</b>	<b>Volumen necesario (m<sup>3</sup>)</b>
2002	139,28
2005	149,41
2010	167,95
2015	188,80
2020	212,23

Con este criterio el tanque de Santa Elena es suficiente incluso para el 2020 a diferencia del método anterior.

En la Figura 36 se presenta la curva de masas para el 2015.



Figura 36. Curva de masas para el tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena



Debido a que los dos criterios dan resultados diferentes se continuarán evaluando para el resto de los sistemas.

## 5.2 MULTIVEREDAL PLAN – LLANO

### 5.2.1 Bocatoma

Los datos de la rejilla fueron medidos en campo y se encontró lo siguiente:

Tabla 63. Geometría de la rejilla del acueducto Plan - Llano

Ancho	0,53 m
Largo	0,36 m
Diámetro de las barras	0,0381 m
Espacio entre barras	0,0127 m
# de barras	14

El procedimiento para obtener la capacidad de la rejilla fue el mismo que se utilizó en el acueducto de Santa Elena; los cálculos correspondientes se encuentran en el ANEXO 24.

El resultado obtenido fue que la rejilla puede captar 47,4 L/s sólo teniendo en cuenta una cabeza de agua de la altura de la muesca. Este valor es más grande que el valor de 3 veces el QMD proyectado al 2020 que es 18 L/s.

### 5.2.2 Aducción

Los datos para calcular la capacidad máxima de la aducción fueron obtenidos de los planos de diseño<sup>1</sup> y se muestran a continuación.

Tabla 64. Especificación de la aducción de Plan-Llano

Tramo	Material	Rugosidad absoluta (mm)	Diámetro (mm)	Longitud (m)
1	PVC	0,122	150	80
2	PVC	0,122	100	19,94
3	Acero	0,4	100	28,64

Para hallar la capacidad de la aducción se utilizó la ecuación de Bernoulli y se aplicó la ecuación de la energía entre el nivel del agua en la aducción y el nivel del agua en el prefiltro. La ecuación obtenida es la siguiente:

$$Q = \sqrt{\frac{H_o g \pi^2}{8 \cdot \left( f_1 \cdot \frac{L_1}{D_1^5} + \frac{K_{L1}}{D_1^4} + f_2 \cdot \frac{L_2}{D_2^5} + \frac{K_{L2}}{D_2^4} + f_3 \cdot \frac{L_3}{D_3^5} + \frac{K_{L3}}{D_3^4} \right)}}$$

donde:

$Q$ : caudal que pasa por la aducción

$H_o$ : diferencia de cotas entre la bocatoma y el prefiltro

$g$ : aceleración de la gravedad

$f_1$ : factor de fricción del tramo 1

$f_2$ : factor de fricción del tramo 2

$f_3$ : factor de fricción del tramo 3

<sup>1</sup> Plano DVA 106 009, Empresas Públicas de Medellín

$L_1$ : longitud del tramo 1

$L_2$ : longitud del tramo 2

$L_3$ : longitud del tramo 3

$K_{L1}$ : coeficientes de pérdidas locales en el tramo 1

$K_{L2}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 2

$K_{L3}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 3

Los coeficientes correspondientes se encuentran en el ANEXO 25.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

$H_o$	0,5	m
$f_1$	0,0254	
$f_2$	0,0248	
$f_3$	0,0306	
$Q$	5,75	L/s

El caudal obtenido fue 5,75 L/s.

### 5.2.3 Prefiltro

Las dimensiones encontradas en campo para este tanque fueron:

- Ancho: 3,56 m
- Largo: 5,0 m
- Altura: 1,5 m

Los planos correspondientes a este diseño no se pudieron encontrar por lo tanto para el espesor del lecho filtrante se tomaron 60 cm que fue el dato que el fontanero suministró.

El procedimiento para calcular la capacidad es el mismo que el utilizado en el acueducto de Santa Elena; los cálculos se encuentran en el ANEXO 26.

El caudal obtenido fue 74 L/s que es suficiente para el caudal de demanda proyectado al año 2020.

### 5.2.4 Tanque de succión

El tanque de succión está constituido por el volumen del tanque del prefiltro, por el antiguo tanque de succión y por el volumen almacenado en el antiguo desarenador. Las medidas para sacar los volúmenes fueron obtenidas en campo y se encuentran en el ANEXO 27.

El volumen efectivo del tanque de succión obtenido fue de 9,62 m<sup>3</sup>.

Para el estudio de tiempos de llenado y de vaciado se supuso una entrada y salida constante de caudal. El caudal de entrada es el proveniente de la aducción y el de salida el de bombeo. Debido a que la entrada al tanque de succión tiene una válvula reguladora, la cual el fontanero abre o cierra según la necesidad, se hizo una verificación en campo el 25 de abril de 2002 y se encontró que con la válvula completamente abierta y el bombeo en funcionamiento el tanque de succión no se vaciaba y por el contrario estaba rebosando todo el tiempo. Es decir, que el bombeo puede trabajar durante 24 horas seguidas siempre y cuando la válvula esté abierta.

Q entrada: 5,75 L/s

Q salida: 5,21 L/s

Tiempo de llenado: 28 minutos

### 5.2.5 Impulsión

Los datos de la tubería de impulsión se obtuvieron de los planos de diseño<sup>1</sup> de Empresas Públicas de Medellín y se encontró lo siguiente:

Tabla 65. Especificaciones de la impulsión de Plan - Llano

Tramo	Material	Rugosidad absoluta (mm)	Diámetro (mm)	Longitud (m)
1	Acero	0,4	100	1488,79
2	PVC	0,122	100	672,94

Los datos de la bomba se obtuvieron de la curva de ésta y se encontró que para un caudal de 8 L/s, para la cual fue diseñada la altura dinámica es 240,9 m.

Para encontrar la capacidad de la tubería de impulsión se trabajó con la ecuación de la energía que se evaluó entre el tanque de llegada a la planta de tratamiento y el tanque de succión; después de despejar se obtuvo la siguiente ecuación:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 D^4 g \cdot (Z_a - Z_b + H_B)}{8 \cdot \left( f_1 \cdot \frac{L_1}{D} + \sum K_{L1} + f_2 \cdot \frac{L_2}{D} + \sum K_{L2} \right)}}$$

<sup>1</sup> DVA 106 015, Empresas Públicas de Medellín

donde:

$Z_a$ : cota del nivel del agua en el tanque de succión

$Z_b$ : cota del nivel del agua en el tanque de la planta de tratamiento

$D$ : diámetro de la tubería

$g$ : gravedad

$f_1$ : factor de fricción del tramo 1

$f_2$ : factor de fricción del tramo 2

$L_1$ : longitud del tramo 1

$L_2$ : longitud del tramo 2

$K_{L1}$ : coeficientes de pérdidas locales en el tramo 1

$K_{L2}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 2

Los cálculos se hicieron de igual forma que en el acueducto de Santa Elena y se encuentran en el ANEXO 28.

El caudal obtenido fue 9,12 L/s testimonios de los fontaneros indican que cuando el acueducto empezó a funcionar se llegaron a aforar 9 L/s, pero ahora se bombean en promedio 5,5 L/s . Un aforo realizado el 5 de febrero del 2002 por EPM dio como resultado un aforo de 5,7 L/s; sin embargo un aforo realizado el 25 de abril de 2002 dio como resultado un caudal de 5,21 L/s con el que se trabajará durante este trabajo.

La disminución en el caudal parece que se debe a una alta carbonatación de la tubería que ha hecho que el diámetro interno se reduzca considerablemente; para encontrar las condiciones actuales de operación se incrementó la rugosidad hasta que pasara por la tubería 5,21 L/s; los cálculos se encuentran en el ANEXO 28.

#### 5.2.6 Planta de Tratamiento

La planta de tratamiento de este sistema es un filtro lento que consta de 3 módulos. Las dimensiones de cada módulo se obtuvieron directamente del campo y se presentan a continuación:

Tabla 66. Dimensiones planta de tratamiento de Plan - Llano



Ancho	4,1	m
Largo	12	m
Altura	2,3	m

Arena	0,9	m
Grava	0,3	m

Para el cálculo de la capacidad hidráulica se trabajó con las siguientes ecuaciones empíricas:

- Para la arena:

$$h = 5 \cdot 10^{-3} qL$$

$h$ : pérdidas en el lecho de arena en m

$q$ : velocidad de filtración en  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

$L$ : longitud del lecho de arena en m

- Para la grava de soporte:

$$h_G = \frac{qL_G}{3}$$

$h$ : pérdidas en el lecho de grava en m

$q$ : velocidad de filtración en  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$

$L_G$ : longitud de la grava de soporte en m

Sumando estas dos ecuaciones de pérdidas se tiene:

$$h = 5 \cdot 10^{-3} \left( \frac{Q}{b_1 \cdot b_2} \cdot \frac{86400s}{\text{día}} \right) L_{arena} + \frac{1}{3} \left( \frac{Q}{b_1 \cdot b_2} \cdot \frac{60s}{\text{min}} \right) L_{grava}$$

$h$ : pérdidas en la planta de tratamiento en m

$Q$ : caudal de la planta en  $\text{m}^3/\text{s}$



$L$ : en m

$b_1, b_2$ : lados del tanque de la planta en m

Las pérdidas para la planta de tratamiento se asumieron de 10cm; los cálculos se presentan a continuación:

Tabla 67. Capacidad calculada de la planta de tratamiento de Plan - Llano

$h$	0,1m
$Larena$	0,9m
$Lgrava$	0,3m
Área del tanque	98,4m <sup>2</sup>
$Q$	0,0249m <sup>3</sup> /s

El caudal obtenido es mucho mayor que el de los planos de especificación de la planta que dice que la capacidad de la planta es 8 L/s, a eso hay que sumarle que a partir del 2001 empezó a funcionar otro tanque que fue construido por el acueducto de Perico y La Meseta, con lo que la capacidad se aumentó a 12 L/s.

Se recalcularon las pérdidas para que con dos tanques la capacidad de la planta sea la de la especificación de diseño; los cálculos se encuentran en ANEXO 29.

Las pérdidas que se presentan en este filtro son 3,2 cm. El aforo realizado el 25 de abril de 2002 en el vertedero de salida de la planta dio como resultado que en ese momento se estaban filtrando 5,49 L/s. Las condiciones de ese día era de invierno por lo que la planta podría estar un poco colmatada y su capacidad se vio reducida; además, el caudal de bombeo de ese día fue 5,21 L/s. Los cálculos se muestran en el ANEXO 29.

### 5.2.7 Tanque de almacenamiento

El procedimiento para calcular el volumen útil del tanque es el mismo que se utilizó en el Multiveredal Santa Elena. Como se mencionó en la descripción del sistema existente, el acueducto de Plan Llano fue diseñado para las veredas El Plan y El Llano; sin embargo, desde octubre del año pasado el acueducto está abasteciendo también las veredas de Perico y La Meseta, sin que se le hiciera ninguna modificación al tanque de almacenamiento, por lo que se presentarán los resultados del sistema con las dos veredas iniciales y con las cuatro actuales. El volumen según los planos de diseño es 140 m<sup>3</sup>.

Los resultados encontrados son los siguientes:



Tabla 68. Volumen útil del tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan y El Llano

<b>Año</b>	<b>QMH (L/s)</b>	<b>H mín (m)</b>	<b>Vol mín (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vol útil (m<sup>3</sup>)</b>
2002	6,00	0,05	3,59	136,41
2005	6,69	0,06	4,00	136,00
2010	8,01	0,07	4,79	135,21
2015	9,59	0,08	5,74	134,26
2020	11,49	0,10	6,87	133,13

Tabla 69. Volumen útil del tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan, El Llano, Perico y La Meseta

<b>Año</b>	<b>QMH (L/s)</b>	<b>H mín (m)</b>	<b>Vol mín (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vol útil (m<sup>3</sup>)</b>
2002	11,02	0,09	6,59	133,41
2005	13,01	0,11	7,78	132,22
2010	14,99	0,13	8,96	131,04
2015	17,30	0,15	10,34	129,66
2020	20,00	0,17	11,96	128,04

Para calcular el volumen necesario en el tanque también se utilizó el mismo procedimiento que en Santa Elena e igualmente para los dos casos de demanda. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- Criterio del 30% de QMD

Tabla 70. Volumen necesario según criterio del QMD para el tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan y El Llano

<b>Año</b>	<b>QMD (L/s)</b>	<b>Vol calculado (m<sup>3</sup>)</b>
2002	3,75	97,21
2005	4,18	108,33
2010	5,01	129,74
2015	6,00	155,40
2020	7,18	186,12

Con este criterio el volumen del tanque es suficiente para el 2010, pero no para el 2015 ni el 2020; sin embargo hay que tener en cuenta que este criterio es conservador.

Tabla 71. Volumen necesario según criterio del 30% de QMD para el tanque de almacenamiento de Plan - Llano, con El Plan, El Llano, La Meseta y Perico

<b>Año</b>	<b>QMD (L/s)</b>	<b>Vol calculado (m<sup>3</sup>)</b>
2002	7,10	183,99
2005	8,40	217,61
2010	9,66	250,40
2015	11,13	288,61
2020	12,85	333,20

Además, el volumen del tanque en este momento no sería suficiente, sin embargo, no se ha reportado interrupción del servicio debido a este hecho, lo que corrobora que el criterio si es conservador.

- Criterio curva de masas

Tabla 72. Volumen necesario según el criterio de curva de masa para el tanque de Plan – Llano, con El Plan y El Llano

<b>Año</b>	<b>Vol calculado (m<sup>3</sup>)</b>
2002	42,26
2005	46,68
2010	55,20
2015	65,41
2020	77,63

Como se puede observar bajo este criterio la capacidad del tanque de almacenamiento es suficiente hasta el 2020.

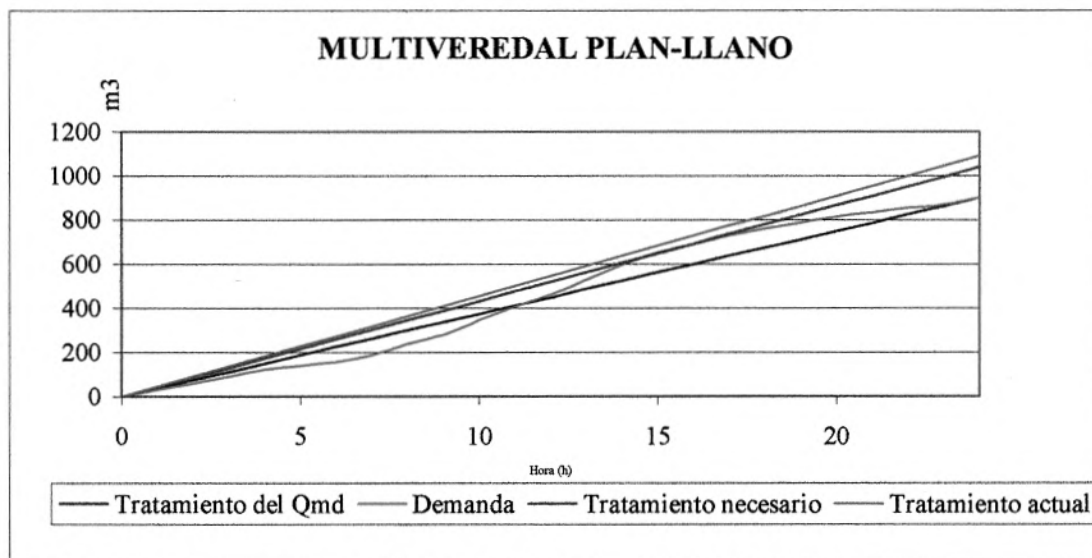
Tabla 73. Volumen necesario según el criterio de curva de masa para el tanque de Plan – Llano, con El Plan, El Llano, Perico y La Meseta

<b>Año</b>	<b>Vol calculado (m<sup>3</sup>)</b>
2002	90,14
2005	106,20
2010	120,60
2015	137,30
2020	156,69

La capacidad de almacenamiento del tanque sería suficiente hasta el 2015; sin embargo, se estaría corriendo un riesgo grande ya que el volumen necesario es prácticamente igual al existente; además, teniendo en cuenta que para este análisis no se tuvo en cuenta el volumen de daños o de incendios, el riesgo es alto.

En la Figura 37 se presenta la curva de masas de este tanque.

Figura 37. Curva de masas del tanque de almacenamiento de Plan-llano



### 5.3 LAS FLORES

#### 5.3.1 Bocatoma

Como se dijo en la descripción la toma de este acueducto no se hace directamente de la quebrada si no que se capta de un embalse. La capacidad de este embalse fue analizada en el capítulo de oferta hidrológica.

#### 5.3.2 Impulsión

Los datos de la tubería de impulsión se obtuvieron de los planos de diseño que se encuentran en Empresas Públicas de Medellín<sup>1</sup> y los datos del bombeo se obtuvieron de la curva de la bomba. Los datos encontrados son los siguientes:

<sup>1</sup> Plano 110 006, Empresas Públicas de Medellín

Tabla 74. Especificaciones de la impulsión de Las Flores

Material	PVC
Diámetro	75 mm
Longitud	976,23 m
Rugosidad absoluta	0,122 mm
Altura estática	69,00 m

Para el cálculo de la capacidad hidráulica de la impulsión se evaluó energía entre el nivel del embalse y el tanque de llegada de la conducción. La ecuación obtenida es la siguiente:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot g \cdot D^4 \cdot (H_B - H_e)}{8 \cdot \left( f \cdot \frac{L}{D} + \sum K_L \right)}}$$

Donde:

$Q$ : caudal que pasa por la tubería

$D$ : diámetro de la tubería

$H_B$ : Altura dinámica de la bomba

$H_e$ : diferencia de nivel de agua entre el embalse y el tanque de llegada

$f$ : factor de fricción

$L$ : longitud de la tubería entre la bocatoma y el desarenador

$K_L$ : coeficiente de pérdida local por accesorios.

$g$ : gravedad

El procedimiento utilizado fue el mismo que en los acueductos anteriores; los cálculos se encuentran en el ANEXO 30.

El caudal obtenido fue 4,7 L/s; sin embargo, el caudal de diseño fue 4 L/s y aforos realizados corroboran este caudal. La diferencia en los resultados se puede deber a que en los planos no estaban disponibles los accesorios y por lo tanto se trabajó con lo que se podían ver en campo, también a que se presentan pérdidas en la succión y en la bomba que no fueron calculadas. En el ANEXO 30 se muestra el cálculo para que la capacidad sea 4 L/s.

El resultado obtenido fue una rugosidad absoluta de 0,5 mm, que simula las condiciones actuales del sistema pero no quiere decir que la tubería esté presentando esta rugosidad.

### 5.3.3 Planta de tratamiento

Los datos de la planta de tratamiento fueron tomados en campo y se presentan a continuación:

Tabla 75. Dimensiones de la planta de tratamiento de Las Flores

Tanque		Lecho filtrante	
Ancho	3,88 m	Altura lecho de arena	0,85 m
Largo	5,2 m	Altura lecho de grava	0,4 m
Altura	2,25 m		

El procedimiento para calcular su capacidad fue el mismo que para el acueducto Multiveredal Plan – Llano; los resultados se encuentran en el ANEXO 31.

El resultado obtenido es un caudal de 5,4 L/s, sin embargo, el manual de diseño de la planta dice que la planta tiene una capacidad de 4 L/s, además, un aforo realizado el 25 de abril de 2002 dio como resultado que la planta trataba 0,9 L/s.

Las plantas de filtración lenta tienen una capacidad muy variable debido a que ésta depende del nivel del agua en el tanque y del grado de colmatación del filtro. Mientras la demanda no supere la capacidad máxima de diseño (4 L/s), la planta tendrá capacidad suficiente, siempre y cuando se le haga un mantenimiento tal que garantice el caudal demandado.

### 5.3.4 Tanque de almacenamiento

Primero se calcula el volumen útil del tanque igual que en el acueducto de Santa Elena, el volumen del tanque según los planos de diseño es 75 m<sup>3</sup>. Los cálculos se presentan a continuación:

Tabla 76. Volumen útil del tanque de almacenamiento de Las Flores

Año	QMH (L/s)	H mín (m)	Vol mín (m <sup>3</sup> )	Vol útil (m <sup>3</sup> )
2002	1,91	0,02	0,81	74,19
2005	2,14	0,02	0,91	74,09
2010	2,53	0,02	1,07	73,93
2015	2,91	0,03	1,23	73,77
2020	3,29	0,03	1,39	73,61

El cálculo para la capacidad del tanque se hizo igual que en el Multiveredal Santa Elena; los resultados obtenidos son los siguientes:

- Criterio de 30% de QMD

Tabla 77. Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Las Flores según criterio del 30% de QMD

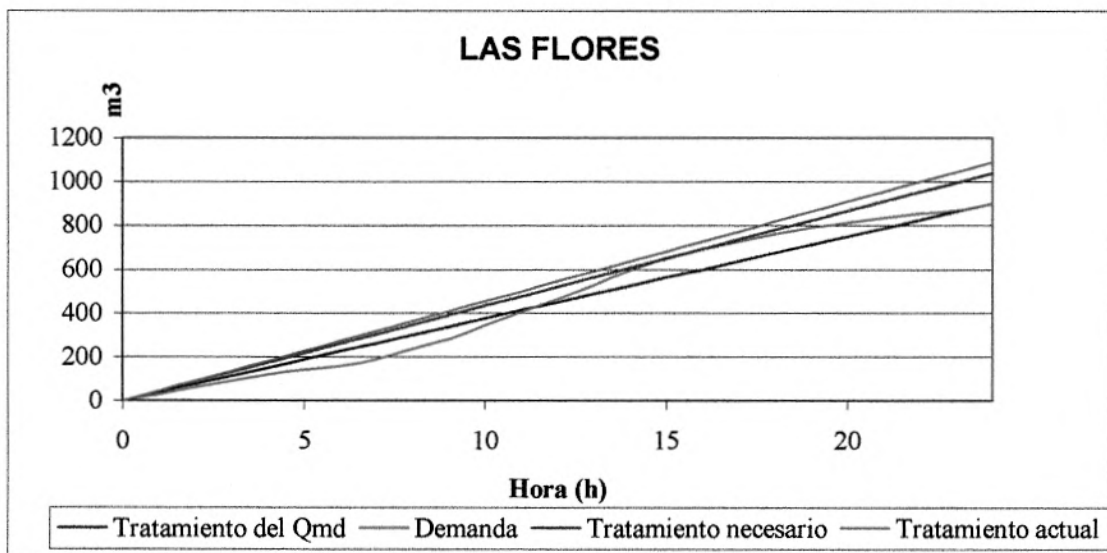
Año	QMD (L/s)	Vol calculado (m <sup>3</sup> )
2002	1,19	30,95
2005	1,34	34,70
2010	1,58	40,92
2015	1,82	47,13
2020	2,06	53,32

Tabla 78. Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Las Flores según criterio de curva de masas

Año	Vol calculado (m <sup>3</sup> )
2002	13,12
2005	14,71
2010	17,35
2015	19,98
2020	22,60

Como se observa en los resultados por los dos métodos el tanque de almacenamiento está sobrediseñado; esto se pudo haber debido a que el cálculo de proyección de la demanda de diseño fue mucho mayor que la real. En la Figura 38 se muestra la curva de masas para el tanque de Las Flores en el año 2015.

Figura 38. Curva de masas del tanque de almacenamiento Las Flores





## 5.4 ACUEDUCTO MAZO

### 5.4.1 Bocatoma

Como ya fue explicado el acueducto de Mazo cuenta con dos bocatomas a modo de trasvase. Las dos rejillas tienen el mismo tamaño y sus dimensiones fueron tomadas en campo; a continuación se muestran los datos obtenidos:

Tabla 79. Geometría de la rejilla de Mazo

Ancho	0,4 m
Largo	0,3 m
Diámetro de las barras	0,0127 m
Espacio entre barras	0,0127 m
# de barras	16

Los cálculos para hallar la capacidad de la rejilla fueron los mismos que en Santa Elena; se encuentran en el ANEXO 32.

El resultado obtenido para ambas bocatomas fue un caudal de 54,7 L/s, mucho mayor que tres veces el caudal de demanda proyectado para el 2020 que es 3,9 L/s.

### 5.4.2 Aducción

La aducción está compuesta de dos tramos: el primero de la bocatoma 1 a la bocatoma 2 y el segundo de la bocatoma 2 al tanque de entrada a la planta de tratamiento. Los datos para las dos conducciones fueron obtenidos durante visitas de campo ya que no se encontraban planos disponibles de estas tuberías.

- Tramo 1

Las siguientes medidas fueron las que se encontraron en el campo:

Tabla 80. Especificaciones de la aducción 1 de Mazo

Material	Acero sch 40
Diámetro	100 mm
Longitud	30 m
Rugosidad	0,4 mm
Diferencia cotas del agua	0,25 m

Para evaluar la capacidad hidráulica de la tubería se hará de la misma forma que en el acueducto de Santa Elena. La ecuación es la siguiente:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot g \cdot D^4 \cdot H_0}{8 \cdot \left( f \cdot \frac{L}{D} + \sum K_L \right)}}$$

donde:

$Q$ : caudal que pasa por la tubería

$D$ : diámetro de la tubería

$H_0$ : diferencia de nivel de agua entre la bocatoma 1 y la bocatoma 2

$f$ : factor de fricción

$L$ : longitud de la tubería entre la bocatoma y el desarenador

$K_L$ : coeficiente de pérdida local por accesorios.

$g$ : gravedad

Los coeficientes de pérdidas locales del primer tramo de la aducción se encuentran en el ANEXO 33.

El resultado obtenido fue 5,0 L/s.

- Tramo 2

Los datos encontrados en el campo son los siguientes:

Tabla 81. Especificaciones de la aducción 2 de Mazo

Material	Acero sch 40
Diámetro	100 mm
Longitud	10 m
Rugosidad	0,4 mm
Diferencia de cotas del agua	0,15 m

La capacidad de la conducción se halló de la misma forma que la anterior, con la misma ecuación. Los resultados se encuentran en el ANEXO 33.

El caudal encontrado fue de 5,0 L/s. Vale la pena aclarar que este caudal es el que puede pasar por esa tubería independientemente de la oferta hidrológica.

Este caudal se comprobó en campo al hacer un aforo en el tanque de llegada a la planta de tratamiento; este aforo se realizó el 25 de abril de 2002 y fue hecho por cambios volumétricos. El resultado fue un caudal de 5,44 L/s, lo que quiere decir que por la aducción pasa más caudal del calculado. La diferencia se debe a que de estas dos conducciones no habían planos y todos los datos fueron tomados en campo de una forma aproximada.

Para conocer las condiciones actuales de la tubería se recalculó la aducción de tal forma que pasara el caudal aforado. Los resultados se muestran en el ANEXO 33.

#### 5.4.3 Planta de tratamiento

Las medidas del tanque de la planta fueron tomadas directamente desde el campo; a continuación se presenta lo que se encontró:

Tabla 82. Dimensiones de la planta de tratamiento de Las Flores

Tanque		Lecho filtrante	
Largo	4 m	Altura lecho arena	0,9 m
Ancho	2,5 m	Altura lecho grava	0,3 m
Altura	2,2 m		

Para evaluar la capacidad hidráulica se utilizó el mismo procedimiento que en el acueducto de Plan Llano; los cálculos se encuentran en el ANEXO 34.

La capacidad obtenida fue de 2,5 L/s; sin embargo, el manual de la planta indica que la capacidad es 1 L/s. Para resolver esta incongruencia se hizo una verificación en campo y se encontró que cuando el tanque de la planta de tratamiento estaba lleno la planta descarga un caudal de 2,13 L/s en el vertedero de salida. Los cálculos se encuentran en el ANEXO 34.

#### 5.4.4 Conducción

Los datos de la tubería de conducción se tomaron de los planos de diseño de Empresas Públicas de Medellín; a continuación se presenta lo que se encontró:

Tabla 83. Especificaciones de la conducción de Mazo

Tramo	Material	Diámetro (mm)	Longitud (m)
1	PVC	100	413,74
2	PVC	100	337,68
3	PVC	62,5	258,55

El procedimiento para evaluar la capacidad hidráulica de la tubería fue el mismo que se utilizó para los demás acueductos con la siguiente ecuación:

$$Q = \sqrt{\frac{H_o g \pi^2}{8 \cdot \left( f_1 \cdot \frac{L_1}{D_1^5} + \frac{K_{L1}}{D_1^4} + f_2 \cdot \frac{L_2}{D_2^5} + \frac{K_{L2}}{D_2^4} + f_3 \cdot \frac{L_3}{D_3^5} + \frac{K_{L3}}{D_3^4} \right)}}$$

donde:

$Q$ : caudal que pasa por la aducción

$H_o$ : diferencia de cotas entre el vertedero de salida de la planta y el tanque de almacenamiento

$g$ : aceleración de la gravedad

$f_1$ : factor de fricción del tramo 1

$f_2$ : factor de fricción del tramo 2

$f_3$ : factor de fricción del tramo 3

$L_1$ : longitud del tramo 1

$L_2$ : longitud del tramo 2

$L_3$ : longitud del tramo 3

$K_{L1}$ : coeficientes de pérdidas locales en el tramo 1

$K_{L2}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 2

$K_{L3}$ : coeficiente de pérdidas locales en el tramo 3

La diferencia de cotas entre el vertedero de salida de la planta y el tanque de almacenamiento es 6,62 m. Los coeficientes de pérdidas locales se presentan en el ANEXO 35 y dieron como resultado un caudal de 2,9 L/s. Este resultado no fue posible comprobarlo en campo ya que la conducción llega al tanque de almacenamiento el cual se encuentra enterrado y no hay macromedidor.

#### 5.4.5 Tanque de almacenamiento

Como se había dicho en la descripción de los sistemas existentes este acueducto cuenta con dos tanques de almacenamiento y en este momento está en construcción un tercero al lado de la planta de tratamiento. Los datos encontrados en los planos de diseño son los siguientes:

Tabla 84. Dimensiones de tanques de almacenamiento de Mazo

Tanque 1		Tanque 2		Tanque nuevo	
Volumen	32 m <sup>3</sup>	Volumen	28 m <sup>3</sup>	Volumen	32,4 m <sup>3</sup>
Ancho	3,66 m	Ancho	4 m	Largo	3,6 m
Largo	4,1 m	Largo	2,9 m	Ancho	3,6 m
Altura	2,13 m	Altura	1,86 m <sup>3</sup>	Altura	2,5 m

El volumen total teniendo en cuenta los tres tanques es 92,4 m<sup>3</sup>

El volumen útil se calculó de igual manera que en Santa Elena; los resultados se muestran a continuación:

Tabla 85. Volumen útil del tanque de almacenamiento de Mazo

Año	QMH (L/s)	H mín (m)	Vol mín (m <sup>3</sup> )	Vol útil (m <sup>3</sup> )
2002	2,78	0,03	1,27	91,13
2005	3,35	0,03	1,53	90,87
2010	4,31	0,04	1,97	90,43
2015	5,27	0,05	2,40	90,00
2020	6,24	0,06	2,84	89,56

El cálculo para la capacidad se realizó de igual manera que en el Multiveredal Santa Elena.

- Criterio de 30% de QMD

Tabla 86. Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Mazo según criterio de 30% de QMD

Año	QMD (L/s)	Vol calculado (m <sup>3</sup> )
2002	1,74	45,01
2005	2,10	54,34
2010	2,70	69,90
2015	3,30	85,45
2020	3,90	101,01

Con este tanque de almacenamiento se tendría capacidad para abastecer la demanda hasta el 2015 según este método.

- Criterio de curva de masas

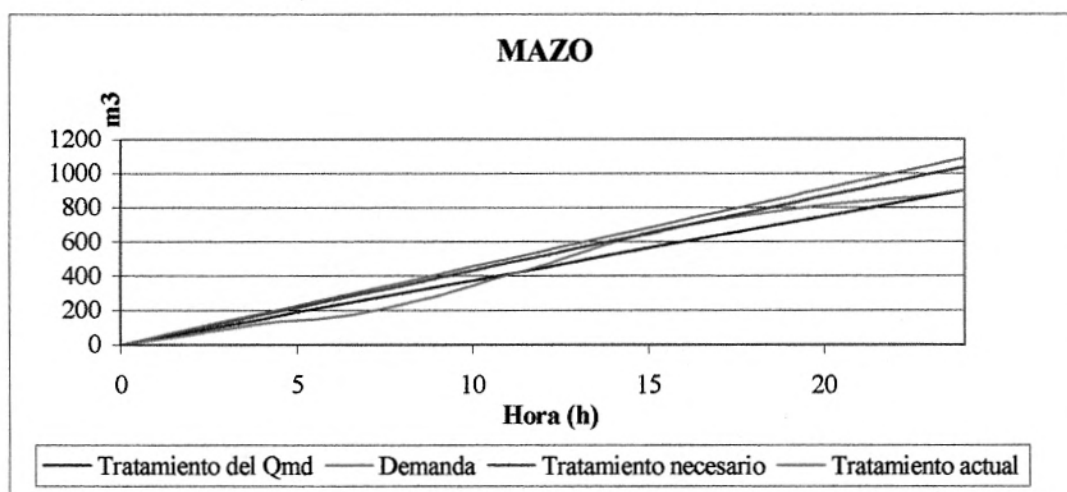
Tabla 87. Volumen necesario del tanque de almacenamiento de Mazo según criterio de curva de masas

Año	Volumen calculado (m <sup>3</sup> )
2002	19,17
2005	23,14
2010	29,77
2015	36,40
2020	43,02

Con este método el almacenamiento disponible es suficiente para abastecer la demanda hasta después del 2020.

En la Figura 39 se muestra la curva de masas para el sistema Mazo en el 2015.

Figura 39. Curva de masas del tanque de almacenamiento de Mazo



A continuación se presenta un resumen de todas las capacidades hidráulicas de las estructuras en cada sistema.

Tabla 88. Resumen de las capacidades hidráulicas de las estructuras de los sistemas en estudio

<b>Estructura</b>	<b>Santa Elena</b>	<b>Plan-Llano</b>	<b>Mazo</b>	<b>Las Flores</b>
Rejilla	342,99 L/s	47,36 L/s	54,68 L/s	
Embalse				2500 m <sup>3</sup>
Aducción	15,00 L/s	5,75 L/s	5,44 L/s	
Desarenador	16,18 L/s			
Prefiltro	114,58 L/s	74,17 L/s		
Conducción prefiltro- T. Succión	15,00 L/s			
Tanque de succión	17,62 m <sup>3</sup>	9,62 m <sup>3</sup>		
Impulsión	15,08 L/s	5,21 L/s	2,90 L/s	4,00 L/s
Tanque aquietamiento	72,00 m <sup>3</sup>			
Planta de tratamiento	12,64 L/s	12,00 L/s	2,53 L/s	4,00 L/s
Tanque de almacenamiento	400,00 m <sup>3</sup>	140,00 m <sup>3</sup>	92,40 m <sup>3</sup>	75,00 m <sup>3</sup>



## 6. SISTEMAS DE BOMBEO

El contenido de este capítulo se enfoca hacia la evaluación de los sistemas de bombeo de los sistemas de acueducto en estudio, con el fin de conocer las capacidades hidráulica y mecánica con las que cuentan cada uno de ellos según la demanda.

El desarrollo que se presenta a continuación es fundamental en el estudio de optimización de sistemas de bombeo, al que en gran parte se refiere este estudio, ya que permite conocer los parámetros más importantes en la operación de un bombeo y por tanto las medidas más eficientes para lograr un mejor funcionamiento de los sistemas.

### 6.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES

Se identifican los tipos de sistemas de bombeo que operan en los sistemas de acueducto en estudio con el fin de obtener la información necesaria para un adecuado análisis de energía consumida en cada uno de ellos según la curva del sistema de impulsión.

#### 6.1.1 Descripción general e historia de los sistemas de bombeo

- El bombeo del Sistema Multiveredal Santa Elena, comúnmente llamado bombeo El Placer-Barro Blanco, consta de dos bombas centrífugas KSB de tres etapas que trabajan alternadamente; tienen una velocidad específica de 3500 rpm y Motor Lincoln A.C Motor, con una eficiencia máxima de 65% para un diámetro de impulsores de 185. Es un bombeo de agua cruda previamente desarenada y prefiltrada en el que actualmente no se superan los ciclos de cada una de las bombas (Número de arranques máximos del motor en una hora), operan bajo un sistema tarifario en el que no se sancionan sobrepasos en el factor de demanda y se controlan de forma manual regulado, principalmente, por el comportamiento de las estructuras de la planta de tratamiento.

Inicialmente el diámetro de los impulsores era 203D pero se redujo a 185 D debido a que la demanda en el momento de la modificación era considerablemente menor al caudal bombeado y tanto el bombeo como las estructuras de regulación (tanque de succión e impulsión) no estaban siendo utilizadas adecuadamente. Lo anterior trajo como consecuencia una reducción en la potencia instantánea de las bombas, una mayor eficiencia mecánica y un mejor funcionamiento de las estructuras directamente involucradas, sin perjudicar las condiciones de la prestación del servicio tales como continuidad y caudal medio diario.

- En el bombeo del sistema de acueducto Multiveredal Plan-Llano operan dos bombas centrífugas Halber Tipo HEGA 40, de cinco etapas cada una, con una velocidad específica de 3500 rpm y una eficiencia máxima de 57%. Estas bombas tienen un diámetro de impulsores de 165 D y trabajan alternadamente. La operación del sistema

es similar al del Multiveredal Santa Elena, sin embargo tiene una regulación automatizada a partir de sensores, y sigue el mismo modo de tarifas y control de ciclos de la bomba. Actualmente se bombea un caudal menor al de diseño debido a un aumento en las pérdidas del sistema causadas por carbonatos presentes en la impulsión que reducen su diámetro efectivo y aumentan su rugosidad, sin embargo no se ha visto alterada la prestación del servicio. Para abastecer a los usuarios de la vereda La Meseta, conectada al sistema hace poco tiempo, se efectúa una reimpulsión desde la planta de tratamiento de Plan-Llano, sistema de bombeo que no se analizará en este estudio debido a que los alcances definidos no tienen en cuenta este aspecto.

- El sistema de bombeo del acueducto Las Flores consta de dos bomba centrífugas Halberg Tipo NOWA de una etap, con un diámetro del impulsor de 212 D y una eficiencia máxima de 46%. Este sistema ha trabajado eficientemente desde su inicio en operación y no ha variado el caudal impulsado por la bomba, lo que indica que las condiciones de la impulsión no se han modificado significativamente. El caudal bombeado es mucho mayor que la demanda actual y aproximadamente el doble que la proyectada para el período de diseño: el tiempo de bombeo es regulado principalmente de acuerdo con las capacidades de la planta de tratamiento y del tanque de almacenamiento.

#### 6.1.2 Curvas de las bombas

Para cada bomba existen curvas de potencia, eficiencia y altura dinámica total relacionadas con el caudal de bombeo. Las curvas de las bombas de los sistemas se presentan en los anexos ANEXO 36, ANEXO 37 y ANEXO 38, a partir de las cuales se obtienen los datos para el cálculo de potencia y energía consumida por día, que se presentan más adelante en el desarrollo de las actividades de este capítulo.

### 6.2 CURVAS DE COLUMNA EN LOS SISTEMAS

A continuación se presenta el procedimiento para el cálculo de las curvas de columna de los sistemas de impulsión que consiste en obtener la altura dinámica total en la tubería (altura estática incrementada con las pérdidas) para diferentes caudales.

La selección de las bombas de los sistemas en estudio se efectuó a partir de la curva de columna del sistema diseñado, con el fin de obtener las alturas dinámicas totales de operación. Esta curva se calculó con la ecuación de Hazen-Williams y por lo tanto esta será la ecuación que se utiliza a continuación para la curva del sistema actual.

#### 6.2.1 Calibración de la ecuación

La ecuación utilizada es la siguiente:

$$H_f = k \cdot Q^{1.851}$$

donde:

$H_f$ : Pérdidas de energía en el sistema

$Q$ : Caudal de bombeo

$k$ : Coeficiente que depende de la rugosidad, del diámetro de la tubería y de su longitud.

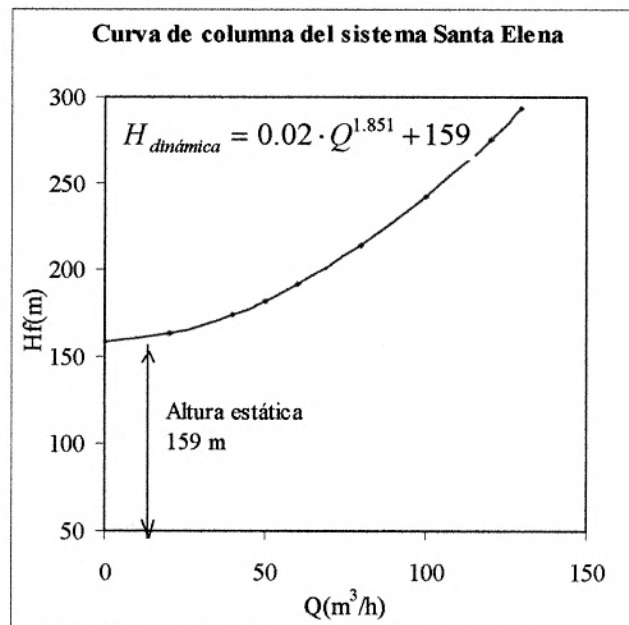
El coeficiente  $k$  se obtiene con datos conocidos de caudales aforados en campo con los cuales se va a la curva de las bombas y se obtiene la altura dinámica total.

Sistema	Las Flores	Santa Elena	Plan-Llano
Pérdidas (m)	19,98	27,07	63,95
Altura total (m)	88,98	186,07	263,05
Caudal de bombeo (m <sup>3</sup> /h)	14,40	54,72	18,72
$k$	0,14	0,02	0,28

### 6.2.2 Curvas de columna de cada sistema

Las curvas correspondientes a cada sistema se muestran en las siguientes figuras (Figura 40, Figura 41 y Figura 42).

Figura 40. Curva de columna del sistema Santa Elena



BIBLIOTEC

Figura 41. Curva de columna del sistema Plan-Llano

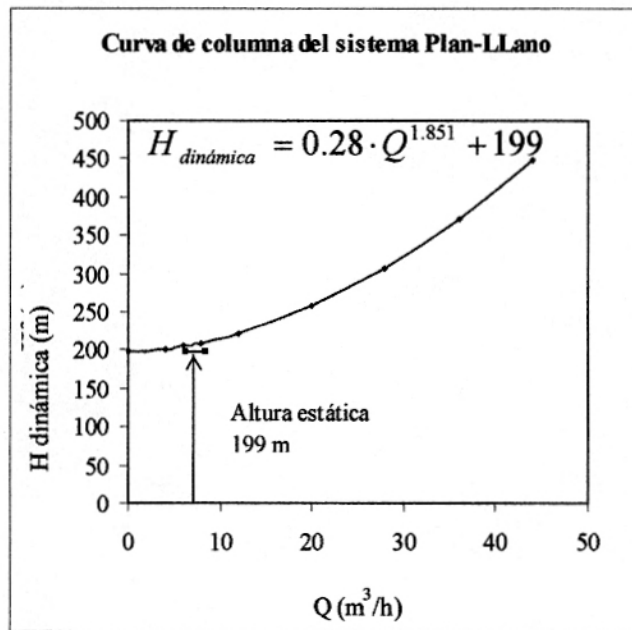
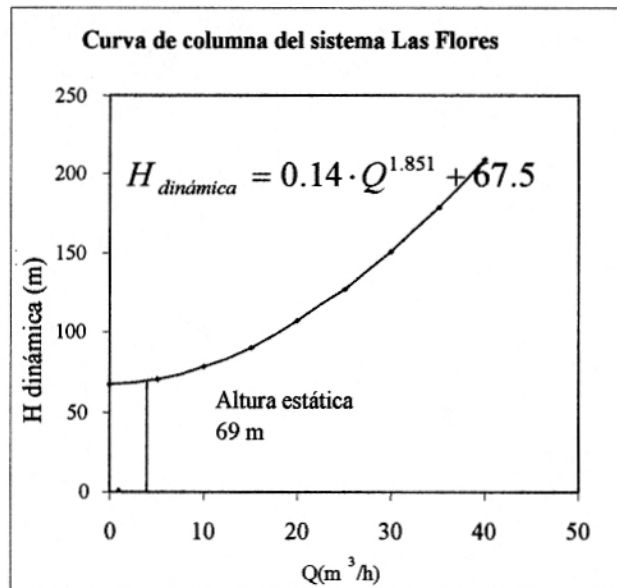


Figura 42. Curva de columna del sistema Las Flores



### 6.3 CONSUMO DE ENERGÍA

En este numeral se presenta tanto el procedimiento para el cálculo de consumo de energía como el cálculo de consumo de energía de los bombeos de los sistemas de acueducto: Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano y Las Flores.

#### 6.3.1 Punto de operación de las bombas

Inicialmente deben superponerse las curvas de columna de los sistemas con las curvas de las bombas para conocer los puntos de operación del sistema de bombeo para diferentes impulsores de acuerdo con la demanda; es decir, bajo las condiciones actuales de las bombas en estudio sólo existe un punto de operación; sin embargo, al aumentar la demanda puede necesitarse un mayor caudal de bombeo y por lo tanto la curva de la bomba debe modificarse. Lo anterior se puede lograr al reemplazar los impulsores por impulsores con diámetros diferentes o se puede ampliar la capacidad de bombeo aumentando el número de etapas de las bombas hasta donde lo permitan las especificaciones de las mismas.

Para este caso todas las bombas tienen capacidad para satisfacer la demanda hasta el año 2015 y por lo tanto si el sistema continúa trabajando por separado, no hay necesidad de modificar el bombeo; exceptuando las condiciones actuales del acueducto Multiveredal Plan-Llano, que al abastecer las veredas Perico y La Meseta necesita modificaciones, pero para este caso se trata de modificaciones en la tubería de impulsión, como se mencionó anteriormente.

La siguiente tabla muestra los caudales de bombeo de cada sistema.

Tabla 89. Caudales de bombeo de cada sistema

Sistema de acueducto	Multiveredal Santa Elena		Multiveredal Plan-Llano		Las Flores		
	Año	2002	2015	2002	2015	2002	2015
<b>Qmd (m<sup>3</sup>/h)</b>		28,01	37,97	25,52	29,25	0,77	4,20
<b>Altura Estática (m)</b>		159	159	199	199	67,55	67,55
<b>Impulsor</b>		185	185	165	165	212	212
<b>Pérdidas (m)</b>		27,07	27,07	63,95	63,95	19,98	19,98
<b>Altura total (m)</b>		186,07	186,07	263,05	263,05	88,98	88,98
<b>Caudal de bombeo (m<sup>3</sup>/h)</b>		54,72	54,72	20,52	20,52	14,4	14,4

#### 6.3.2 Cálculo de la potencia

Conociendo los caudales de bombeo y la altura dinámica total, la potencia se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$P = \frac{\gamma \cdot H \cdot Q_{\text{bombeo}}}{\eta}$$

donde :

$P$ : Potencia mecánica

$\gamma$ : Peso específico del fluido bombeado, que en este caso es el agua

$\eta$ : eficiencia de la bomba

$H$ : altura dinámica total de bombeo

$Q_{\text{bombeo}}$ : Caudal de bombeo

### 6.3.3 Cálculo de energía consumida en los bombeos

- Inicialmente se debe calcular el tiempo de bombeo diario de cada sistema así:

$$t_{\text{bombeo}} = \frac{Q_{md} \cdot 24h}{Q_{\text{bombeo}}}$$

donde:

$t_{\text{bombeo}}$ : tiempo diario de bombeo (h)

$Q_{\text{bombeo}}$ : Caudal de bombeo (m<sup>3</sup>/h)

$Q_{md}$ : El caudal medio diario para el año de interés (m<sup>3</sup>/h)

- La energía consumida se calcula con la siguiente ecuación:

$$E = P \cdot t_{\text{bombeo}}$$

donde:

*E*: Energía

*P*: Potencia

#### 6.3.4 Resultados de consumo de energía

A partir de los procedimientos presentados se generan los siguientes resultados para los sistemas actuales y para lo que serían los sistemas en operación para el año 2015 bajo las condiciones de bombeo actuales.

Tabla 90. Resultados de los sistemas de bombeo bajo las condiciones actuales para los sistemas en operación para el año 2015

Sistema de acueducto	Multiveredal Santa Elena		Multiveredal Plan-Llano		Las Flores		
	Año	2002	2015	2002	2015	2002	2015
$Q_{\text{bombeo}}$ (m <sup>3</sup> /h)		54,72	54,72	20,52	20,52	14,4	14,4
Eficiencia ( $\eta$ )		65%	65%	49%	49%	41%	41%
Potencia mecánica (kW)		47,79	47,79	5,9	26,8	8,51	8,51
Tiempo de operación (h/día)		12,28	16,66	22,70	37,50	1,28	6,99
Energía (kWh/día)		587,02	795,91	134,56	1005,50	10,85	59,49

La eficiencia de las bombas se obtuvo a partir de las curvas de las bombas, consultadas en la bibliografía que se presenta en el trabajo.

En los resultados de Plan-Llano se puede observar que para el año 2015 el sistema no es capaz de operar bajo el caudal de diseño demandado por los usuarios propios del acueducto y los de Perico y La Meseta.

#### 6.4 DOS COLUMNAS DE DESCARGA

Previo a la formulación de alternativas de solución en este estudio, se considera necesario analizar un sistema de bombeo conocido en el medio, que optimiza los bombeos y disminuye el consumo de energía en los mismos de acuerdo con ciertas condiciones.

El sistema de dos columnas de descarga consiste en la impulsión de fluidos, a partir del mismo tanque de succión, hacia tanques a diferentes alturas estáticas o con diferentes alturas dinámicas totales; esto implica una bifurcación de la tubería de impulsión para conducir el agua hacia destinos de tanques diferentes.



Lo anterior se logra por medio de tuberías con diámetros y especificaciones tales que permitan el paso del caudal exacto por cada tubería después de la bifurcación o con dispositivos al inicio de las tuberías que produzcan el mismo efecto.

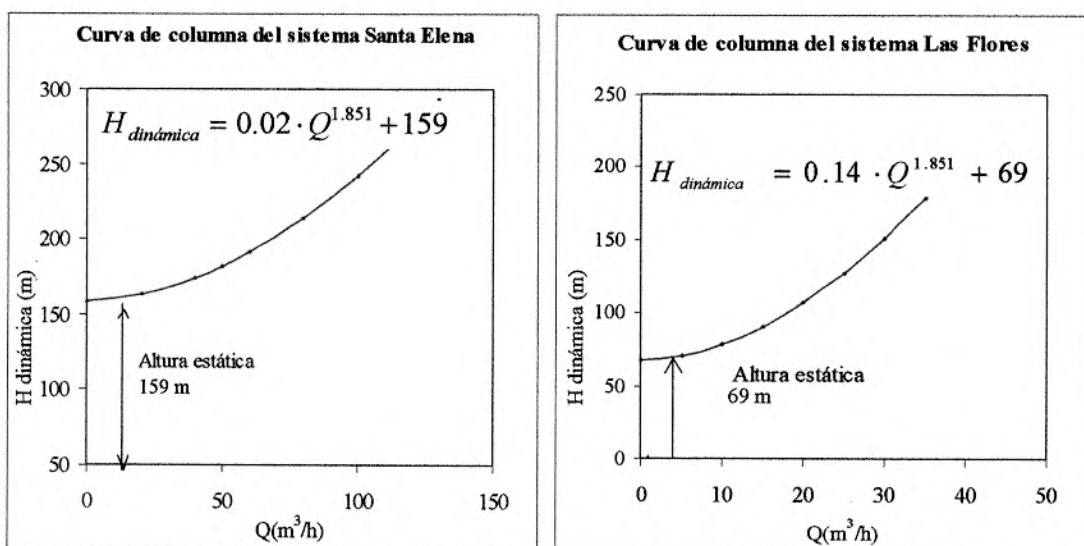
La demostración del porqué se produce una disminución de consumo de energía se realizará por medio de un ejemplo hipotético.

#### 6.4.1 Supuestos

- El ejemplo se basa en dos acueductos (A y B) que operan separadamente y cuyos bombes son adyacentes. La idea es conectar las dos impulsiones a la bomba del sistema A por medio de una bifurcación al inicio de la tubería de impulsión del sistema A que llegue hasta la tubería de impulsión del sistema B.
- El bombeo es de agua cruda desde el tanque de succión del sistema A.
- Se mantiene la altura dinámica total de ambos sistemas igual a la altura dinámica de cada sistema trabajando bajo separadamente.
- La curva de columna de los sistemas se presentan en la Figura 43.
- Para lograr el control del caudal por las tuberías después de la bifurcación se utiliza un dispositivo de regulación de caudal.

#### 6.4.2 Curva de columna de los sistemas supuestos (A y B)

Figura 43. Curva de columna de los sistemas supuestos A y B



### 6.4.3 Curva de columna del sistema de dos columnas de descarga

Anteriormente se hizo el cálculo de las curvas de columna de los sistemas A y B por separado. A partir de estas curvas se construye la curva del sistema combinado.

Se trata de una curva compuesta: inicialmente comienza la curva del sistema B que tiene la altura más baja, bajo esta curva se llega hasta la altura estática del tanque más alto, para este caso el del sistema A, y este punto es la unión entre las dos curvas. A partir de ese punto los caudales de la curva se convierten en la suma de los caudales de ambas curvas bajo iguales alturas.

- La ecuación de la curva compuesta después del punto de unión es la siguiente

$$H_f = 0.14 \cdot Q^{1.851} + 69 + 0.02 \cdot Q^{1.851} + 159$$

- Punto de operación: tanto la curva compuesta del sistema de dos columnas de descarga, como la de la bomba que se pondría en servicio (para este caso la del sistema A) se superponen y el punto de intersección entre ambas es el punto de operación

El punto de intersección y por consiguiente de operación es:

H: 175 m

Q: 76 m<sup>3</sup>/h

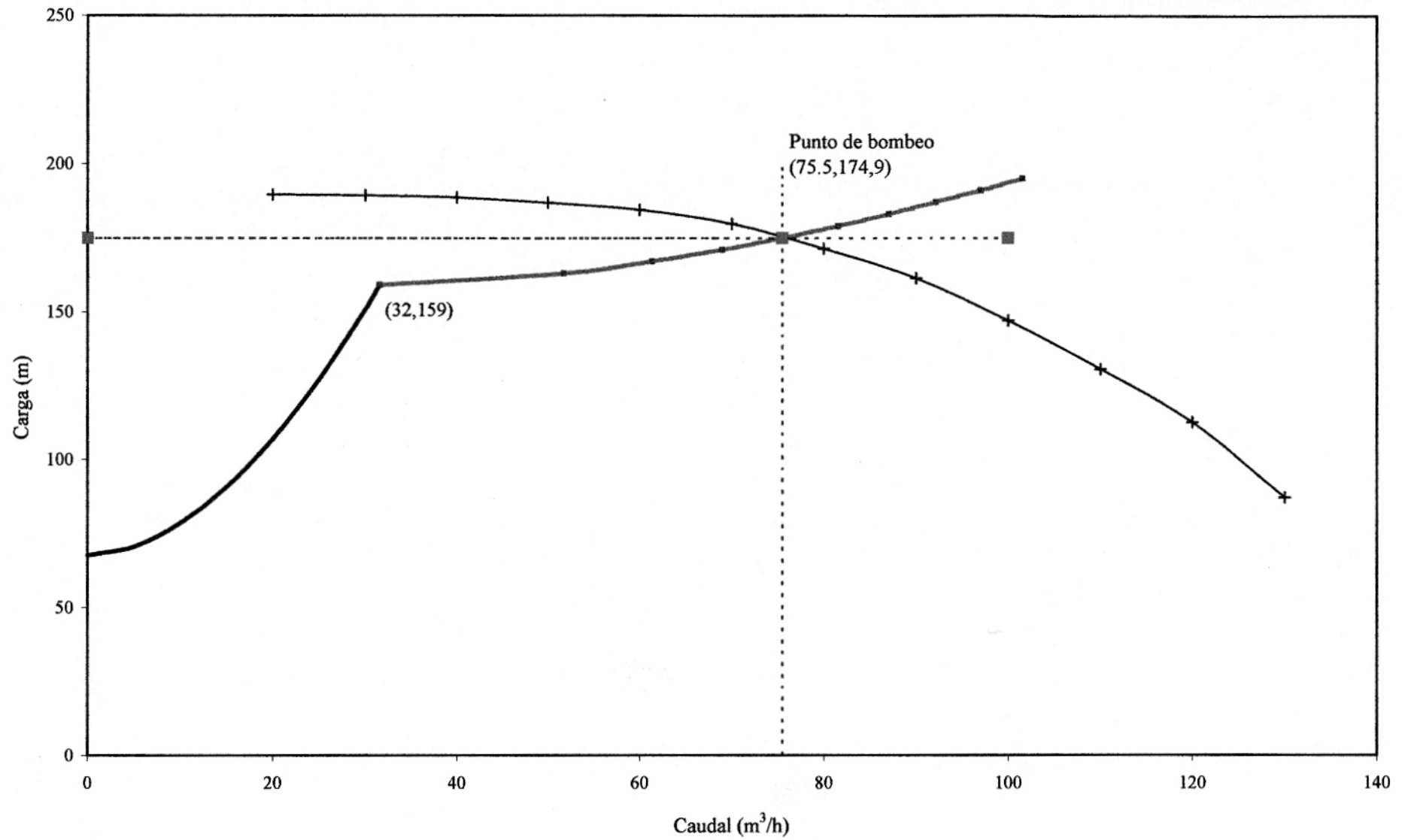
La curva del sistema combinado y punto de bombeo se presentan en la Figura 44.

- Consumo de energía: con el punto de bombeo y la curva de la bomba se obtienen los siguientes resultados (Tabla 91)

Tabla 91. Resultados a partir del punto de bombeo y la curva de bombas

Año	2015
Qmd (m <sup>3</sup> /h)	42.17
Impulsor	185
Presión de la bomba (m)	174.94
Altura diseño (m)	174.94
Caudal (m <sup>3</sup> /h)	76
Eficiencia (n)	67%
Potencia mecánica (kW)	54.1
Tiempo de operación (h/día)	17.36
Energía (kWh/día)	851.09
Energía (kWh/mes)	25532.80

Figura 44. Curva del sistema y punto de bombeo del sistema de dos columnas de descarga



- Ahorro de energía (hipotético): Se muestra en la Tabla 92.

Tabla 92. Ahorro de energía (hipotético)

Energía separadas(kWh/mes)	25830.76
Energía sistema combinado(kWh/mes)	25532.80
Ahorro energía(kWh/mes)	297.95
% ahorro	1.2%

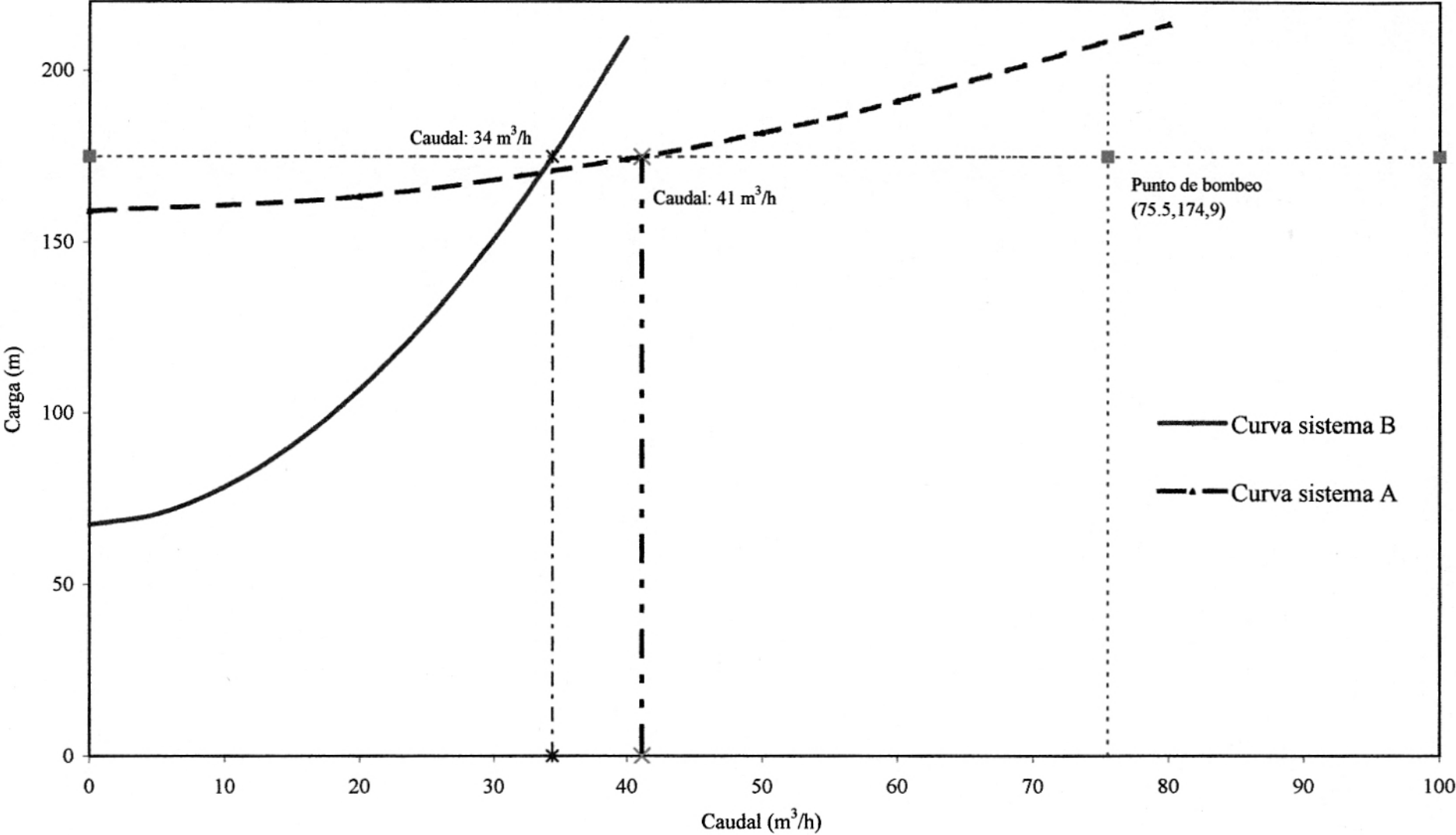
- Caudal de bombeo para cada sistema: para conocer el caudal que llega a cada sistema de acueducto involucrado en el sistema de dos columnas de descarga, se proyecta la altura de bombeo del sistema combinado en las curvas de columna de los sistemas involucrados y de esta forma se obtienen los caudales que se bombean a cada acueducto. El procedimiento anterior se puede observar en la Figura 45.

Para este caso los resultados fueron los siguientes:

Caudal sistema A: 41 m<sup>3</sup>/h

Caudal sistema B: 34 m<sup>3</sup>/h

Figura 45. Ejemplo de curva de caudales de bombeo en el sistema de dos columnas de descarga



## **7. FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS**

Las alternativas que se presentan a continuación se enfocan a obtener unos costos de operación de los sistemas de acueducto, tales que recuperen la inversión necesaria para la ejecución de las modificaciones y que generen una disminución en el valor total de operación de los sistemas durante su vida útil.

Cualquier alternativa debe garantizar que no se deterioren las condiciones actuales de cantidad, presión, calidad y continuidad del servicio.

### **7.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES**

Para poder hacer propuestas de posibles alternativas fue necesario realizar con anticipación las siguientes actividades:

- El reconocimiento y localización de las estructuras principales de los sistemas.
- El reconocimiento de las redes de distribución existentes.
- El reconocimiento de la topografía del terreno.
- La superposición de los sistemas de acueducto con planos topográficos mediante la digitalización de los mismos.
- La estimación de la demanda de las veredas para diferentes períodos de diseño.
- La estimación de la oferta hidrológica existente para diferentes períodos de retorno.
- La evaluación de la capacidad hidráulica de las estructuras actuales.
- El estudio de los sistemas de bombeo de las veredas.
- Análisis del funcionamiento actual de los sistemas de acueducto y las condiciones de prestación del servicio.

### **7.2 DESARROLLO**

Las alternativas propuestas pueden complementarse entre si y son las siguientes:

- Alternativa 0: No realizar ningún cambio al funcionamiento actual de los acueductos.

- Alternativa 1: Interconexión de agua tratada entre los siguientes sistemas de acueducto: Multiveredal Santa Elena, Las Flores, Mazo, Multiveredal Plan Llano.
- Alternativa 2: Interconexión de agua cruda entre los acueductos Multiveredal Santa Elena, Las Flores, Mazo, Multiveredal Plan Llano.
- Alternativa 3: Interconexión de agua cruda entre los sistemas Multiveredal Santa Elena, Las Flores y Mazo. Además, conexión al sistema Multiveredal Santa Elena, por la red de distribución, de aquellos usuarios del acueducto de Plan Llano que estén por debajo del tanque de almacenamiento lo suficiente para garantizar la presión adecuada.
- Alternativa 4: Abastecimiento del sistema de acueducto de Mazo teniendo como fuente el embalse alimentado por la quebrada Chiqueros e interconexión de los sistemas de acueducto Multiveredal Santa Elena y Las Flores.
- Alternativa 5: Interconexión de agua cruda entre los sistemas Multiveredal Plan Llano y Santa Elena, e interconexión de agua tratada entre los sistemas Las Flores y Mazo.
- Alternativa 6: Optimización de los sistemas de bombeo de cada acueducto.
- Alternativa 7: Interconexión de agua tratada entre los sistemas de acueducto Las Flores y Mazo, y optimización de los otros dos sistemas.
- Alternativa 8: Interconexión de los sistemas Mazo y Multiveredal Santa Elena, y optimización de los demás sistemas.
- Alternativa 9: Abastecimiento de todos los sistemas mediante una fuente ubicada a mayor altura de manera que trabajen por gravedad.

### 7.2.1 Descripción de las alternativas

Ahora se describen brevemente las alternativas con sus ventajas y desventajas, y se comparan cualitativamente con la alternativa 0 y con aquellas alternativas anteriores que suplen las mismas necesidades de forma similar. Esta comparación se efectúa con el fin de seleccionar las alternativas que solucionen de la mejor forma los problemas planteados en el estudio a partir de un balance entre ventajas y desventajas de cada alternativa.

- Alternativa 0: No realizar ningún cambio al funcionamiento actual de los acueductos. Esta alternativa contempla la posibilidad de no hacer ninguna modificación al funcionamiento actual de los sistemas. Se tendrá en cuenta hasta el final del estudio como punto de referencia para la evaluación de las otras alternativas.

Ventajas:

- No es necesario hacer ninguna inversión.



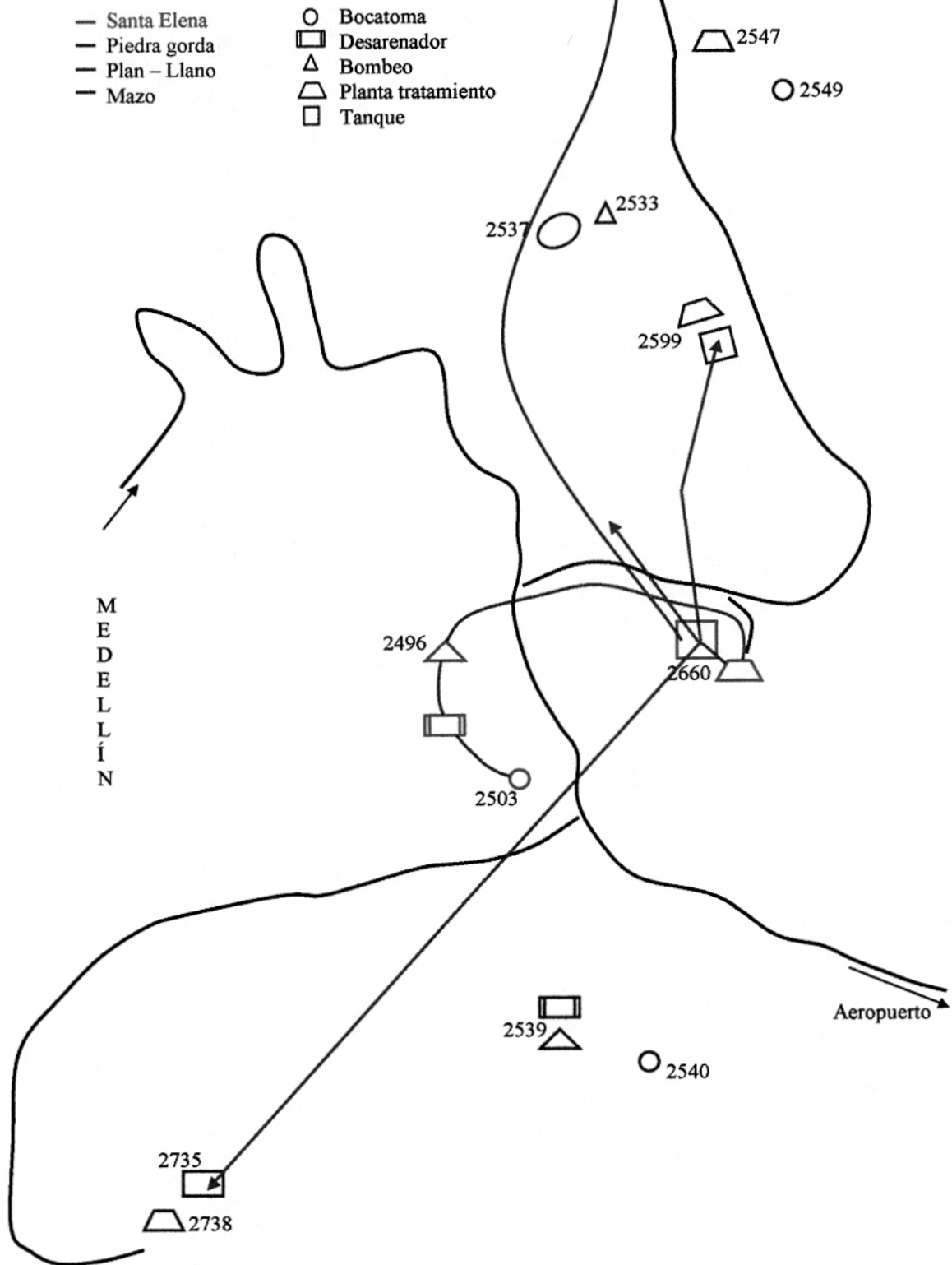
#### Desventajas:

- Funcionamiento deficiente en el sistema de Mazo debido a: presión insuficiente para algunos usuarios, fugas en la conducción, fuente insuficiente para la demanda y falta de cloración en el tratamiento del agua.
- Alto riesgo de que la fuente del acueducto Multiveredal Plan Llano no sea suficiente para la demanda proyectada para el 2013, año en que termina el período de diseño.
- El tanque de almacenamiento de Plan Llano no es suficiente para la demanda del período de diseño.
- Altos costos de bombeo.
- Alternativa 1: Interconexión de agua tratada entre los siguientes sistemas de acueducto: Multiveredal Santa Elena, Las Flores, Mazo, Multiveredal Plan Llano. En esta alternativa se pretende captar desde la quebrada Santa Elena el agua demandada por todas las veredas. Se conduce el agua hasta la planta de tratamiento de Santa Elena, y desde su tanque de almacenamiento se distribuye a los tanques de los otros acueductos. El acueducto Las Flores abastecería a los usuarios actuales de Mazo que tienen presión insuficiente. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 46
- Ventajas:
- Mejoramiento del servicio a los usuarios del acueducto de Mazo.
- Mayor eficiencia en la administración debido al manejo integral de todos los sistemas.
- Solución al problema del riesgo de insuficiencia de la fuente de Plan-Llano, la quebrada San Pedro.

#### Desventajas:

- Necesidad de incrementar la capacidad hidráulica de las estructuras actuales del acueducto multiveredal Santa Elena, lo cual genera altos costos de inversión.
- Construcción de redes de conexión entre tanques.
- Existencia de infraestructura ociosa durante el tiempo de interconexión.

Figura 46. Esquema Alternativa 1



- Mayor consumo de energía al obtener el agua para Piedra Gorda y Mazo de una fuente de menor altura que la actual.
- Discontinuidad en la operación de la interconexión cuando la fuente no sea suficiente para abastecer la demanda en períodos de sequía, lo que genera desequilibrio en las partes administrativa y operacional.
- Los usuarios de Mazo que serían abastecidos por Las Flores pueden no estar dispuestos a pagar la tarifa que se cobra actualmente en Piedra Gorda.
- Alternativa 2: Interconexión de agua cruda entre los acueductos Multiveredal Santa Elena, Las Flores, Mazo, Multiveredal Plan Llano. El agua se capta de la quebrada Santa Elena para todos los sistemas, pero a diferencia de la alternativa 1, el agua se transporta sin ser tratada hasta las estructuras de tratamiento de cada sistema mediante descargas paralelas, excepto hasta Mazo, a donde se transporta por gravedad. En la bifurcación hacia Plan-Llano se instala un **booster** en la estación de bombeo actual de este sistema. A partir de la planta de tratamiento, cada acueducto funciona como lo hace actualmente. El tanque de almacenamiento del acueducto Las Flores abastecería a los usuarios de Mazo que tienen presión insuficiente. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 47.

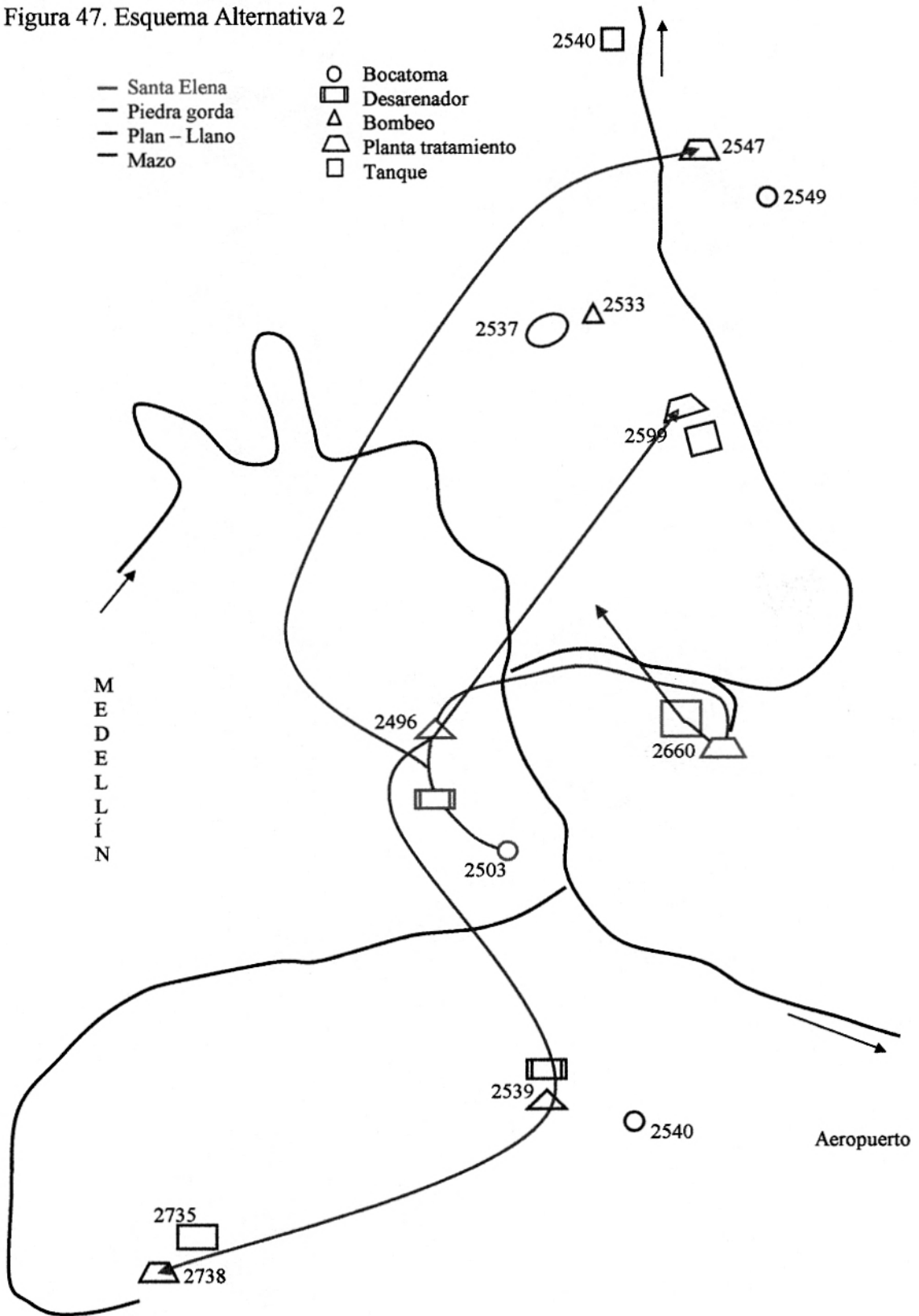
#### Ventajas:

- A diferencia de la alternativa 1, no es necesario el cambio de la planta de tratamiento ni del tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena.
- Ahorro de energía por bombeos.
- Mejoramiento del servicio a los usuarios del sistema de Mazo.
- Menos infraestructura ociosa que en la alternativa 1.

#### Desventajas:

- Posibles dificultades en la operación del bombeo de Plan-Llano ya que sólo podría funcionar mientras esté funcionando el de Santa Elena.
- Necesidad de incrementar la capacidad hidráulica de la aducción y conducción de Santa Elena, y de aumentar las dimensiones del desarenador o de disminuir su eficiencia.
- Necesidad de construcción de las nuevas tuberías de impulsión.
- A diferencia de la alternativa 1, no hay manejo integral de los acueductos.

Figura 47. Esquema Alternativa 2



- Discontinuidad en la operación de la interconexión cuando la fuente no sea suficiente para abastecer la demanda en períodos de sequía, lo que genera desequilibrio en la partes administrativa y operacional.
- Los usuarios de Mazo que serían abastecidos por Las Flores pueden no estar dispuestos a pagar la tarifa que se cobra actualmente en Piedra Gorda.

La alternativa 2 satisface las mismas necesidades que la alternativa 1 con mayores ventajas. El manejo integral del sistema es una desventaja que presenta la alternativa 2 con respecto a la 1; sin embargo, no se considera fundamental para la comparación, ya que las ventajas de ahorro de energía conseguidas con la alternativa 2 tienen más peso en el análisis. Por estas razones la alternativa 2 reemplaza la alternativa 1, que quedará excluida del análisis de comparación de ahora en adelante.

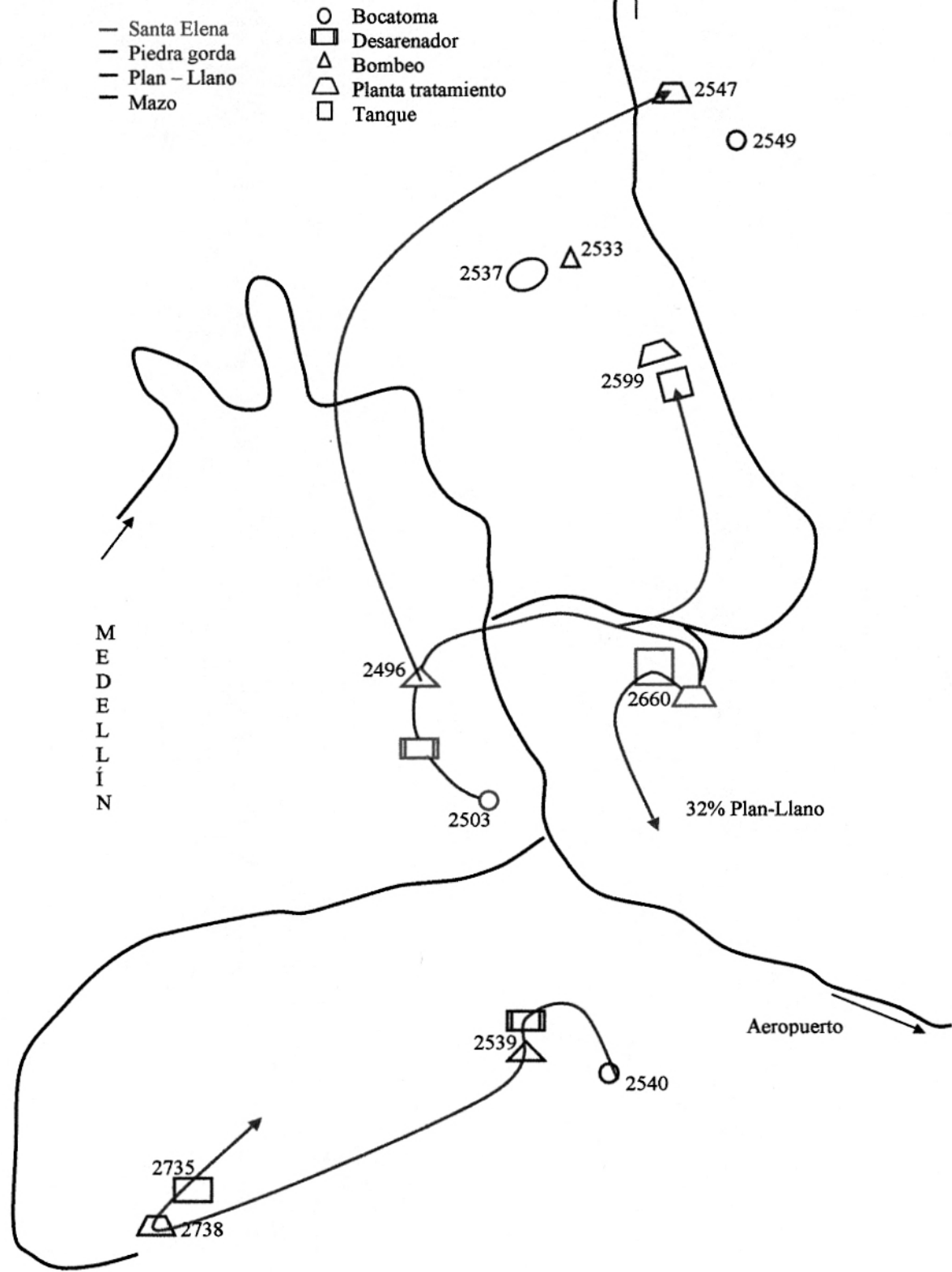
- Alternativa 3: Interconexión de agua cruda entre los sistemas Multiveredal Santa Elena, Las Flores y Mazo. Además, conexión al sistema Multiveredal Santa Elena, por la red de distribución, de aquellos usuarios del acueducto de Plan Llano que estén por debajo del tanque de almacenamiento lo suficiente para garantizar la presión adecuada. Consiste en captar el agua desde la quebrada Santa Elena para abastecer a los usuarios de los sistemas de Mazo, Las Flores, Multiveredal Santa Elena y a los usuarios del sistema de acueducto Multiveredal Plan-Llano que estén ubicados por debajo del tanque de almacenamiento en cotas que garanticen la presión de servicio. El agua para la vereda Las Flores se impulsa desde el bombeo de Santa Elena por medio de una bifurcación en la impulsión y el agua para la vereda mazo se conduce por gravedad, ya que la diferencia de cotas lo permiten. Los usuarios de Plan-Llano que cumplan con las condiciones mencionadas se conectan a la red de distribución del sistema Multiveredal Santa Elena desde su propia red de distribución. Los demás usuarios quedan conectados al sistema Multiveredal Plan-Llano. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 48.

Esta alternativa se comparará con las alternativas 0 y 2 ya que la alternativa 1 ha sido previamente descartada.

Ventajas:

- Ahorro de energía con respecto a la alternativa 0 debido a la implementación de un sistema de bombeo de descargas paralelas y ahorro de energía con respecto a la alternativa 2, ya que el caudal demandado por los usuarios de Plan-Llano conectados al sistema de Santa Elena se bombearía a una altura dinámica total menor que la que tendrían en el sistema de Plan-Llano.

Figura 48. Esquema Alternativa 3



- Las veredas Perico y La Meseta pueden seguir conectadas al sistema Multiveredal Plan-Llano por más tiempo del que pueden estar para la opción 0.
- Los cambios en las estructuras hidráulicas ubicadas antes del bombeo son menores que en la alternativa 2 debido a la disminución de la demanda.
- Menos infraestructura ociosa que la alternativa 2.

Desventajas:

- La planta de Santa Elena puede no tener capacidad para la demanda adicional.
- Se generan costos de inversión inicial similares a los que se presentan en la alternativa 2, sin embargo este costo no es cuantificable hasta el momento y se sabe que en ambos casos es diferente, por lo tanto no es parámetro para descartar una de las dos opciones.
- Alternativa 4: Abastecimiento del sistema de acueducto de Mazo teniendo como fuente el embalse alimentado por la quebrada Chiqueros e interconexión de los sistemas de acueducto Multiveredal Santa Elena y Las Flores. Esta alternativa contempla la interconexión de agua cruda entre los sistemas de acueducto Las Flores y Multiverdal Santa Elena, por medio de una bifurcación en la impulsión desde el bombeo de Santa Elena. Además de la interconexión, esta alternativa contempla el abastecimiento de agua por gravedad de la vereda Mazo desde la fuente Chiqueros represada en el embalse Las Flores, con el fin de mejorar la prestación del servicio a los usuarios de este acueducto.

En períodos de desconexión esta alternativa considera la opción de dejar el acueducto de Mazo conectado al acueducto Las Flores.

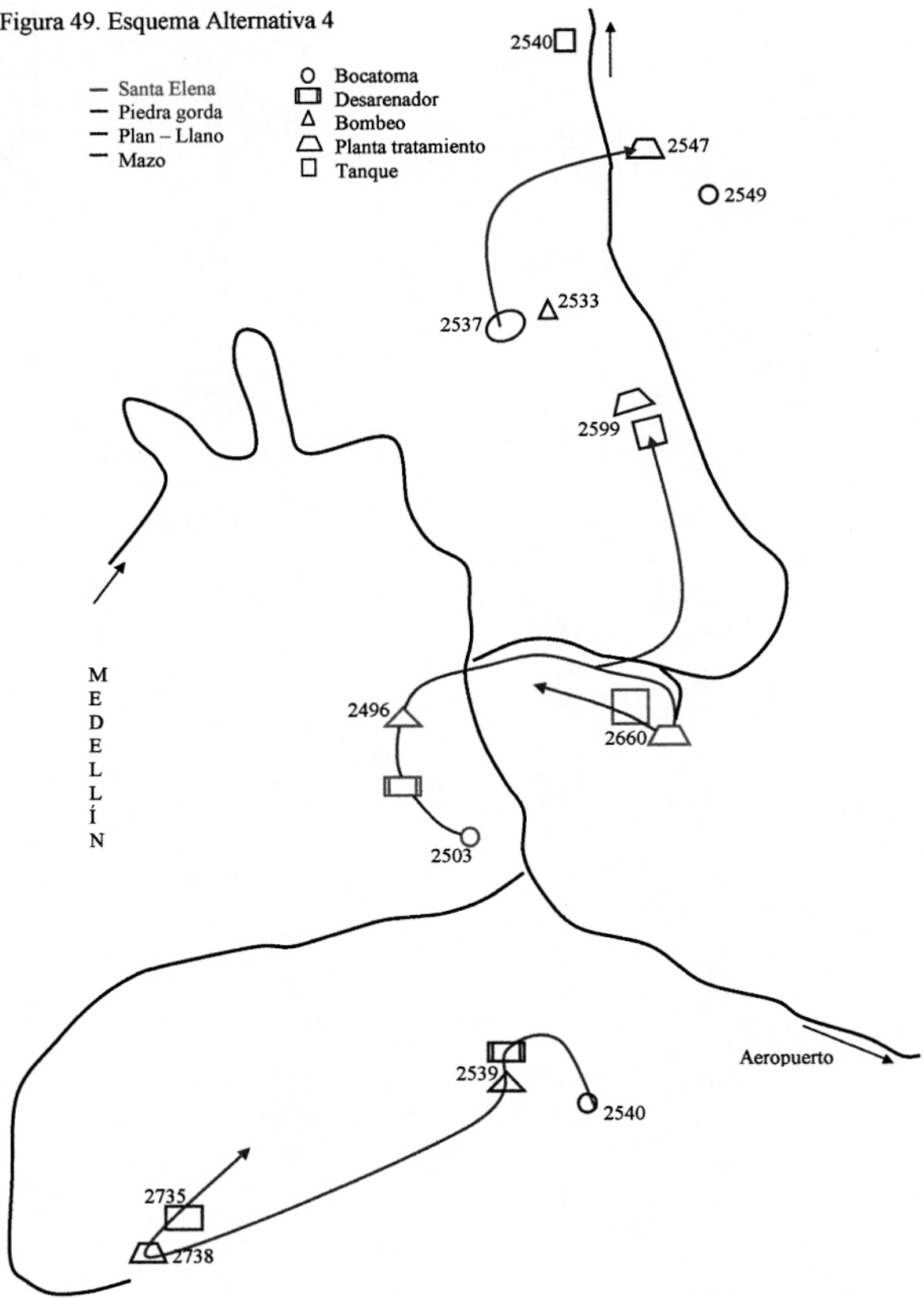
El acueducto Multiveredal Plan-Llano trabajaría independientemente como lo ha hecho hasta ahora. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 49.

Ventajas:

- Se soluciona el problema del bajo caudal de la fuente de Mazo con respecto a la alternativa 0.
- Se mejora la prestación del servicio de agua de la vereda Mazo, en cuanto a calidad de agua, con respecto a la alternativa 0.
- Se ahorra energía en una proporción similar a las anteriores.



Figura 49. Esquema Alternativa 4



- El caudal que tiene que pasar a través de las estructuras hidráulicas ubicadas antes del bombeo de Santa Elena es menor que en las demás alternativas, ya que sólo considera la demanda de Santa Elena y de Las Flores.

#### Desventajas:

- No se soluciona el problema de fuente del sistema Multiveredal Plan – Llano; sin embargo, se puede considerar, en caso de que sea posible, la conexión de éste al sistema total.
- En la conducción del embalse a la planta de tratamiento de Mazo se presenta una topografía difícil, con altas pendientes, que complica el diseño de la conducción que comunica el tanque de Mazo con el Embalse.
- No se resuelve el problema de presión insuficiente para algunos usuarios de Mazo.

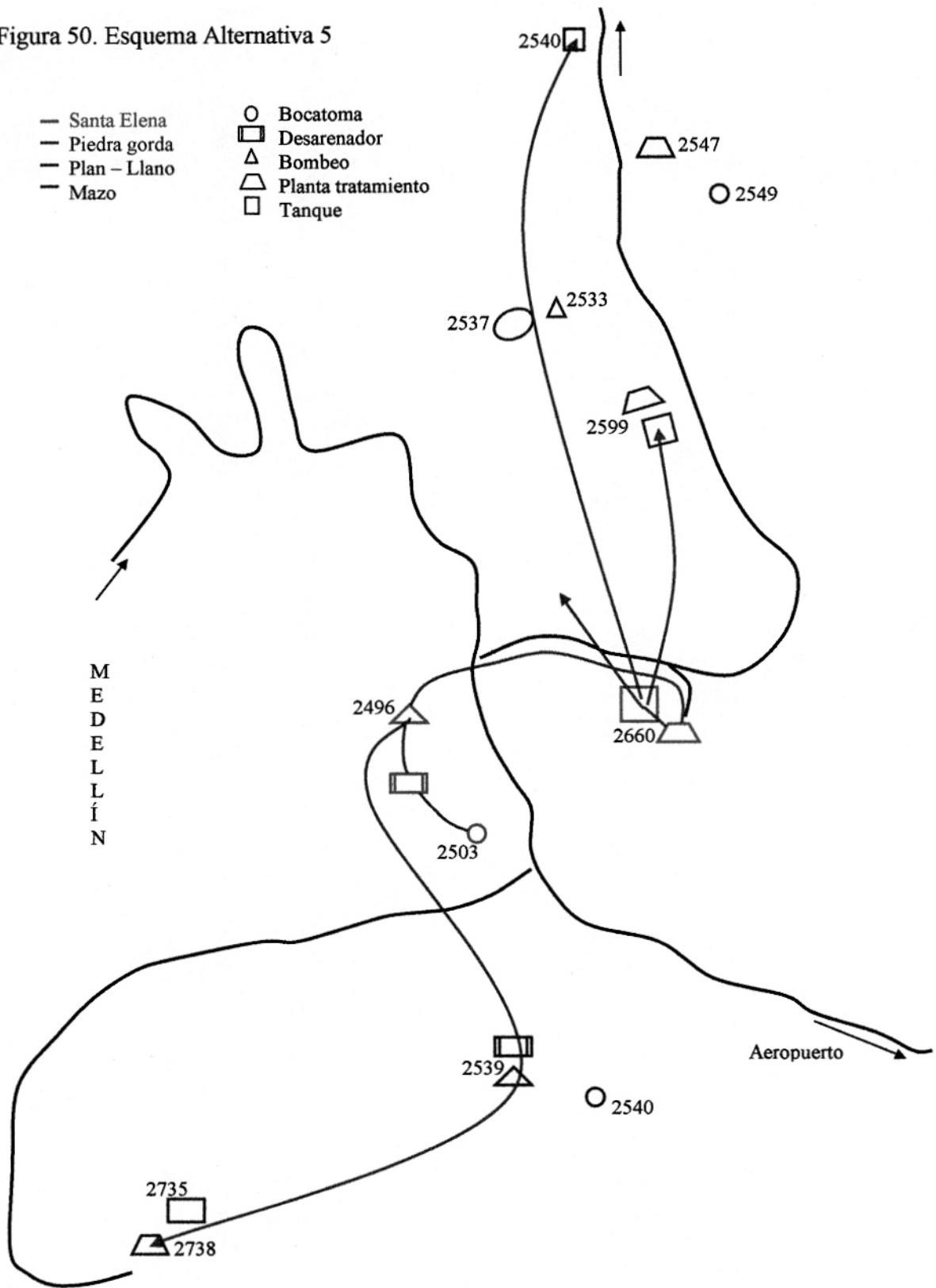
Esta alternativa descarta a la alternativa 2, ya que la diferencia entre las dos es un mayor consumo de energía en la alternativa 2 además de la dificultad de operación del **Booster**.

- Alternativa 5: Interconexión de agua cruda entre los sistemas Multiveredal Plan Llano y Santa Elena, e interconexión de agua tratada entre los sistemas Las Flores y Mazo. El agua para los acueductos Plan-Llano y Santa Elena se capta de la quebrada Santa Elena; para los acueductos Las Flores y Mazo se utiliza el embalse de Las Flores. El agua cruda se lleva hasta la planta de tratamiento de Plan-Llano por medio de una bifurcación en la impulsión de Santa Elena y un **booster** en las estación de bombeo actual de Plan-Llano; a partir de este punto el acueducto de Plan-Llano funciona como sistema independiente. El agua para Piedra Gorda y Mazo se capta del embalse y se trata independientemente en cada planta de tratamiento del acueducto Las Flores. El tanque de Las Flores abastecería a aquellos usuarios de Mazo con presión insuficiente. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 50.

#### Ventajas:

- Mejoramiento del servicio a los usuarios de Mazo, con respecto a la alternativa 0.
- Al contrario de las otras alternativas, no es necesario construir una tubería de impulsión hasta el tanque de Las Flores.
- Se puede aumentar el caudal a través de la tubería de impulsión de Plan-Llano gracias a la presión a la que llega el agua al booster.

Figura 50. Esquema Alternativa 5



- A diferencia de todas las alternativas anteriores, no se afecta el balance hídrico actual de la quebrada Santa Elena aguas abajo de la bocatoma del multiveredal Santa Elena, ya que no se captaría más agua en la cuenca porque San Pedro es un afluente de la quebrada Santa Elena.

Desventajas:

- Con respecto a las alternativas 3 y 4, hay mayor consumo de energía porque la altura estática entre el bombeo de Santa Elena y el tanque de Plan-Llano es mayor que la altura estática entre el bombeo de Plan-Llano y su planta de tratamiento.
- Al contrario que en las alternativas anteriores, no se presenta un ahorro de energía en el bombeo de Las Flores.
- Posibles dificultades en la operación del bombeo de Plan-Llano ya que sólo podría funcionar mientras esté funcionando el de Santa Elena.

Se descarta esta alternativa, ya que comparándola con las anteriores presenta desventajas muy significativas que contradicen el objetivo de este estudio, tales como el aumento en el consumo de energía y la no optimización del bombeo de Las Flores.

- Alternativa 6: Optimización de los sistemas de bombeo de cada acueducto. Pretende operar los sistemas de tal forma que se satisfagan todas las necesidades de prestación de servicio del agua al menor costo posible.

Ventajas:

- Menor inversión inicial que en las alternativas 3 y 4.
- Ahorro de energía con respecto a la alternativa 0.
- Mejor uso de las estructuras de los acueductos que en la alternativa 0, por lo tanto mejor prestación del servicio.

Desventajas:

- No existe la posibilidad de optimizar los bombeos por interconexión y por lo tanto el ahorro de energía es menor que en las alternativas 3 y 4 según el concepto de descargas paralelas.
- No se resuelve el problema de fuente para el acueducto Mazo.
- No mejora la calidad del agua con respecto a las alternativas 3 y 4.

La alternativa 0 podría ser descartada por esta alternativa, sin embargo no se descarta por ser el punto de referencia para el análisis de los estudios técnico y financiero.

La alternativa 6 no se puede descartar a partir de la comparación cualitativa adoptada, ya que contempla modificaciones a los sistemas actuales diferentes a las demás alternativas; por esto se continuará teniendo en cuenta hasta el final de los estudios técnico y financiero.

- Alternativa 7: Interconexión de agua tratada entre los sistemas de acueducto Las Flores y Mazo, y optimización de los otros dos sistemas. Contempla la captación y el tratamiento de agua para Mazo y Las Flores a partir de las estructuras del acueducto Las Flores. Los otros sistemas trabajarían independientemente optimizando al máximo su operación.

Esta alternativa se descarta automáticamente por la alternativa anterior, ya que en ambas se optimizan los bombeos de los acueducto Piedra Gorda, Plan-Llano y Multiveredal Santa Elena, sin embargo, se adopta un bombeo innecesario para la vereda Mazo debido a que son pocos los usuarios con problemas de presión que pueden optar por otras alternativas.

El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 51.

- Alternativa 8: Interconexión de los sistemas Mazo y Multiveredal Santa Elena, y optimización de los demás sistemas. Consiste en captar agua de la quebrada Santa Elena para abastecer los usuarios de los acueductos Multiveredal Santa Elena y Mazo, transportando el agua para Santa Elena por medio de un bombeo y para Mazo por gravedad. Los demás sistemas se optimizan para trabajar independientemente.

La única ventaja que presenta esta alternativa con respecto a la alternativa 0 es que mejora la calidad del agua con respecto a la alternativa 0; sin embargo, las otras alternativas seleccionadas hasta el momento satisfacen de igual manera esta necesidad con mayores ventajas. Por lo anterior se descarta esta alternativa. El esquema de esta alternativa es el que se muestra en la Figura 52.

- Alternativa 9: Abastecimiento de todos los sistemas mediante una fuente ubicada a mayor altura de manera que trabajen por gravedad. Esta alternativa pretende abastecer todas las veredas implicadas en este estudio por medio de gravedad, lo que requiere de una fuente a mayor altura y con suficiente caudal para la demanda total.

Al buscar una fuente con las características necesarias dentro y cerca de las veredas no se encontró ninguna. No se descarta la opción de encontrar fuentes más alejadas que solucionen lo que se busca en esta alternativa, sin embargo, esta opción se sale del alcance de este estudio y por lo tanto se descarta para el análisis pero queda como recomendación para otros estudios.

Figura 51. Esquema Alternativa 7

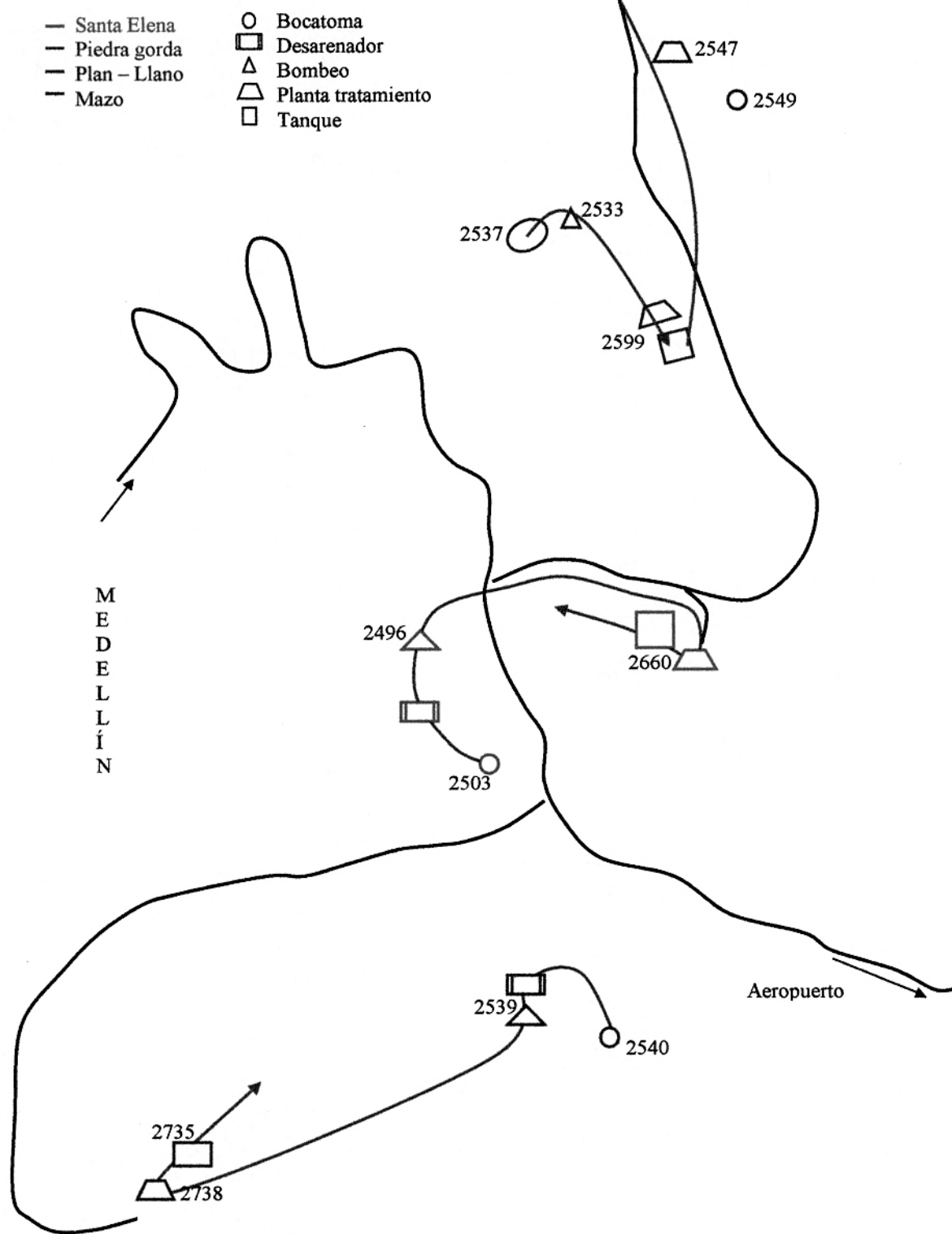
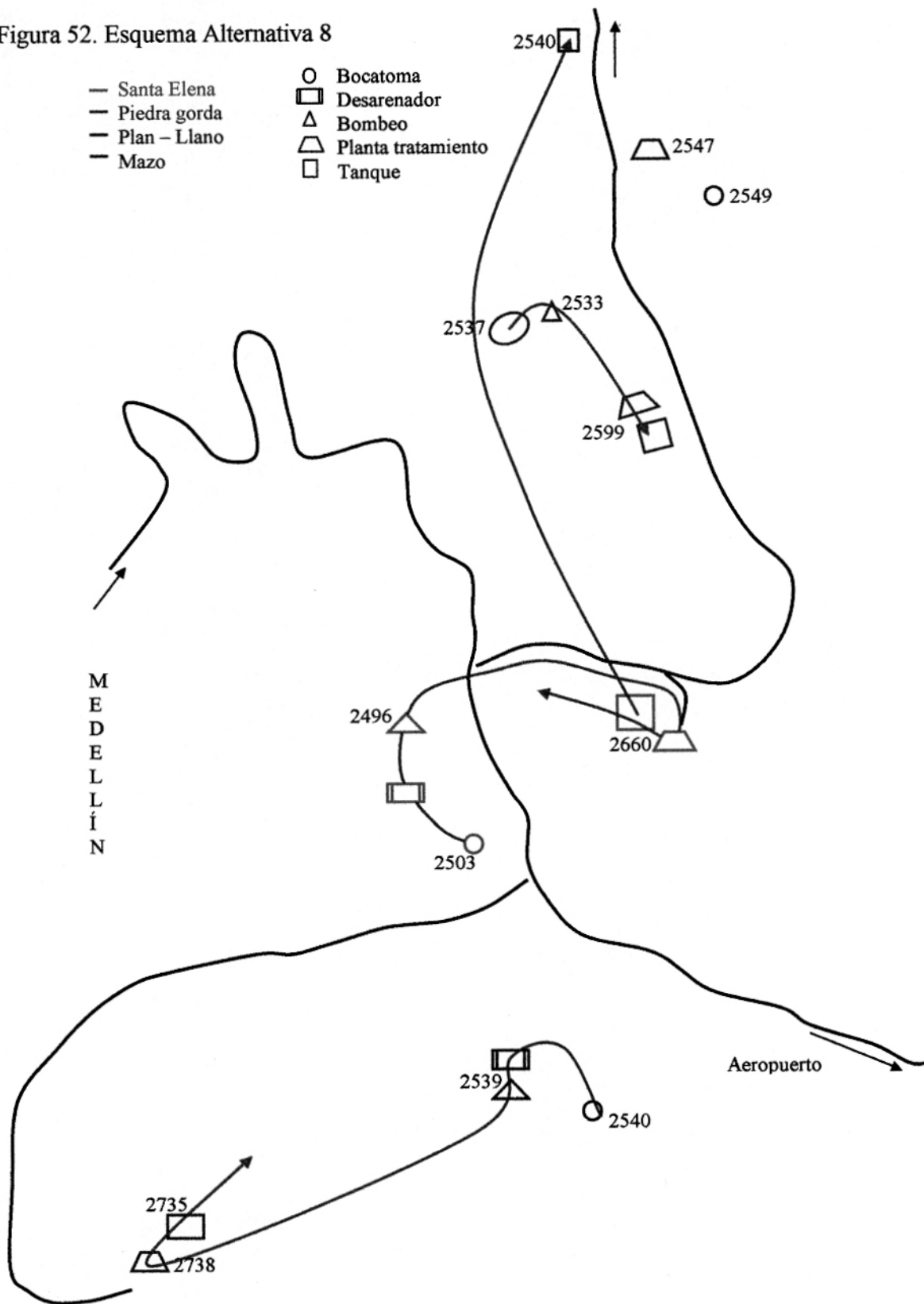


Figura 52. Esquema Alternativa 8





### 7.3 RESULTADOS

Las alternativas seleccionadas para continuar dentro del estudio son:

- Alternativa 0
- Alternativa 3
- Alternativa 4
- Alternativa 6

Debido a que las alternativas 3 y 4 tienen en común la interconexión de Santa Elena y Las Flores y se diferencian en la conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano al sistema Santa Elena y en la forma de interconexión del acueducto Mazo al sistema, se optó por realizar un estudio preliminar de las longitudes de tubería de la interconexión a Mazo, ya que los beneficios que ofrecen las dos alternativas para dicha vereda son los mismos.

Los resultados obtenidos fueron:

Conexión desde Santa Elena hasta acueducto Mazo: 7400 m aproximadamente

Conexión desde Las Flores hasta acueducto Mazo: 1750 m aproximadamente.

La diferencia tan grande en estas longitudes de tubería descartaría la forma de interconexión de la alternativa 3 ya que es mucho mayor; sin embargo, la alternativa 3 es la que considera la interconexión del 32% de los usuarios de Plan – Llano a Santa Elena. Por este motivo se decidió plantear una nueva alternativa como combinación de las dos anteriores.

- Alternativa 3 - 4: Esta alternativa establece una interconexión de agua tratada del 30% de los usuarios de Plan – Llano al sistema Multiveredal Santa Elena. Además, considera la interconexión de agua cruda entre los sistemas Santa Elena y Las Flores captando el agua de la quebrada Santa Elena; la impulsión de este nuevo sistema se realiza por descargas paralelas. Finalmente, el agua para el sistema Mazo se capta desde el embalse de Las Flores y se conduce por gravedad hasta la planta de tratamiento del acueducto Mazo.

## **8. HERRAMIENTA DE MODELACIÓN**

Para el cálculo repetitivo del comportamiento hidráulico de los sistemas de acueducto en las condiciones actual y futura para cada una de las alternativas que se proponen en este estudio, se utilizó como herramienta el programa WaterCAD en su versión 4,1, de la casa productora de software Haestad Methods, Inc. Dicho programa es un software especializado para las conducciones en tuberías a presión de diversos fluidos que ofrece la posibilidad de incluir en la modelación los elementos más importantes que hacen parte del sistema real. El acceso al programa fue suministrado por Empresas Públicas de Medellín E.S.P., dado que la Escuela de Ingeniería de Antioquia dispone de la versión 3,1 edición estudiantil y ésta tiene la limitación de que solo hace los cálculos para máximo 15 tuberías.

El programa ofrece la posibilidad de realizar los cálculos en períodos de tiempo extendidos (varias horas, días) o de realizarlos para un instante, ofreciendo los resultados en tablas de fácil comprensión pero sin especificar en ellas las causas de los resultados obtenidos cuando estos son erróneos.

Hay que hacer notar que el programa no corre cuando de alguna forma se está desperdiciando agua, es decir, no permite que ningún tanque rebose. Igualmente no corre cuando hay válvulas abiertas y la o las tuberías siguientes están cerradas, impidiendo el paso del agua. Para prevenir estas situaciones, tiene la posibilidad de poner controles para regular el encendido o apagado, abierto o cerrado, caudal de flujo, de las siguientes estructuras: bombas, válvulas de control de flujo, tuberías. Estos controles se pueden accionar de dos formas: a una hora determinada del día, o cuando las condiciones de gradiente hidráulico en un tanque o un nudo sean las que se determinaron.

### **8.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES**

En las actividades preliminares se indicará de forma general la manera en que se alimentó el programa, definiendo cómo y bajo qué criterios se introdujeron los datos generales. Además de explicar la alimentación, se explican las posibilidades escogidas entre las que el programa ofrece para llevar a cabo sus cálculos.

#### **8.1.1 Condiciones adoptadas**

El programa tiene la posibilidad de que el usuario escoja con qué ecuación quiere que se realicen las operaciones para los cálculos hidráulicos, entre las siguientes:

- Ecuación de Manning
- Ecuación de Darcy-Weisbach

- Ecuación de Hazen-Williams

Se escogió la ecuación de Darcy-Weisbach para la realización de los cálculos ya que a diferencia de las otras, ésta es una ecuación racional. Fuera de esto, ha demostrado acomodarse muy bien tanto para tuberías de diámetros pequeños como de diámetros grandes, mientras que la ecuación de Hazen-Williams solo ha demostrado acomodarse muy bien para tuberías de diámetros relativamente grandes (mayores a 2 o 3 pulgadas). La ecuación de Manning se descartó por ser muy precisa para condiciones de flujo abierto (canales) pero no tan precisa para condiciones de flujo a presión.

Otra condición inicial que se escogió, fueron las características del fluido que en este caso es el agua. Se asumió que el fluido a transportar en el sistema es agua a 4° centígrados, ya que es la que más se asimila a las condiciones reales.

Las condiciones del agua en puntos donde se conocen se introducen con el gradiente hidráulico y no con la presión.

#### 8.1.2 Introducción de datos

Los parámetros y las condiciones especiales tenidas en cuenta para introducir los datos de cada estructura, son:

Para las tuberías, el programa calcula las pérdidas que se presentan por fricción de acuerdo con la longitud del tramo, el diámetro, y el dato de rugosidad del material de las tuberías que se haya introducido. La rugosidad que se utilizó para cada material es la correspondiente para éstos con una edad aproximadamente similar a la que realmente tienen<sup>1</sup>.

Para permitir al programa que calcule las pérdidas por accesorios en las tuberías se introdujo un coeficiente de pérdida total aproximado correspondiente a la sumatoria de los coeficientes k de pérdida de cada accesorio.

Las bocatomas se introdujeron como válvulas de control de flujo indicando el caudal que llega hasta los tanques de succión.

Para las especificaciones de las bombas se le indicaron al programa varios puntos sobre la curva de Caudal vs. Cabeza Hidráulica teniendo presente que dichos puntos fueran como mínimo tres: uno antes del punto de diseño de la bomba (o sea para un caudal menor que el de diseño), otro que fuera el punto de diseño de la bomba o un punto cercano a éste, y otro que fuera un punto después del de diseño (para un caudal mayor). Los puntos introducidos fueron leídos de la curva de la bomba que aparece en los contratos de compra de la misma.

• \_\_\_\_\_

<sup>1</sup> De acuerdo con las propuestas en el libro Hidráulica General de Sotelo Ávila

Las plantas de tratamiento de todos los acueductos, así como los desarenadores para los casos en que existen, se introdujeron como válvulas de control de caudal (*FCV-Flow Control Valve*) ya que para efectos de las operaciones que realiza el programa éstas estructuras solo restringen el caudal de igual manera a como lo haría una válvula de éste tipo. En las plantas de filtración lenta correspondientes a las de los acueductos Multiveredal Plan-Llano, Las Flores, y Mazo, se puso un tanque representando lo que se almacena por encima del lecho filtrante; luego una válvula representando el lecho filtrante el cual restringe el caudal que puede pasar a través de él para luego salir al tanque de almacenamiento para la distribución.

Para los controles de las plantas de tratamiento y bocatomas (válvulas en el programa) y las bombas, se utilizan los niveles de los tanques. En estos niveles no es necesario que el tanque no se encuentre por debajo del nivel que corresponde al almacenamiento mínimo para daños e incendios, ya que en las veredas no hay hidrantes y, para la reparación de los daños, lo más común es que se excedan las 2 horas que estarían almacenadas si se guardan 2 horas de Qmd como dice la regulación urbana.

A diferencia de lo anterior, sí se tuvo el cuidado de utilizar un nivel mínimo en los mismos para prevenir vórtices y, por lo tanto, la entrada de aire a las tuberías. En los “tanques de las plantas”, que es así como se le llamó al almacenamiento que se guarda por encima del lecho filtrante en las plantas de filtración lenta, no se requiere conservar un nivel mínimo para prevenir vórtice, ya que en la realidad en este lugar no hay tuberías.

Para permitir la comparación entre resultados obtenidos con cada alternativa, se supuso un nivel inicial en todos los tanques igual al 80% de su nivel máximo.

Para el ingreso de las redes de distribución al programa se asignó a cada nudo una agrupación de viviendas de acuerdo con el criterio de cercanía al mismo, esto con el fin de simplificar un poco las redes pero sin dejar de tener en cuenta viviendas, reflejando de esta manera los lugares en los que existe concentración de la población. No pertenece al alcance de este trabajo el detalle del diseño de todas las redes de distribución, pero sí el garantizar que se suministre la dotación a todas las viviendas.

Las características de todos los elementos de las redes de distribución se obtuvieron a partir de planos de construcción existentes en EPM para las veredas El Plan, El Llano, Piedra Gorda, Mazo. Para estas veredas, la ubicación de los nudos se hizo de forma muy aproximada ya que para ubicarlos se digitalizaron los planos de construcción y se pusieron como archivo de fondo (**background**) al archivo de WaterCAD. La elevación de los nudos es igualmente aproximada, ya que se obtuvo de leer en un plano topográfico digitalizado y puesto como **background**, la altura de los puntos en donde se ubicaron.

Para las veredas Santa Elena Parte Central y El Cerro se ubicaron los nudos de acuerdo con los planos incluidos en las memorias de cálculo del contrato de diseño de la red realizado entre EPM y la firma Hidramsa. En los planos de estas memorias no se incluían los

diámetros ni las longitudes de las tuberías, por lo que se leyeron de las memorias y se asignaron a los tramos de una forma aproximada.

Para las veredas El Placer y Barroblanco, donde el contratista fue el señor Freddy Darío Caicedo, para la ubicación de los nudos solo se obtuvieron unos planos sin coordenadas; razón por la que la ubicación tentativa de los nudos y por lo tanto las lecturas de elevación de los mismos estarían incorrectas de forma considerable. Se decidió entonces no incluir en el estudio el detalle de esta red, pero se tuvieron en cuenta todos los usuarios correspondientes a la misma y de esta forma se asignó en un solo nudo la demanda conjunta de todos los usuarios de esta red. La forma en que se asignó esta demanda para este caso específico se explica más adelante.

Las demandas asignadas a cada nudo de la red corresponden a la dotación promedio para la vereda a la que dichos nudos pertenezcan, de acuerdo con el QMD que se estableció cuando se hizo el estudio de demanda. Dicha dotación promedio sale de dividir el QMD de cada vereda entre el número de usuarios que se surtan. La demanda del nudo sale de la multiplicación del QMD/usuario por el número de usuarios que están reunidos en el nudo.

Para la determinación del número de usuarios por vereda en las veredas que surte el acueducto Multiveredal Santa Elena (surte las veredas Santa Elena Parte Central, El Cerro, El Placer y Barroblanco), se agruparon las dos primeras y las dos últimas con el fin de sacar el porcentaje de participación que tiene cada agrupación en el total de usuarios; esto se hizo según el número de usuarios en el momento de construcción de las redes de distribución. Se obtuvo que la participación es de la siguiente forma (Tabla 93):

Tabla 93. Distribución porcentual de las redes conectadas a la planta del acueducto Multiveredal Santa Elena

<b>Agrupación de veredas</b>	<b>Porcentaje</b>
Santa Elena parte central y El Cerro	42%
El placer y Barroblanco	58%

Esta participación se supuso que se mantiene en el tiempo, por lo que se aplica al número total de usuarios del Multiveredal Santa Elena en cada período de diseño.

La demanda en cada uno de los nudos se comporta de acuerdo con un patrón de consumo en donde se indica hora por hora el consumo relativo que se presenta, o sea multiplicando el Qmd por un factor de consumo. El programa tiene la posibilidad de que se le ingrese este patrón, y de hecho se hizo con el patrón de consumo obtenido al hacer el estudio de la demanda. Dicho patrón se asumió igual en todas las veredas analizadas.

Las alternativas se analizarán para el 2002, para un período de diseño finalizando en el 2010, y para otro finalizando en el 2015.



## 9. EVALUACIÓN TÉCNICA Y MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA CERO

### Determinación del período de evaluación

En el estudio de demanda los resultados para el acueducto Multiveredal Santa Elena muestran una demanda similar a la de diseño y, por lo tanto, las estructuras se comportan de acuerdo a lo esperado en el momento del diseño. Este acueducto tiene un período de diseño que finaliza en el 2017, pero teniendo en cuenta que se pretende utilizar la capacidad de este sistema para realizar una interconexión mediante la cual su demanda aumentaría, se decidió asumir un período de evaluación hasta el 2015, año límite para el cual se estudiarán alternativas.

### Análisis de riesgo hidrológico

Dentro del estudio técnico, el estudio hidrológico consiste en conocer la capacidad de cada quebrada para las dos alternativas estudiadas. Para los acueductos de Santa Elena y Plan - Llano se realizó la tabla de riesgo que se explicó en el capítulo de hidrología. La ecuación para encontrar el riesgo se muestra a continuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{P_d}$$

donde:

$R$ : Probabilidad de que se presente en la quebrada un caudal igual o menor al mínimo, correspondiente a un período de retorno determinado, al menos una vez en un período de diseño determinado.

$T_R$ : Período de retorno del caudal mínimo de la quebrada.

$P_d$ : Período de diseño o vida útil restante del sistema.

En cada tabla de riesgo se muestra el caudal mínimo de la quebrada correspondiente a cada período de retorno, teniendo en cuenta para la quebrada Santa Elena la intervención en su cuenca realizada por el acueducto de Plan - Llano, que es diferente para cada alternativa. También se muestra el caudal demandado en cada período de diseño, el cual varía también con las alternativas. El riesgo se encuentra en el interior de la tabla. Cuando para una

combinación de un período de diseño con un período de retorno el caudal ofrecido por la fuente es menor que el demandado (teniendo en cuenta las regulaciones ambientales) el riesgo real asumido es 1 y en la tabla se muestra el calculado en color rojo.

El estudio de la quebrada Chiqueros consistió en encontrar el número de días en que se vacía el embalse, con una entrada constante de agua igual al caudal mínimo y una salida igual al caudal medio diario demandado en cada alternativa.

La fuente del acueducto de Mazo es insuficiente en este momento, por lo cual no tendrá un estudio de factibilidad técnica. Sin embargo se incluye como una menor demanda de Mazo para la alternativa 3-4, donde este sistema capta el agua del embalse Las Flores y de su fuente actual.

Los datos característicos de las estructuras hidráulicas, así como de las tuberías y de los equipos que son utilizados para correr el programa en el momento de analizar esta alternativa son los datos que se recogieron y se mencionaron en el capítulo de la descripción del sistema existente. Dichos datos se obtuvieron a partir de mediciones directas, planos, o testimonios, como se explica en ese capítulo.

Se corren los sistemas para el día más crítico del año en cuanto a demanda. Para garantizar su buen funcionamiento el nivel del tanque de almacenamiento no debe llegar en ningún momento durante el día al nivel mínimo que es el que garantiza que no se presentan vórtices.

Se presentan gráficos con los niveles de los tanques existentes en cada sistema, uno debajo del otro para la fácil visualización de lo que está pasando en el sistema en cada hora determinada, y se incluyen también algunos resultados relevantes; a los cuales se les hace un breve análisis o explicación. Asimismo se indica donde están anexados los datos introducidos y los resultados de correr el programa.

Las plantas de tratamiento de filtración lenta, actualmente funcionan mientras tengan agua por encima del lecho filtrante. Los bombeos en esta alternativa no están regulados por el nivel del agua en este punto.

Los controles tenidos en cuenta para la modelación de la alternativa cero para los cuatro acueductos, se muestran en la Tabla 94.

## **9.1 MULTIVEREDAL SANTA ELENA**

La demanda para este sistema es la calculada en el capítulo referente a la demanda; los resultados son los que se muestran en la Tabla 95.



Tabla 94. Controles tenidos en cuenta para la modelación de la Alternativa cero

PLAN LLANO	LP Planta de tratamiento	Tratar	5,5	l/s	si	LP Tanque planta	por encima de	0,10 m
		Cerrar			si	LP T. Alm	por encima de	1,99 m
		Cerrar			si	LP Tanque planta	por debajo de	0,01 m
	LP Bocatoma	Captar	5,22	l/s	si	LP T. Succión	por debajo de	0,48 m
		Cerrar			si	LP T. Succión	por encima de	0,49 m
	Bomba	Prender			si	LP T. Succión	por debajo de	0,50 m
		Apagar			si	LP T. Succión	por encima de	0,01 m
		Apagar			si	LP Tanque planta	por encima de	1,10 m
	Bomba La Meseta	Prender			si	LP Tanque La Meseta	por debajo de	1,00 m
		Apagar			si	LP Tanque La Meseta	por encima de	1,99 m
Apagar				si	LP T. Alm	por debajo de	0,10 m	
SANTA ELENA	SE P trat	Tratar	12,64	l/s	si	SE T. Alm	por debajo de	2,24 m
		Cerrar			si	SE T. Alm	por encima de	3,19 m
		Cerrar			si	SE T. Aquiet	por debajo de	0,15 m
	SE Desarenador	Tratar	14,54	l/s	si	SE T. Succión	por debajo de	1,18 m
		Cerrar			si	SE T. Succión	por encima de	1,19 m
	Bomba	Prender			si	SE T. Aquiet	por debajo de	
	Apagar			si	SE T. Aquiet	por encima de	2,50 m	
	Apagar			si	SE T. Succión	por debajo de	4,99 m	
MAZO	MZ Planta de tto	Tratar	2,21	l/s	si	MZ Tanque de la planta	pot encima de	0,01 m
		Cerrar			si	MZ T alm2	por encima de	0,01 m
		Cerrar			si	MZ Tanque de la planta	por debajo de	1,99 m
							0,01 m	
Bocatoma	Captar	5,53		si	MZ Tanque de la planta	por debajo de		
	Cerrar			si	MZ Tanque de la planta	por encima de	1,35 m	
LAS FLORES	PG Planta Trat	Tratar	0,9	l/s	si	PG Tanque de la planta	por encima de	1,41 m
		Cerrar			si	PG T. Alm	por encima de	0,01 m
		Cerrar			si	PG Tanque de la planta	por debajo de	1,74 m
	Bomba	Prender			si	PG Tanque de la planta	por debajo de	0,01 m
		Apagar			si	PG Tanque de la planta	por encima de	1,00 m
	Apagar cuando el tanque de la planta esta lleno, y volver a prender a las dos horas de haberse apagado.	Prender	a las	2,00				
		Apagar	a las	2,28				
		Prender	a las	4,28				
		Apagar	a las	4,82				
		Prender	a las	6,82				
		Apagar	a las	7,03				
		Prender	a las	9,03				
		Apagar	a las	9,73				
		Prender	a las	11,73				
		Apagar	a las	12,83				
		Prender	a las	15,98				
		Apagar	a las	18,43				
		Prender	a las	20,43				
		Apagar	a las	20,88				
Prender	a las	22,88						
Apagar	a las	23,09						

Tabla 95. Demanda de Santa Elena para la Alternativa cero

Año	QMD (L/s)	Qmd (L/s)
2002	10,12	7,78
2005	10,85	8,35
2010	12,20	9,38
2015	13,71	10,55

### 9.1.1 Hidrología

En la Tabla 96 se muestra el análisis de riesgo de este sistema para esta alternativa.

Tabla 96. Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa cero.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		30,72	25,57	22,63	21,29	20,48	19,86	18,27
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	2,33	5	10	15	20	25	50
15,25	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
17,14	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
19,27	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

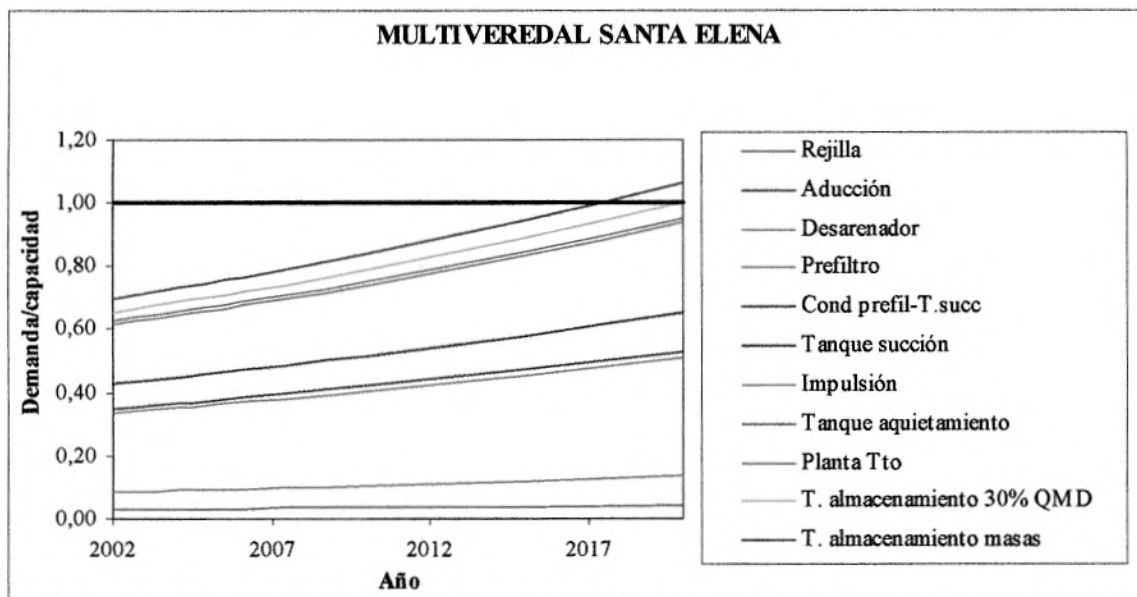
En la alternativa cero, el acueducto Multiveredal Santa Elena asume un riesgo muy bajo de que su fuente sea insuficiente. En este caso la fuente no limita la capacidad del acueducto.

### 9.1.2 Revisión de la infraestructura

En la Figura 53 se presenta una gráfica de la relación de la demanda y la capacidad máxima del sistema contra el periodo de diseño, con el fin de determinar que estructuras no tienen suficiente capacidad para la demanda y en que momento. Esta gráfica se presentará para todos los sistemas en todas la alternativas.

En esta gráfica se puede observar que la única estructura en la que la demanda sobrepasa la capacidad de la estructura es la aducción, pero la supera después del 2015 periodo para el cual se están evaluando las alternativas. El resto de las estructuras tienen capacidad suficiente para la demanda, por lo tanto este sistema es factible desde el punto de vista técnico para el periodo de evaluación.

Figura 53. Capacidad de las estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la Alternativa cero.



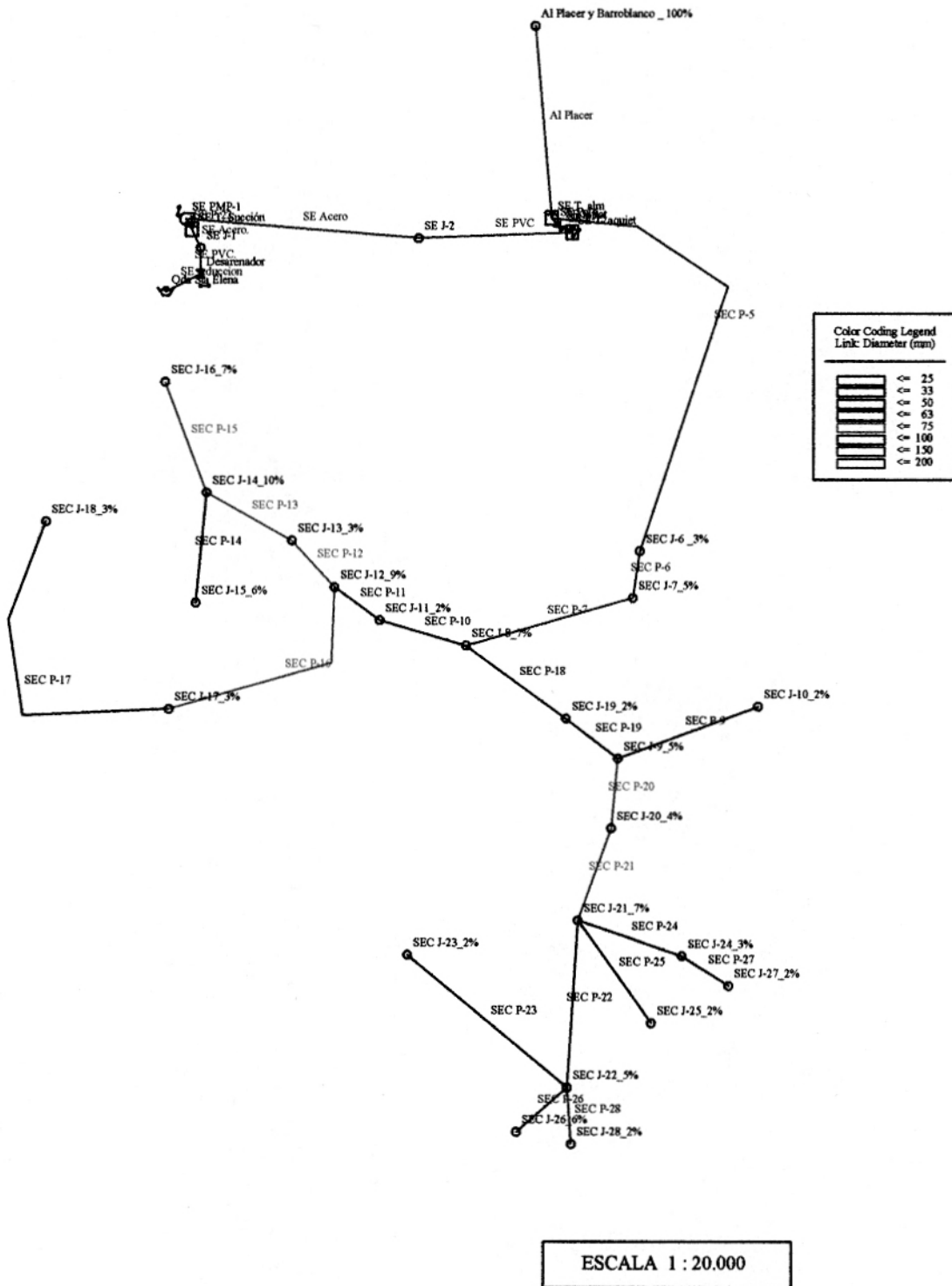
### 9.1.3 Modelación

- Sistema en el 2002

El esquema del acueducto es el que se muestra en la Figura 54, pero hay que tener en cuenta que la red de distribución para las veredas El Placer y Barroblanco no está incluida por motivos explicados en el numeral de actividades previas. Los datos con los que se alimentó este sistema en WaterCAD se muestran en la Tabla 97 y el detalle de los nudos y tuberías está en el ANEXO 39. El perfil de la impulsión hasta el tanque de almacenamiento es el de la Figura 55.

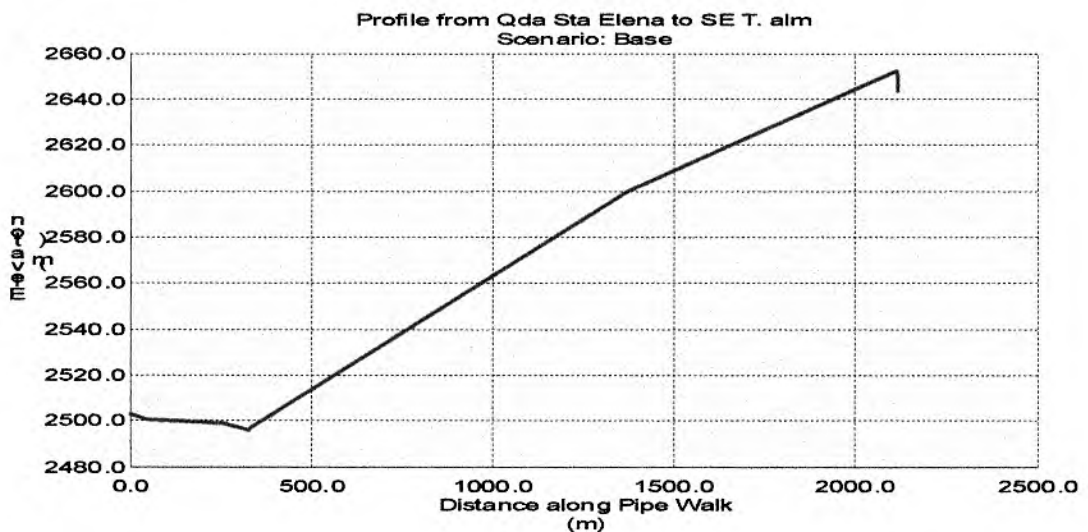
En la operación real del acueducto en el 2002, se pone a funcionar la planta cuando el tanque de almacenamiento llega al 70% de su capacidad, se prende el bombeo cuando los tanques de aquietamiento llegan la 50% de su capacidad y lo apagan cuando estos se vacian o cuando el tanque de succión se queda sin agua. Bajo estos mismos criterios se modeló este sistema en este año.

Figura 54. Esquema del acueducto Multiveredal Santa Elena



Este acueducto no presenta problemas de ningún tipo para este año; no tiene déficit en ninguna de sus estructuras, es más, en muchas de ellas presenta superávit. Su capacidad supe de sobra la demanda de este período, que es de 7,78 L/s como caudal medio diario de los cuales 4,51 L/s son para El Placer y Barroblanco, y 3,27 L/s para Santa Elena Central y El Cerro. Puede verse claramente el superávit de las estructuras en la Figura 56, que contiene las gráficas que representan el nivel de los tanques de almacenamiento y de aquietamiento a lo largo del día de mayor demanda. Adicional a éstos, se presenta un gráfico con el nivel del tanque de succión.

Figura 55. Perfil del acueducto Multiveredal Santa Elena desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento.



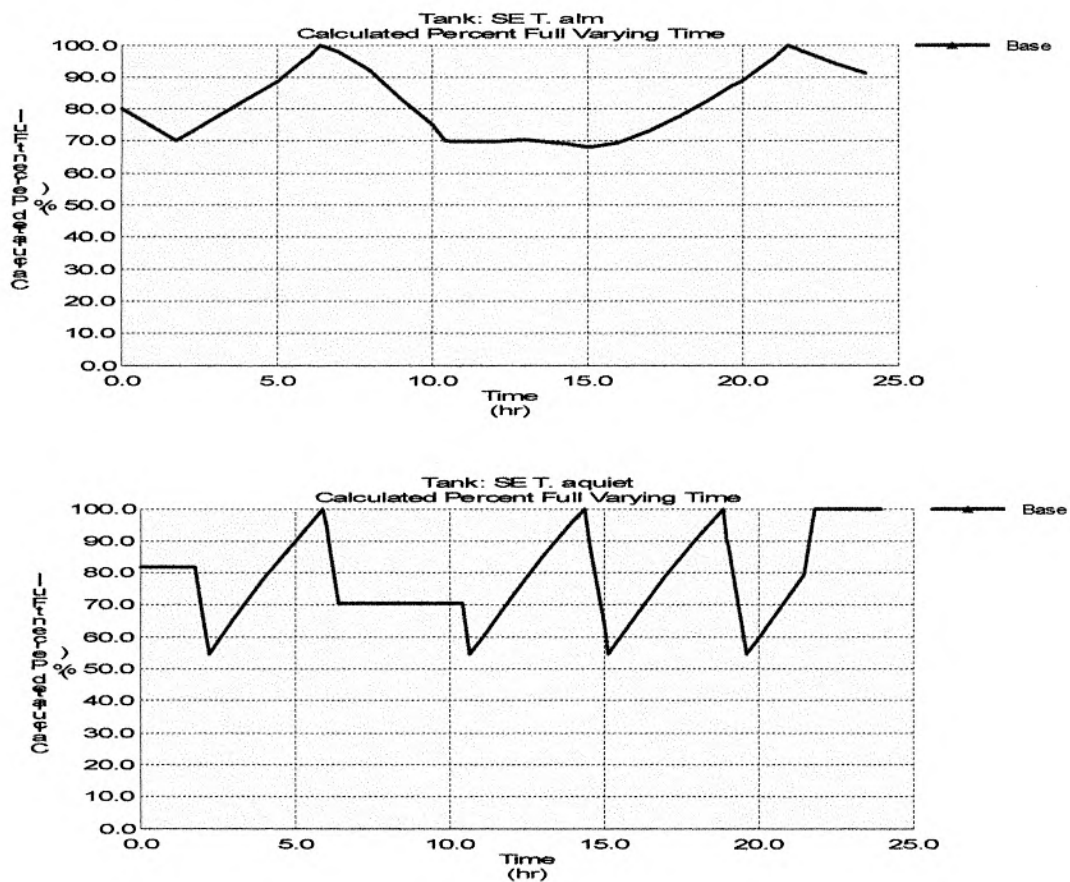
En estas gráficas se ve que el tanque de almacenamiento incluso en el día más crítico del año almacena agua en vez de mostrar valores deficitarios. Igualmente puede verse que con la demanda que tiene en este momento se inutiliza mucha capacidad en las estructuras, lo que lleva a que haya más prendidas de las bombas de las potencialmente necesarias. El tanque de succión no se vacía en ningún momento, a pesar de que el caudal de bombeo es mayor al caudal que le entra.

El tiempo total de bombeo en este día es de 13,21 horas\* y el caudal bombeado es de 15,3 L/s en promedio, prendiendo la bomba 4 veces durante el día como se ve en la gráfica del tanque de aquietamiento. En el reporte de la planta\* se muestra que esta opera durante 15,77 horas en el día.

---

\* El tiempo total se obtiene del reporte de resultados de la bomba y de la planta que se encuentra en el Anexo 40

Figura 56. Comportamiento de los tanques del acueducto Multiveredal Santa Elena en la alternativa 0, en el año 2002.



## 9.2 MULTIVEREDAL PLAN-LLANO

La demanda de este sistema está compuesta por los usuarios de El Plan, El Llano, Perico y La Meseta.

Tabla 98. Demanda de Plan-Llano para la Alternativa cero

Año	QMD (L/s)	Qmd (L/s)
2002	7,10	5,19
2005	8,40	6,19
2010	9,66	7,09
2015	11,13	8,13



### 9.2.1 Hidrología

Aunque el acueducto Plan-Llano abastece actualmente a las veredas Perico y La Meseta, se capta y utiliza la misma cantidad de agua que se utilizaba antes de conectarlas, ya que no se han realizado cambios a las estructuras de captación ni a las de impulsión. Por esto el análisis de riesgo se hará teniendo en cuenta únicamente la demanda de Plan-Llano.

Tabla 99. Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa cero.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		11,29	9,63	8,65	8,21	7,93	7,73	7,19
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	2,33	5	10	15	20	25	50
	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

En este acueducto se asume un riesgo un poco mayor de que la fuente no sea suficiente para abastecer la demanda en algún momento del período de diseño; sin embargo, en la curva de duración encontrada para la quebrada San Pedro se puede observar que el porcentaje de tiempo que esto se presentaría es menor de 0,5%, valor muy bajo como para representar una limitación de tipo técnico.

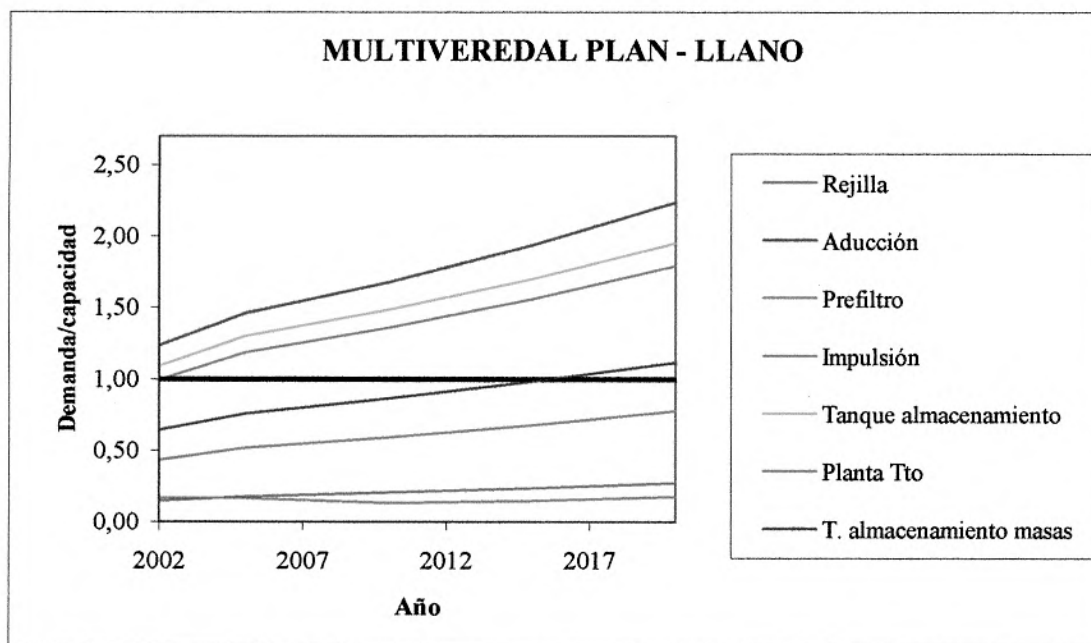
### 9.2.2 Revisión de la infraestructura

Para hacer la revisión de las capacidades de las estructuras se realizará la misma gráfica que se hizo para Santa Elena con el fin de determinar hasta que año funciona sin restricción cada estructura, y si tiene la capacidad suficiente para el período de evaluación. Dicha gráfica se muestra en la Figura 57.

En esta gráfica se puede ver claramente que en la aducción, el tanque de almacenamiento y la impulsión, la demanda supera la capacidad máxima de las estructuras desde el 2002; este resultado se acerca bastante a la realidad ya que así en este momento el sistema esté funcionando y todavía no hayan tenido que suspender el servicio, hay días en los que el bombeo se tiene que prender las 24 horas, lo que indica que las estructuras van a ser insuficientes en un tiempo corto. Con respecto al tanque de almacenamiento, la decisión de hacer algún cambio en la estructura dependerá del riesgo que se quiera asumir ya que con un criterio el volumen es insuficiente y con otro, la demanda es prácticamente igual a la capacidad del tanque para el período de evaluación.



Figura 57. Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la Alternativa cero.



Como se mencionó anteriormente, la Alternativa cero no contempla cambios físicos a las estructuras, por lo que el sistema no funcionaría adecuadamente como puede verse más adelante en la modelación de este sistema, ya que implicará suspender el servicio de agua potable a una parte de los usuarios en ciertas épocas del año.

### 9.2.3 Modelación

Para establecer la curva de las bombas de La Meseta, solo se accedió al punto de operación actual, y mediante éste el programa genera una curva que se le ajuste y con la forma de una curva de una bomba.

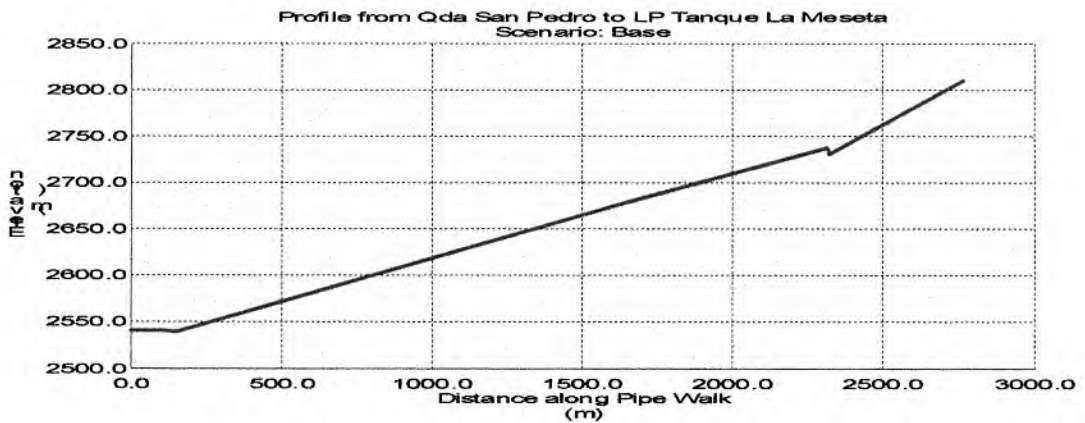
- Sistema en el 2002:

El esquema del sistema como se introdujo al programa se encuentra en la Figura 59, y los datos pueden consultarse en la Tabla 100, el detalle de los nudos y tuberías está en el ANEXO 39. El perfil de la impulsión es el de la Figura 58.

Tabla 100. Datos de alimentación del acueducto Multiveredal Plan-Llano

Fuente		Bombas			Tanques					Válvulas		
Label	Qda San Pedro	Label	PMP-2	LP PMP-3 La meseta	Label	LP T. Succión	LP T. alm	LP Tanque planta	LP Tanque La Meseta	Label	LP Bocatoma	LP Planta tratamiento
Elevation (m)	2,540,50	Elevation (m)	2,539,10	2,730,00	Base Elevation (m)	2,539,50	2,733,30	2,737,40	2,810,00	Discharge (l/s)	5,22	5,5
		Shutoff Head (m)	273,447	109,333	Average Area (m <sup>2</sup> )	19,2	70	147,6	25	Elevation (m)	2,540,30	2,737,40
		Shutoff Discharge (l/s)	0	0	Total Active Volume (m <sup>3</sup> )	9,62	136,43	162,36	49			
		Design Head (m)	228,494	82	Elevation (m)	2,539,50	2,733,30	2,737,40	2,800,00			
		Design Discharge (l/s)	9,056	1,5	Initial Level (m)	0,4	1,6	0,88	1,6			
		Maximum Operating Head (m)	0	0	Maximum Level (m)	0,5	2	1,1	2			
		Maximum Operating Discharge (l/s)	18,113	3	Minimum Level (m)	0	0,05	0	0,04			

Figura 58. Perfil del acueducto Multiveredal Plan-Llano desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento de La Meseta.

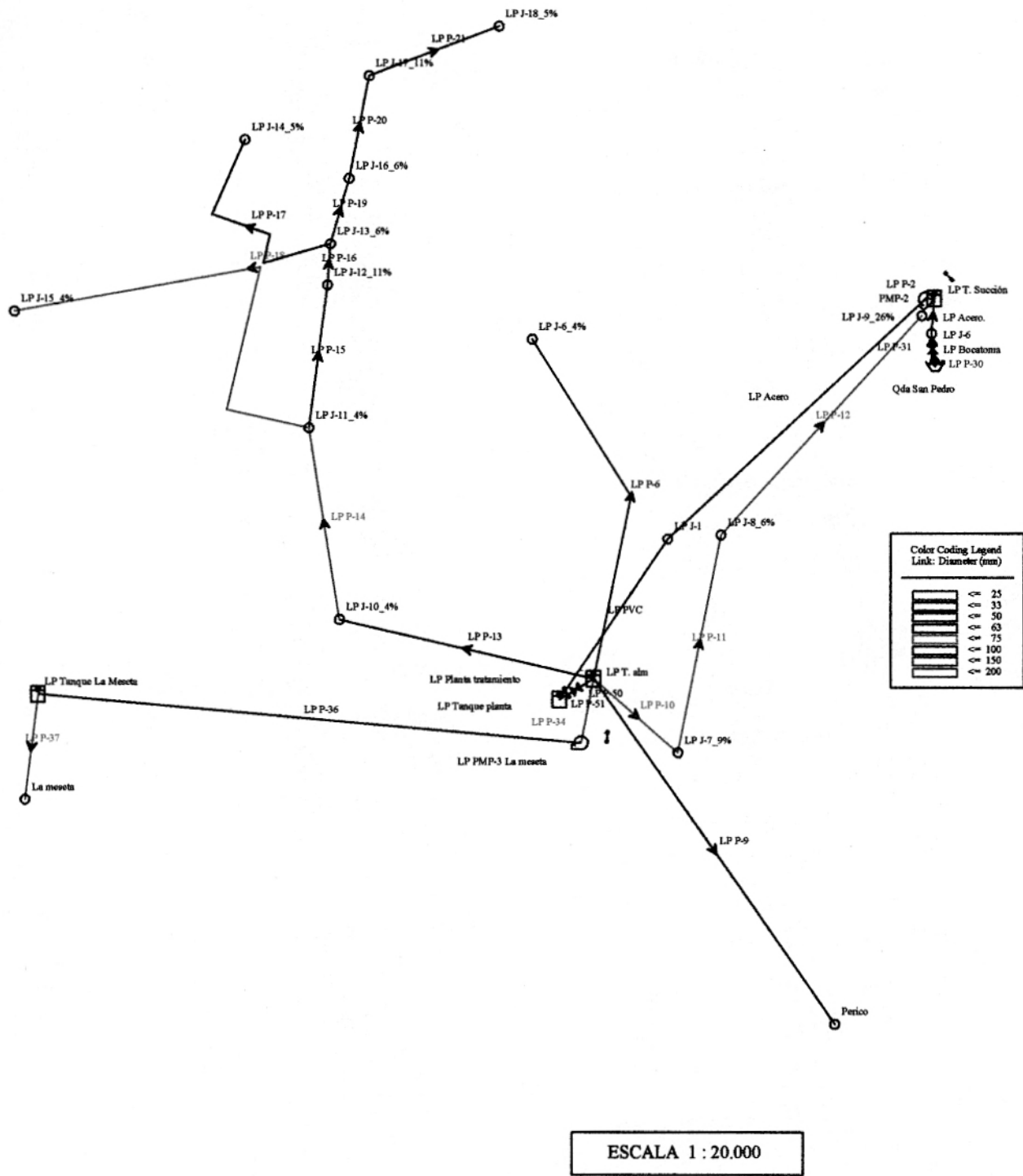


El sistema modelado corre bien, pero muestra que la debilidad del acueducto se encuentra en las pérdidas que se presentan en la impulsión, ya que para que con la bomba con que se cuenta se bombee lo que se midió (medición directa, 5,2 L/s), la tubería debe tener un coeficiente de pérdida  $K = 1800$ . Se sabe que la tubería está en condiciones muy malas debido a la calidad del agua que transporta. Esta agua ocasiona que en la tubería se vayan formando incrustaciones, reduciendo su diámetro a la vez que aumenta la rugosidad.

Las redes de distribución de Perico y La Meseta no se incluyen sino que están simuladas en un solo nudo cada una con la demanda total de la vereda. En el nudo que simula la demanda de Perico no se tuvo en cuenta el factor de demanda que se le aplicó a todos los nudos, esto porque el agua que sale del tanque de almacenamiento de Plan-Llano llega a otro tanque de almacenamiento para Perico, al que se le suministra el agua de manera constante. A la vereda La Meseta se bombea el agua desde el tanque de almacenamiento del Multiveredal Plan-Llano. La curva de la bomba se introdujo al programa con un solo punto ya que solo se conocía el punto de operación de la misma; en éste caso, el programa asigna una curva de la bomba y sobre esta se mueve para hacer los cálculos. Existe un tanque de almacenamiento en ésta vereda el cual se encarga de amortiguar los picos en la demanda.

El sistema corre adecuadamente como se mencionó anteriormente ya que el Qmd de la demanda es inferior a lo que la impulsión permite transportar, pero puede verse que no funcionará de esta manera por mucho tiempo al tener en cuenta que estos dos caudales en poco tiempo serán iguales. Es por esto que la solución a este problema es la modificación más urgente que debe hacerse en las estructuras del acueducto. Se recomiendan estudios profundos sobre la posible recuperación de la tubería por medios mecánicos; posibilidad que se percibió difícil de realizar debido a las condiciones de la tubería, observadas en campo.

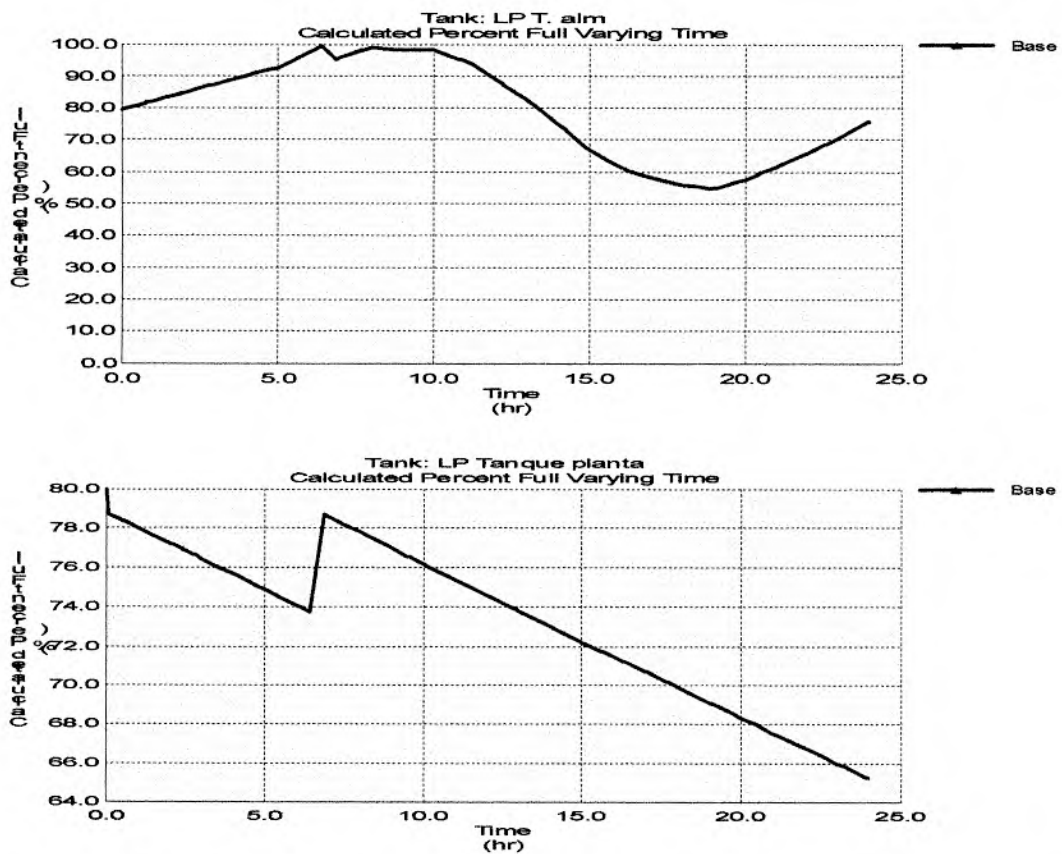
Figura 59. Acueducto Multiverdal Plan-Llano (Alternativas cero y 6)



Los controles para el bombeo que se tuvieron en cuenta, reflejan de manera aproximada su operación real en el año 2002, donde se prende cuando el tanque de succión se llena y se apaga cuando llega al nivel mínimo posible para proteger las bombas de entrada de aire.

Los tanques se comportan como se muestra en la Figura 60.

Figura 60. Comportamiento de los tanques del acueducto Plan-Llano en la alternativa 0, en el año 2002.



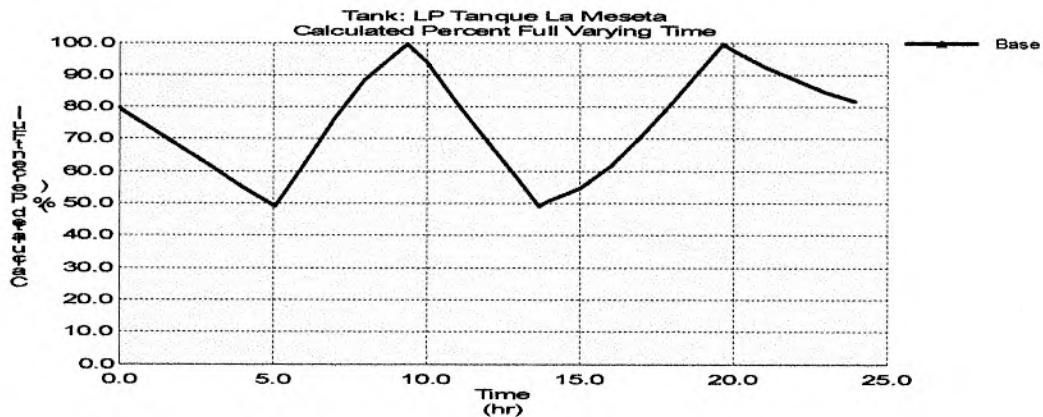
Se aprecia en la gráfica del tanque de almacenamiento que el sistema es capaz de soportar este día y es de esperar que recupere en los siguientes días el poco nivel disminuido. De la gráfica del tanque de la planta (almacenamiento sobre el lecho filtrante) cabe destacar que no hay variaciones grandes en el nivel del agua, esto debido a que el caudal de tratamiento que se puso para la planta (5,5 L/s) es muy parecido al caudal que puede aportar el bombeo (5,2 L/s). Esta capacidad para la planta se midió en una visita realizada al sistema en condiciones de invierno, época donde el lecho filtrante se colmata más fácilmente.

El tanque de succión para la bomba se mantiene prácticamente lleno ya que le entra más caudal del que le sale para la impulsión. El bombeo se mantiene prendido durante todo el día lo cual es lo que está sucediendo actualmente.

Los resultados de la modelación se encuentran en el ANEXO 40.

El tanque de almacenamiento de La Meseta no presenta tampoco ningún problema de deficiencia; para que este se vea afectado debe fallar primero el tanque de almacenamiento del Multiveredal Plan-Llano. La Figura 61 es la gráfica de su comportamiento en el día de máxima demanda.

Figura 61. Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de máxima demanda.



### 9.3 ACUEDUCTO LAS FLORES

La demanda para este sistema es la que se muestra en la Tabla 101.

Tabla 101. Demanda de Las Flores para la Alternativa cero

Año	QMD (L/s)	Qmd (L/s)
2002	1,19	0,77
2005	1,34	0,86
2010	1,58	1,01
2015	1,82	1,17

#### 9.3.1 Hidrología

En los resultados del estudio de caudales mínimos se mostró que la quebrada Chiqueros no sería suficiente para abastecer la demanda del acueducto Las Flores y que por esto se

construyó el embalse. Por lo anterior para el estudio técnico de las alternativas no se determinará si la fuente es suficiente o no, el tiempo que el embalse es capaz de abastecer el acueducto, teniendo como caudal de entrada 1 L/s\* y de salida el caudal medio diario demandado.

En la Tabla 102 se muestran los días de vaciado del embalse para los períodos de diseño estudiados.

Tabla 102. Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa cero.

<b>Año</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>
<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	2500	2500	2500
<b>Q entrada (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,001	0,001	0,001
<b>Q salida (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,0010	0,0012	0,0013
<b>Tiempo vaciado (día)</b>	2416,63	174,83	90,81

En el año 2020 el embalse es capaz de abastecer el acueducto Las Flores si durante 90 días o menos se presenta un caudal de entrada (de la quebrada Chiqueros) promedio de 1 L/s. Como éste es el caudal mínimo para un período de retorno de 25 años, es muy improbable que sea el caudal medio de un período tan grande como tres meses, entonces se puede concluir que para esta alternativa la fuente de agua no limita el funcionamiento del sistema.

El embalse Las Flores tiene una capacidad mucho mayor que la requerida por el acueducto Las Flores, por lo que puede servir a muchos más usuarios o como fuente a otros acueductos.

### 9.3.2 Revisión de la infraestructura

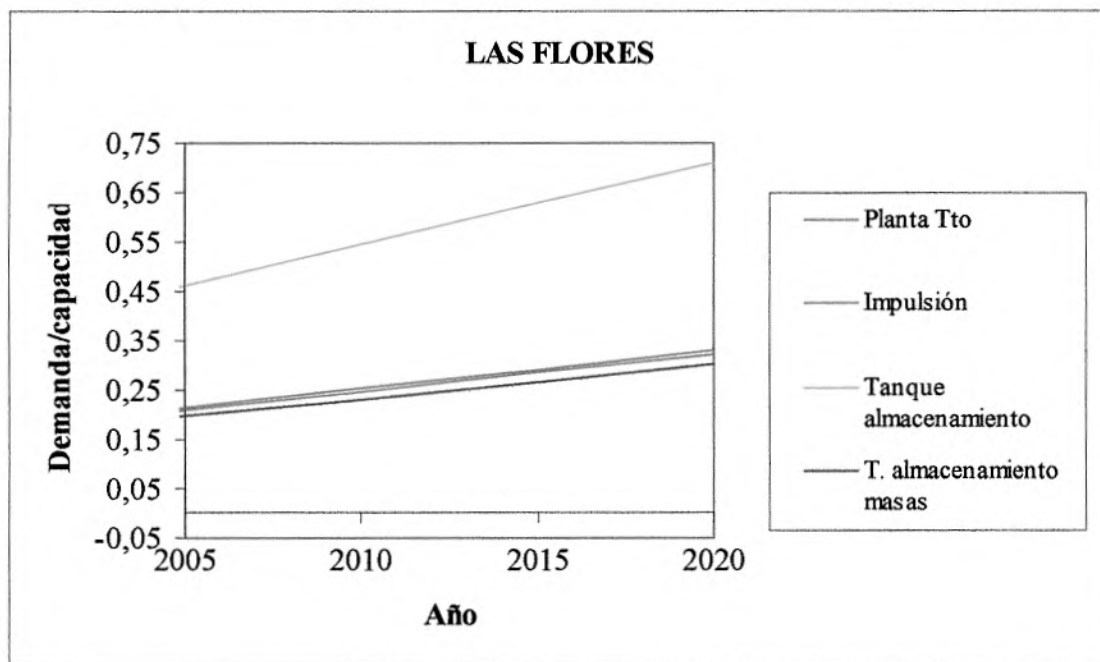
En la Figura 62 se muestra si las estructuras del sistema tienen capacidad suficiente para la demanda planteada.

---

\* Caudal utilizado para el diseño del embalse, además de ser el encontrado en el estudio de caudales mínimos de este trabajo para un período de retorno de 25 años.



Figura 62. Capacidad de las estructuras con respecto a la demanda en el acueducto. Las Flores que surte a la vereda Piedra Gorda para la Alternativa cero



En el sistema Las Flores ninguna demanda supera la capacidad de las estructuras. Se puede observar que hay un sobre dimensionamiento en las estructuras que se puede deber a que la demanda proyectada para el diseño no tuvo el comportamiento esperado. Este sistema es viable técnicamente.

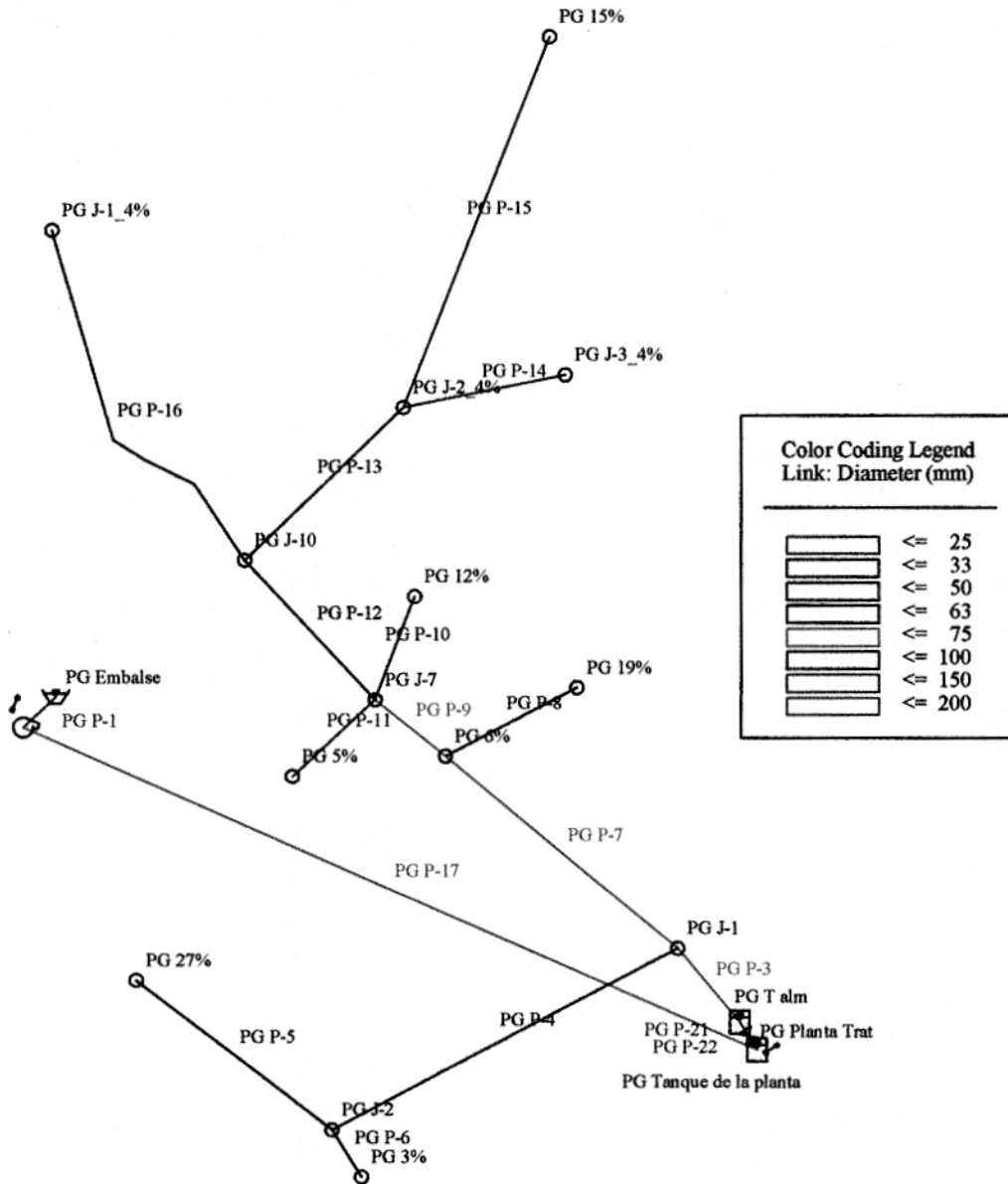
### 9.3.3 Modelación

- Sistema en el 2002:

El esquema de este sistema de acueducto es el que se muestra en la Figura 63, y los datos para la modelación se encuentran en la Tabla 103. El detalle de los nudos y tuberías está en el ANEXO 39.

De acuerdo con los datos de la bomba de Las Flores, para que el caudal de bombeo sea el que realmente se presenta, en la impulsión se debe adoptar un coeficiente K de pérdidas igual a 220. Estas pérdidas deben existir realmente al tener en cuenta todos los accesorios y posibles obstrucciones o equivocaciones en la instalación de la tubería como pueden ser hendiduras en la misma u otros; además es importante tener en cuenta la presión residual a la descarga de los tanques, que constituye una presión que no se tuvo en cuenta en la modelación y puede llegar a ser de 4 mca. Este sistema fue de fácil modelación ya que por tomar el agua de un embalse no presenta problemas de fuente.

Figura 63. Acueducto Las Flores (Alternativas cero y 6)



ESCALA 1 : 7.500

Tabla 103. Datos de alimentación para el sistema Las Flores

Fuente		Bomba		Tanques			Válvulas	
Label	PG Embalse	Label	PG PMP-3	Label	PG T alm	PG Tanque de la planta	Label	PG Planta Trat
Elevation (m)	2,535,60	Elevation (m)	2,532,90	Base Elevation (m)	2,600,15	2,602,55	Elevation (m)	2,602,00
		Shutoff Head (m)	92,71	Average Area (m <sup>2</sup> )	42,9	20,2	Discharge (l/s)	0,9
		Shutoff Discharge (l/s)	0	Total Active Volume (m <sup>3</sup> )	74,19	12,11		
		Design Head (m)	83,49	Elevation (m)	2,600,15	2,602,55		
		Design Discharge (l/s)	5,218	Initial Level (m)	1,4	0,48		
		Maximum Operating Head (m)	0	Maximum Level (m)	1,75	0,6		
		Maximum Operating Discharge (l/s)	10,435	Minimum Level (m)	0,02	0		

El sistema de bombeo que hoy existe tiene unos controles para su operación que consisten en que la bomba se apaga cuando el módulo de filtración lenta llega a cierto nivel (en el programa, el módulo que recibe el agua bombeada se llama tanque de la planta), y se vuelve a prender 2 horas después. Este sistema de control de la bomba permite que en ocasiones la bomba se prenda cuando todavía no se ha consumido mucha parte de la reserva de agua que esta por encima del lecho filtrante, entonces la bomba se prende y en corto tiempo se apaga nuevamente. Si se ponen controladores de nivel (flotadores, sensores) se puede optimizar el bombeo evitando este tipo de prendidas. Para la modelación de esta alternativa se introdujeron los controles de la bomba para que funcione como lo hace actualmente.

En este caso la planta tiene capacidad de sobra para tratar lo que se le demanda, pero como en todas las plantas de filtración lenta hay que garantizar que la planta no se colmate. Tal garantía se logra con limpiezas regulares al lecho filtrante y con el reemplazo periódico del mismo.

Los niveles de los tanques al correr el programa se comportan como se muestra en la Figura 64.

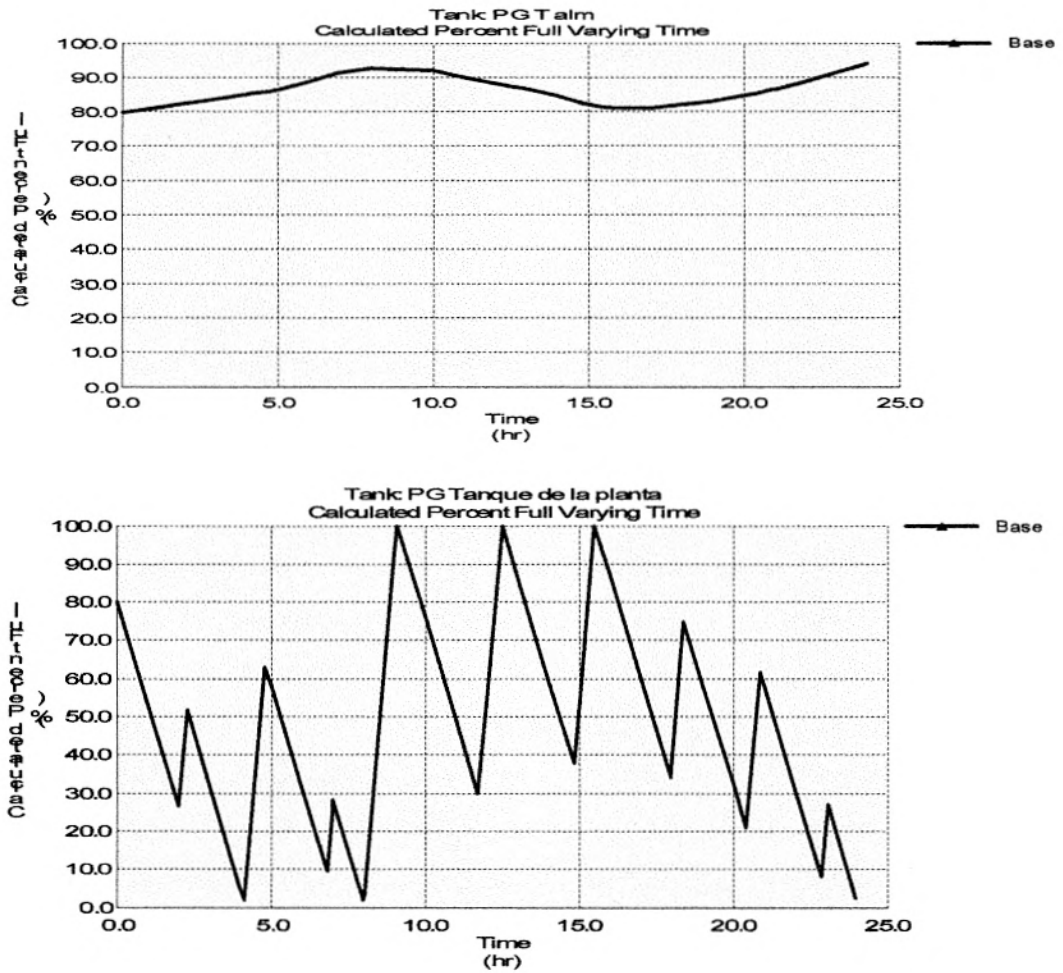
En la gráfica del tanque de la planta se refleja que hay momentos del día en donde el lecho filtrante queda sin capa de agua por encima, lo cual no es recomendable. Además se aprecia la gran cantidad de veces que arrancan las bombas.

En total\*, el bombeo opera 4,83 horas en el día y las bombas arrancan 9 veces, un número muy alto comparado con el tiempo de trabajo total. El tanque de almacenamiento se mantiene en un nivel muy alto y termina con un nivel mayor que con el que empezó, lo que indica que el suministro del acueducto es muy confiable en este momento y que tiene mucha mayor capacidad de la necesaria. En la gráfica de la planta también se puede observar que el filtro lento opera durante todo el día, hasta secarse.

---

\* Resultados de la modelación en el Anexo 40

Figura 64. Comportamiento de los tanques de almacenamiento y del filtro del sistema Las Flores en el día de mayor demanda en la alternativa cero.



#### 9.4 MAZO

La demanda para este sistema es la siguiente:

Tabla 104. Demanda de Mazo para la Alternativa cero

<b>Año</b>	<b>QMD (L/s)</b>	<b>Qmd (L/s)</b>
2002	1,74	1,11
2005	2,10	1,34
2010	2,70	1,7
2015	3,30	2,1

#### 9.4.1 Hidrología

Como se mostró en el estudio hidrológico, la fuente de Mazo es insuficiente para abastecer la demanda actual y por lo tanto es el factor limitante para la continuidad y calidad de servicio del acueducto, que constituyen los criterios para el estudio técnico de alternativas.

La fuente de agua del acueducto de Mazo presenta problemas de suficiencia en la alternativa cero. Estos problemas son graves, ya que actualmente es necesario realizar suspensión del servicio en las épocas de sequía, situación que empeorará con el tiempo. Estas condiciones no aseguran la continuidad del servicio del acueducto, lo que afecta el adecuado funcionamiento técnico de la alternativa cero. Es necesario buscar una nueva fuente de agua para el acueducto de Mazo que satisfaga los requerimientos de los usuarios actuales y posibilite el suministro de agua a los futuros usuarios.

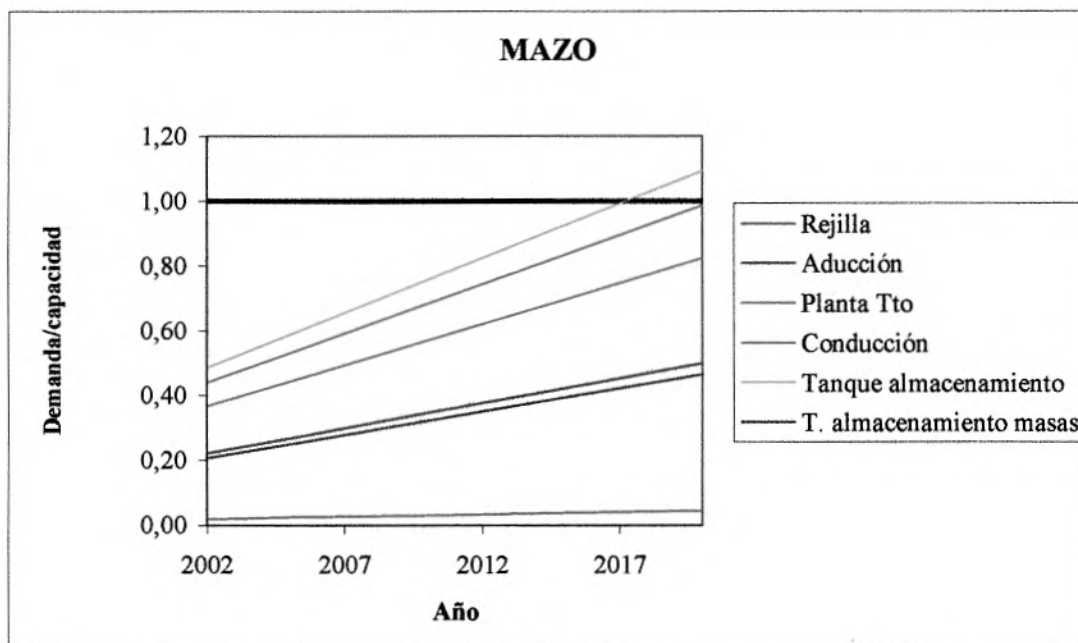
Otra posibilidad para resolver el problema de confiabilidad del servicio del acueducto de Mazo es disminuir el consumo por usuario, ya que éste es mucho mayor que el de las otras veredas en estudio. Esto se haría por medio de campañas educativas de ahorro de agua en los colegios o por medio de la imposición un sistema tarifario por consumo. Es posible que esto no resuelva el problema totalmente, ya que hay una diferencia muy alta entre la demanda y la oferta de agua en época de sequía, pero sí se puede mejorar la prestación actual del servicio.

#### 9.4.2 Revisión de la infraestructura

La Figura 65 muestra la capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Mazo para la Alternativa cero

En el sistema Mazo, para el período de evaluación todas las estructuras tienen capacidad suficiente para abastecer la demanda, por lo cual este sistema es factible desde el punto de vista técnico.

Figura 65. Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Mazo para la Alternativa cero



#### 9.4.3 Modelación

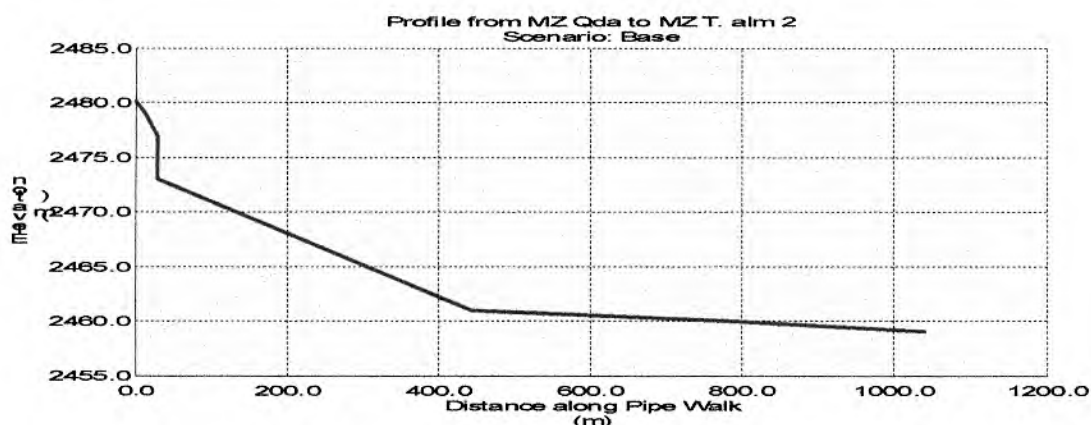
- Sistema en el 2002:

El esquema del sistema actual es el que se muestra en la Figura 67, y de los elementos pertenecientes al mismo pueden verse los detalles en la Tabla 105. En esta tabla no se incluye el detalle de los nudos y tuberías, que está en el anexo 39. El perfil de la conducción del acueducto de Mazo se muestra en la Figura 66, en éste se ve claramente que su funcionamiento es por gravedad.

En el caso de Mazo, hay unos usuarios que están conectados al sistema después de la planta de tratamiento pero antes del tanque de almacenamiento hoy existente (en este momento hay en construcción otro tanque de almacenamiento inmediatamente después de la planta). Dichos usuarios requieren que la planta no deje de operar en ningún momento mientras que el tanque de almacenamiento exige, cuando se llena, un paro en la operación. Para poder modelar esto, se asumió que los usuarios en mención están conectados desde el tanque de almacenamiento de la planta y se le resta al caudal de tratamiento de la planta el caudal demandado de estos usuarios. De esta manera si se puede condicionar la planta para que pare su operación cuando el tanque de almacenamiento está lleno.



Figura 66. Perfil del acueducto para la vereda Mazo desde la quebrada hasta el tanque de almacenamiento.



La conducción desde la planta hasta el tanque de almacenamiento presenta fugas actualmente, de las cuales no se tiene registro pero se asumieron en un 40% del caudal que transporta dicha conducción y que es igual a 0,33 L/s que es el demandado por el 74% de los usuarios de Mazo. La capacidad de captación en la bocatoma se introdujo de acuerdo con una medición directa realizada en época de invierno, lo mismo que la capacidad de la planta. Estas capacidades son 5,53 L/s y 2,5 L/s respectivamente. La salida total de agua del sistema (demanda más fugas) corresponde a un caudal de 1,43 L/s.

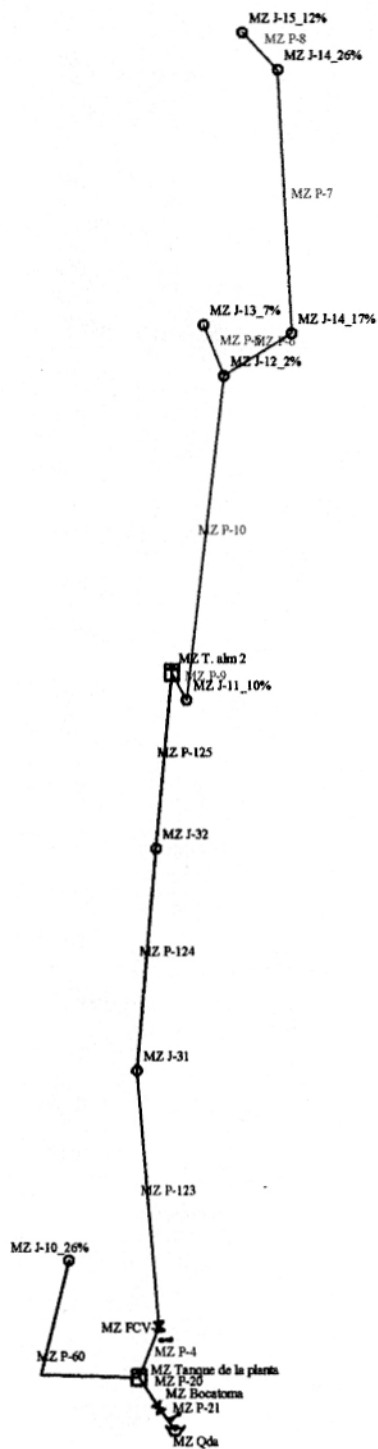
De Mazo actual puede decirse que funciona pero el nivel del tanque de almacenamiento baja mucho; otra falencia de este sistema es la calidad del agua que suministra ya que por las fugas existentes no se realiza el proceso de cloración. Los niveles de los tanques de almacenamiento actual y del filtro, a través del día, corresponden a la Figura 68.

El tanque de la planta se mantiene lleno porque en los datos de entrada se puso un caudal medido directamente en época de invierno, por lo tanto le entra mucha más agua de la que es capaz de tratar la planta.

Garantizando la entrada de agua el acueducto funciona sin problema, pero según el resultado del estudio hidrológico, es muy probable que la fuente llegue a ser insuficiente; prueba de esto es que actualmente se hacen racionamientos en la vereda. En la Figura 69 se muestra como sería el comportamiento del sistema en caso de que la fuente ofrezca un caudal de 0,7 L/s que no es el mínimo pero es muy cercano a éste.

El acueducto no es capaz de funcionar con este caudal y en muy poco tiempo se queda sin agua. Esta situación no debe presentarse, pero en el estado actual del acueducto puede ocurrir muy probablemente en épocas de verano.

Figura 67. Esquema del acueducto de Mazo en la alternativa 0



ESCALA 1 : 10.000

Tabla 105. Datos introducidos para el acueducto de la vereda Mazo en la alternativa 0 para el año 2002

Fuente		Tanques			Válvulas		
Node Label	MZ Quebrada	Node Label	T alm2	MZ Tanque de la planta	Link Label	MZ Planta de tto	MZ Bocatoma
Reservoir Surface Elevation (m)	2,485,00	Base Elevation (m)	2,473,00	2,480,90	Initial Flow Setting (l/s)	2,5	5,53
		Minimum Level (m)	0	0			
		Initial Level (m)	1,6	1,14			
		Maximum Level (m)	2	1,42			
		Tank Area (m <sup>2</sup> )	706,9	10			
		Total Storage Capacity (m <sup>3</sup> )	1,413,72	14,2			

Figura 68. Comportamiento del tanque de almacenamiento y del filtro, de la vereda Mazo para la alternativa cero.

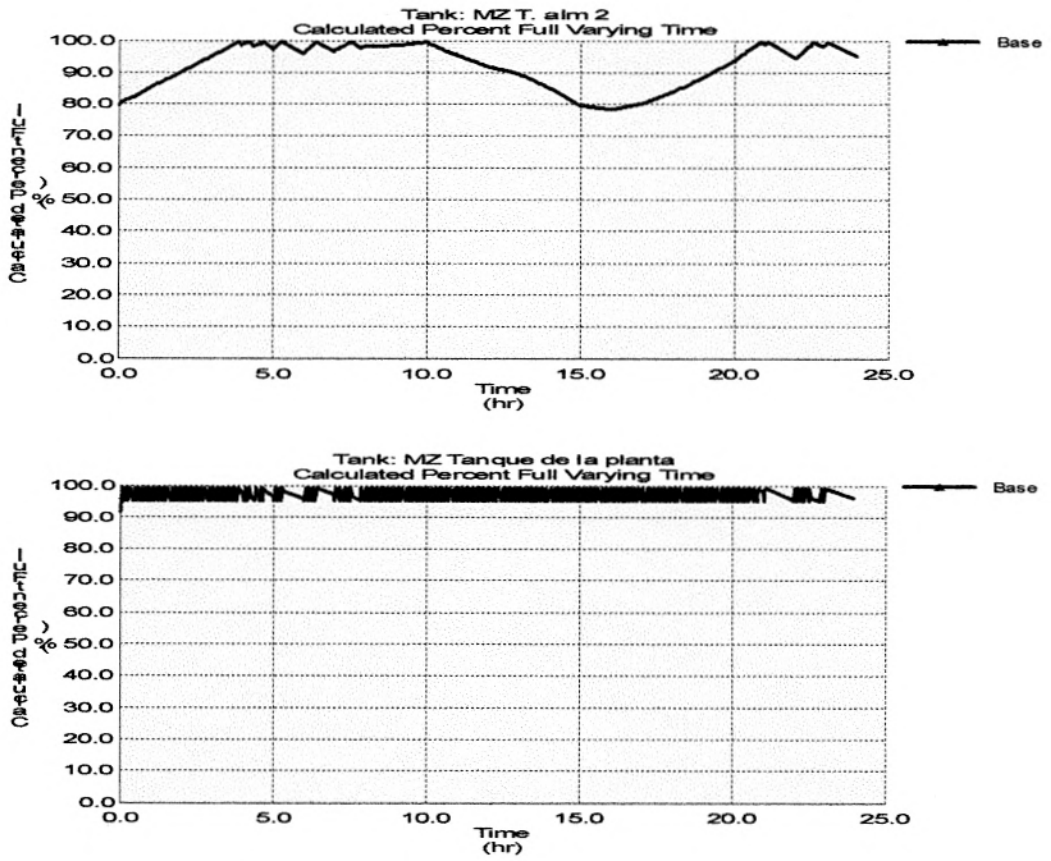
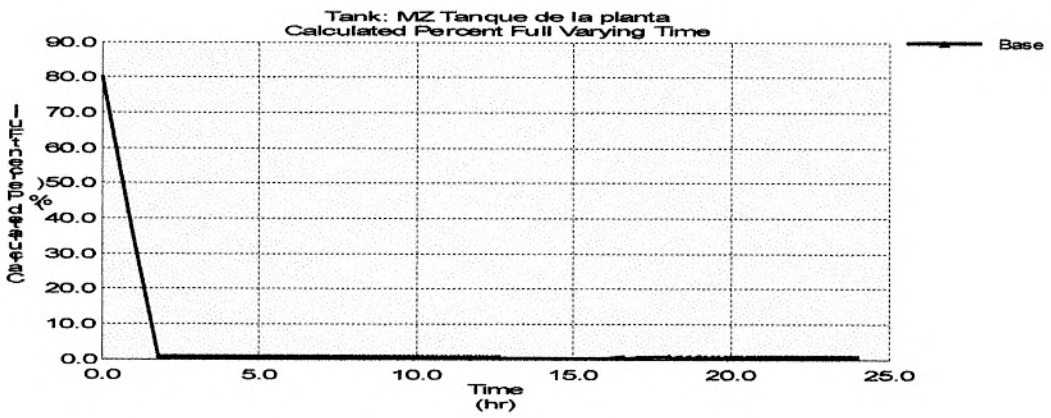
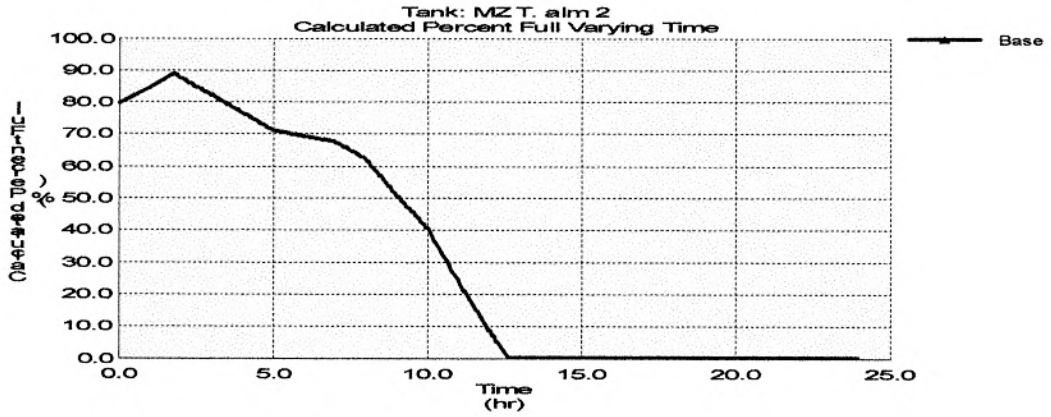


Figura 69. Comportamiento de los tanques, de almacenamiento y de la planta, del acueducto de la vereda Mazo en el día de mayor demanda en caso de que se presente un caudal muy bajo en la quebrada.



## 10. EVALUACIÓN TÉCNICA Y MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA 6

Esta alternativa contempla cada acueducto por separado operando de una forma en la que se optimice su funcionamiento. Esta optimización en el funcionamiento consiste básicamente en optimizar el bombeo.

Para la optimización del bombeo de los sistemas, hay que tener en cuenta que el tiempo mínimo de bombeo necesario es una constante, entonces lo que se debe controlar son las diferentes estructuras de los acueductos para que se bombee ese tiempo con el menor número de prendidas de la bomba en el día. El tiempo mínimo de bombeo se obtiene al tener el volumen total que se demandará en el día y dividirlo por el caudal que es capaz de impulsar la bomba, así:

$$Q_{md} * 24horas = Volumen$$

$$\frac{Volumen}{Q_{bombeo}} = tiempo$$

Para poder comparar los resultados obtenidos en esta alternativa con los de la anterior, se tienen en cuenta las mismas condiciones iniciales en los tanques, y es de esperar que a través del día se utilicen las bombas un menor tiempo y con un menor número de arrancadas.

Para garantizar la optimización en la operación, se debe aprovechar al máximo las capacidades de todas las estructuras sin arriesgar el suministro de agua del sistema. Los parámetros que se adoptaron para asegurar el aprovechamiento máximo de las estructuras son los controles que se le introducen al programa para el funcionamiento; dichos controles en el caso de esta alternativa son los siguientes:

- Planta de tratamiento: Deja de operar cuando el tanque de almacenamiento se llena o cuando el almacenamiento que surte la planta (tanque de aquietamiento o capacidad por encima del lecho filtrante) se encuentra vacío. La planta vuelve a operar cuando el tanque de almacenamiento llega al 50%; ésta condición se aplicó a todos los sistemas con el fin de poderlos comparar en varios periodos de tiempo diferentes.

- Bombeo: Deja de operar cuando el tanque de succión está vacío o cuando el almacenamiento que surte la planta (tanque de quietamiento o volumen sobre el lecho filtrante) está lleno, y vuelve a bombear cuando este almacenamiento se vacía.
- Bocatoma: Deja de operar cuando el tanque de succión está lleno (el programa no permite reboses) y vuelve a funcionar cuando empieza a bajar de nivel. Este control garantiza que el tanque de succión siempre va a tener agua disponible para el bombeo mientras el caudal de captación sea mayor que el de impulsión.

Además de establecer estos parámetros de control, los sistemas optimizados incluyen el control de fugas necesario, cambios en las estructuras actuales que se requieran y demás aspectos a mejorar. No incluyen elementos nuevos en la infraestructura.

## 10.1 MULTIVEREDAL SANTA ELENA

La demanda para este sistema es la misma que la calculada en la Alternativa cero (ver Tabla 94).

### 10.1.1 Hidrología

En esta alternativa se realizó el análisis de riesgo con la misma demanda de la alternativa cero. Los caudales mínimos se encontraron restando el caudal utilizado por el acueducto Multiveredal Plan-Llano ( $Q_{md}$  de Plan-Llano, Perico y La Meseta) a los caudales mínimos calculados con el método EPM y se ajustaron a la distribución Log-Normal. Los caudales mínimos y su ajuste se muestran en la Tabla 217 y la Tabla 218 del ANEXO 43. A continuación se presenta el análisis de riesgo.

Tabla 106. Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa 6.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		27,70	22,68	19,85	18,57	17,80	17,22	15,72
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	2,33	5	10	15	20	25	50
15,25	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
17,14	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
19,27	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

Con esta alternativa se asumiría el 41% de riesgo de que el sistema de Santa Elena se quede sin el caudal suficiente entre los años 2002 y 2015. Teniendo en cuenta que el riesgo que se asume actualmente en el acueducto Plan-Llano es mayor que éste y que en el año 1998 se



presentó un fenómeno del Niño fuerte sin que se viera afectado el acueducto Plan-Llano por falta de agua, se considera este riesgo como aceptable, sin tomar a la fuente de agua como limitante del funcionamiento óptimo del sistema.

#### 10.1.2 Revisión de la infraestructura

Como se vio en la evaluación de la Alternativa cero, el sistema Multiveredal Santa Elena tiene infraestructura suficiente para atender la demanda máxima del período de evaluación; por lo tanto los cambios que se realizarán serán en el funcionamiento, pero sin modificar ninguna estructura.

#### 10.1.3 Modelación

- Sistema en el 2002:

El esquema del acueducto para ésta alternativa es similar al de la alternativa cero, así como los datos introducidos y el perfil, lo que varía es la forma de operar el acueducto de acuerdo con los parámetros recién mencionados. Los resultados de esta operación del acueducto se ven en la Figura 70 correspondiente al comportamiento de los tanques.

Se bombean en total 11,85 horas, con 4 arrancadas. Hay ahorro de energía utilizando esta manera de operar la bomba en comparación con la de la alternativa cero.

El sistema puede operarse de manera que el tanque de almacenamiento se mantenga más lleno, poniendo a operar la planta cuando el tanque se encuentra a nivel mayor pero teniendo el cuidado de que no vaya a rebosar. Esto se hace desplazando verticalmente la curva de comportamiento del tanque de almacenamiento de manera que el pico del nivel máximo quede en el 100% de la altura. Esto aplica para varios casos durante este estudio.

- Sistema proyectado al 2010:

El esquema es el mismo utilizado para el sistema en la alternativa cero, correspondiente a la Figura 54, de igual forma el perfil no cambia y tampoco lo hacen los datos de alimentación al programa.

La demanda para el 2010 está estimada en 9,38 L/s, que está todavía muy por debajo de las capacidades de la bomba y de la planta de tratamiento que impulsa un caudal de más de 15 L/s y trata un caudal de 12,64 L/s respectivamente, razón por la que el acueducto no presenta problemas a la hora de modelarlo.

Las gráficas en la Figura 71 muestran la operación del acueducto.

Figura 70. Comportamiento de los tanques de almacenamiento, quietamiento y succión del acueducto Multiveredal Santa Elena en la alternativa 6, para el año 2002.

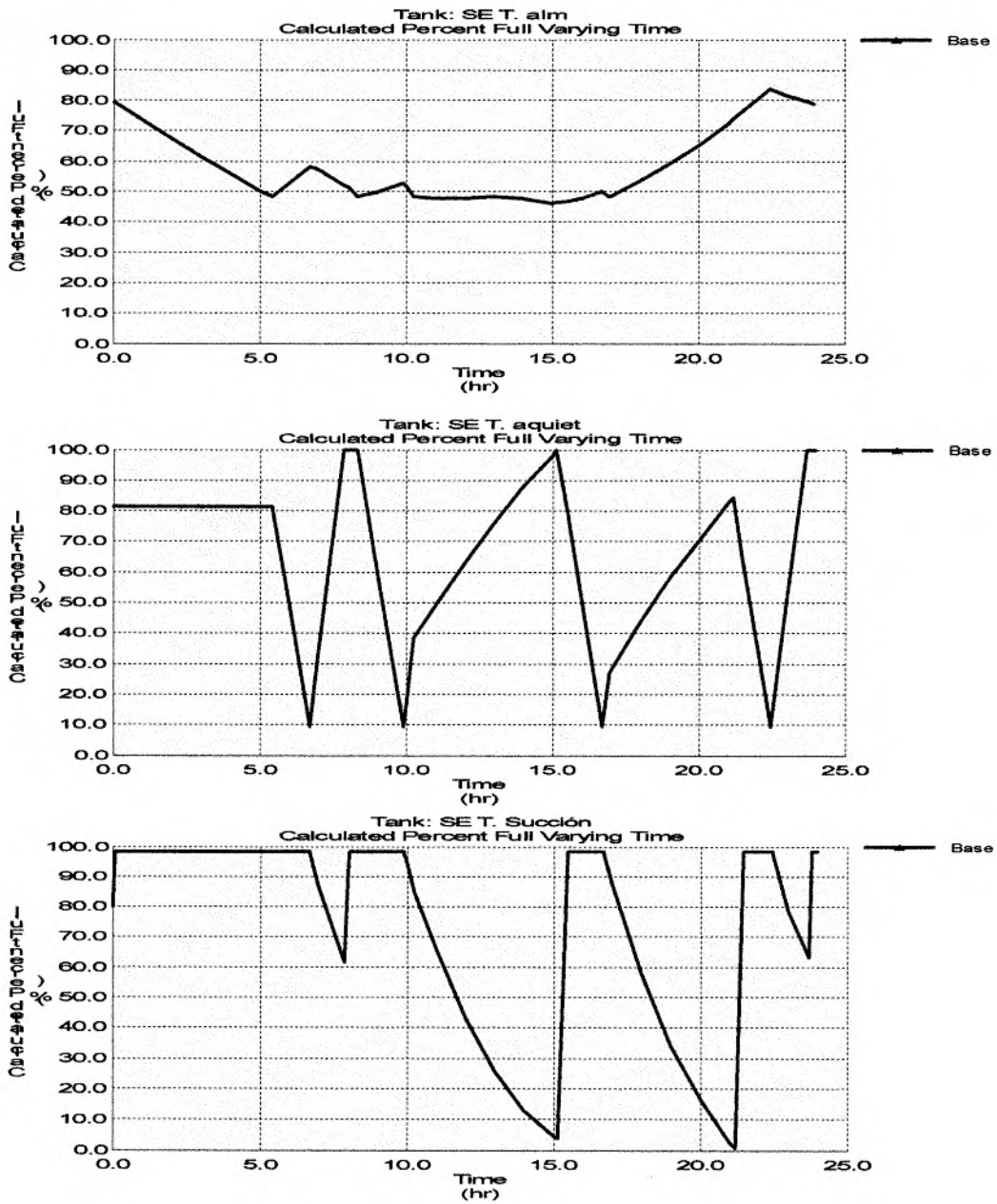
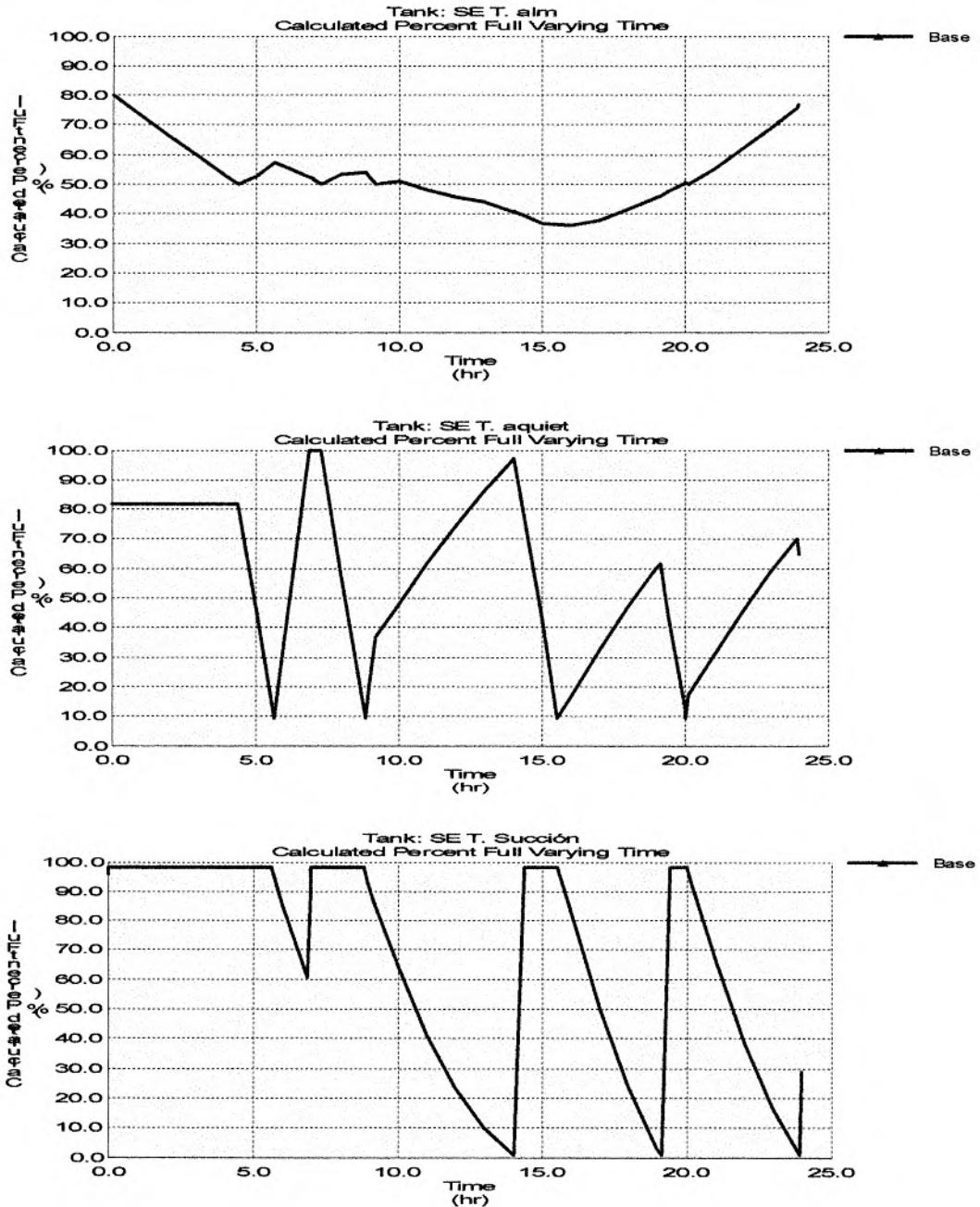


Figura 71. Comportamiento de los tanques de almacenamiento, aquietamiento y succión del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, y para el año 2010.

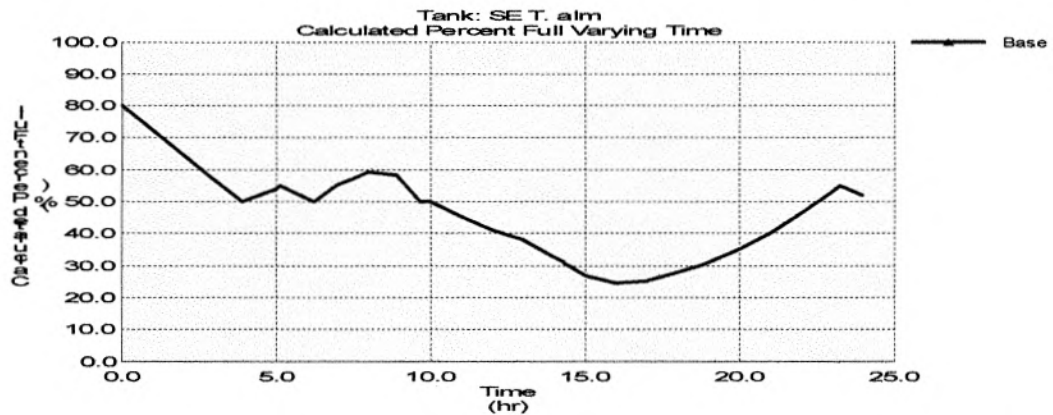


En ambas gráficas se ve el número de iniciadas de la bomba que es igual a cuatro, para completar un total de 13,88\* horas de operación. La planta opera 14,14 horas en el día a un caudal de 12,64\* L/s. Se concluye que el acueducto puede operar por más tiempo.

- Sistema proyectado al 2015:

Para el 2015 ocurre el mismo fenómeno que para el 2010, en el que la demanda es menor en relación a las capacidades del acueducto. Esta afirmación se demuestra en la Figura 72 correspondiente al tanque de almacenamiento:

Figura 72. Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015



En vista de que el tanque de almacenamiento termina muy por debajo de lo que inició, se muestra también la gráfica correspondiente a 10 días de demanda máxima seguidos (Figura 73) con el fin de mostrar la estabilización a la que llega el acueducto, aunque realmente no se estabilizaría sino que se recuperaría totalmente al tener una menor demanda en los días siguientes.

\* El reporte de la bomba y de la planta está en el ANEXO 42

Figura 73. Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena durante 10 días seguidos de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015.

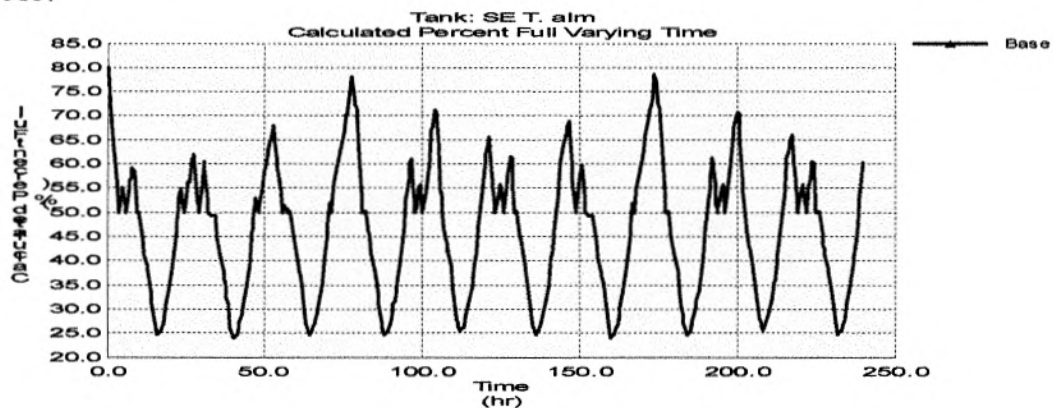
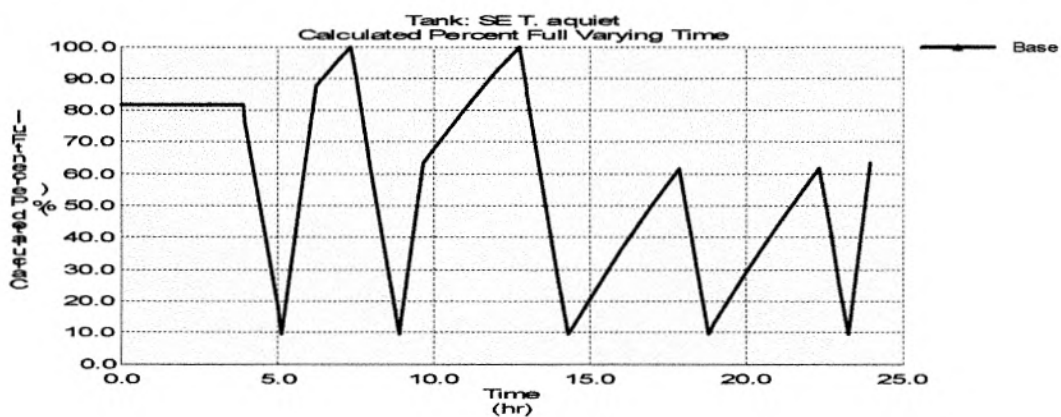


Figura 74. Comportamiento del tanque de aquietamiento del acueducto Multiveredal Santa Elena en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015



El número de arrancadas de las bombas aumenta a cinco y la operación en el día es de 13,96\* horas. La planta trata agua durante 16,2\* horas en el día.

\* Del reporte de resultados en el ANEXO 42.

## 10.2 MULTIVEREDAL PLAN-LLANO

Para esta alternativa la demanda de Plan-Llano es la misma que en la alternativa cero (ver Tabla 98), es decir, considerando las veredas El Plan, El Llano, Perico y La Meseta.

### 10.2.1 Hidrología

Para realizar la tabla de análisis de riesgo se utilizó la demanda igual a la suma de los caudales máximos diarios de las veredas El Plan, El Llano, Perico y La Meseta. Los caudales mínimos para cada período de retorno son los mismos que los utilizados en las alternativas anteriores. A continuación se muestra la tabla de análisis de riesgo.

Tabla 107. Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa 6.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		11,29	9,63	8,65	8,21	7,93	7,73	7,19
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	<b>2,33</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>50</b>
12,08	<b>8</b>	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
13,92	<b>13</b>	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
16,07	<b>18</b>	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

La quebrada San Pedro no tiene suficiente caudal para abastecer la demanda total de diseño (teniendo en cuenta las regulaciones ambientales). Perico y La Meseta tendrán restricciones en el servicio o, en algún caso, tendrán que desconectarse del sistema o aceptar tener una menor entrada de agua mientras el caudal de la fuente sea menor que el demandado; este tiempo es en porcentaje el 5% según la curva de duración de Plan-Llano.

Si se hiciera la tabla de riesgo con el caudal medio diario para Plan-Llano se obtendría un menor riesgo hidrológico, eliminando el factor de seguridad de las estructuras desde la captación hasta la impulsión; por lo tanto, se debería diseñar de manera que no se pierda agua en estas estructuras y sugerir un mayor control y mantenimiento.

### 10.2.2 Revisión de la infraestructura

Como se vio en la figura 57 tanto las tuberías de aducción como de impulsión son insuficientes para la demanda, razón por la cual tienen que ser modificadas.

En esta gráfica se puede ver claramente que en la aducción, el prefiltro y la impulsión, la demanda supera la capacidad máxima de las estructuras desde el 2002; este resultado se acerca bastante a la realidad ya que así en este momento el sistema esté funcionando y



todavía no hayan tenido que suspender el servicio, hay días en los que el bombeo se tiene que prender las 24 horas, lo que indica que las estructuras van a ser insuficientes en un tiempo corto. Con respecto al tanque de almacenamiento la decisión de hacer algún cambio en la estructura dependerá del riesgo que se quiera asumir ya que con un criterio el volumen es insuficiente y con la demanda es prácticamente igual a la capacidad del tanque para el período de evaluación.

La capacidad actual de la impulsión se ha visto reducida considerablemente debido a la carbonatación que ha sufrido la tubería. Este fenómeno hace que la capacidad cada vez sea menor; además, en este momento se encuentra prácticamente al límite de la demanda en 5,2 L/s. Debido a que este problema se presenta a lo largo de toda la tubería se decidió para esta alternativa reemplazarla por una tubería nueva de iguales especificaciones que la inicial que garantice la continuidad en el servicio para los usuarios; para esto se debe tener en cuenta que se debe garantizar que la carbonatación no se vuelva a presentar. Las condiciones de la tubería se presentan en la Tabla 108.

Tabla 108. Especificaciones de la tubería de impulsión de Plan-Llano para la alternativa 6

<b>Tramo</b>	<b>Material</b>	<b>Rugosidad absoluta (mm)</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Longitud (m)</b>
1	Acero	0,4	100	1488,79
2	PVC	0,122	100	672,94

La capacidad hidráulica de la aducción es 5,74 L/s, dicha capacidad es insuficiente incluso para el 2002 si se tiene en cuenta que esta estructura debe tener capacidad para el QMD; aun si se considerara que debe tener capacidad para el Qmd sería suficiente para abastecer la demanda. Teniendo en cuenta todo lo anterior se optó por cambiar el diámetro de los tramos dos y tres de la tubería. Las nuevas especificaciones se muestran a continuación:

Tabla 109. Nuevas especificaciones de la aducción de Plan-Llano para la alternativa 6

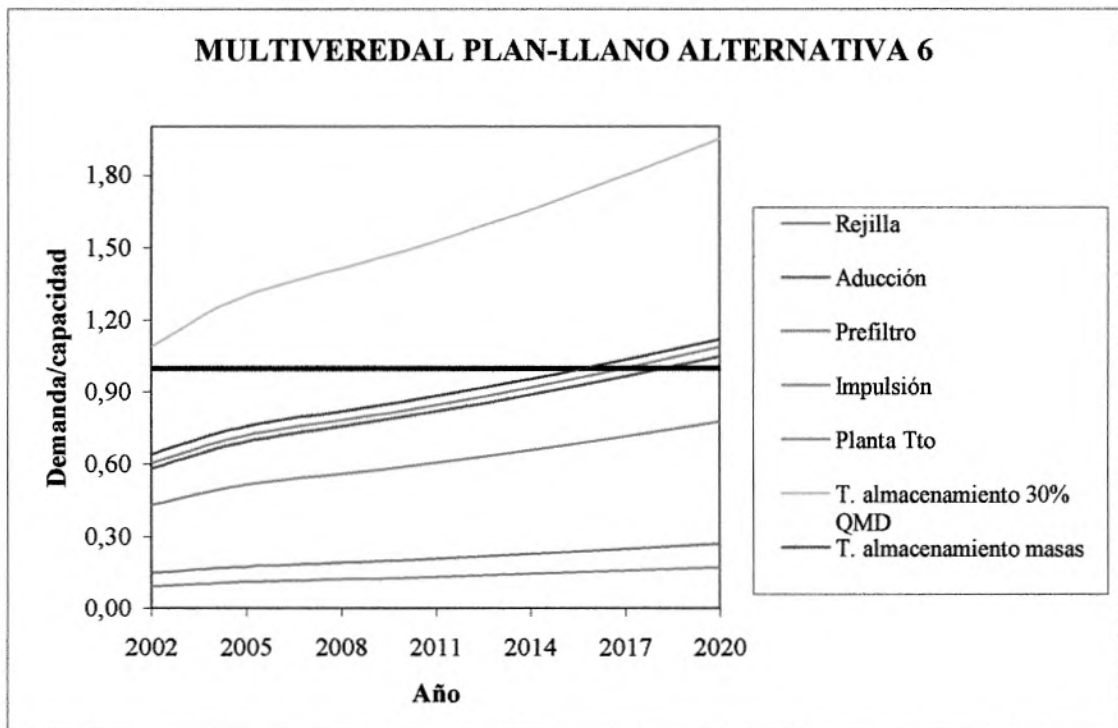
<b>Tramo</b>	<b>Material</b>	<b>Rugosidad absoluta (mm)</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Longitud (m)</b>
1	PVC	0,122	150	80
2	PVC	0,122	150	19,94
3	Acero	0,4	150	28,64



Con estas condiciones la capacidad hidráulica de la aducción es 8,9 L/s, que aunque no es suficiente para cumplir con el QMD en el 2015 si sobrepasa el caudal medio diario. Además dadas las condiciones de bombeo no se justifica hacer una ampliación mayor ya que el tanque de succión estaría siempre rebosando.

La Figura 75 muestra para la aducción y la impulsión que con los cambios efectuados, las estructuras tienen capacidad suficiente para el caudal demandado.

Figura 75. Capacidad de las estructuras hidráulicas con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la Alternativa 6.



Como se ve en la gráfica el tanque de almacenamiento con el criterio de 30% de QMD indica que el tanque de almacenamiento es insuficiente para la demanda; sin embargo, el método de curva de masas muestra que para el período de evaluación el tanque tiene capacidad suficiente.

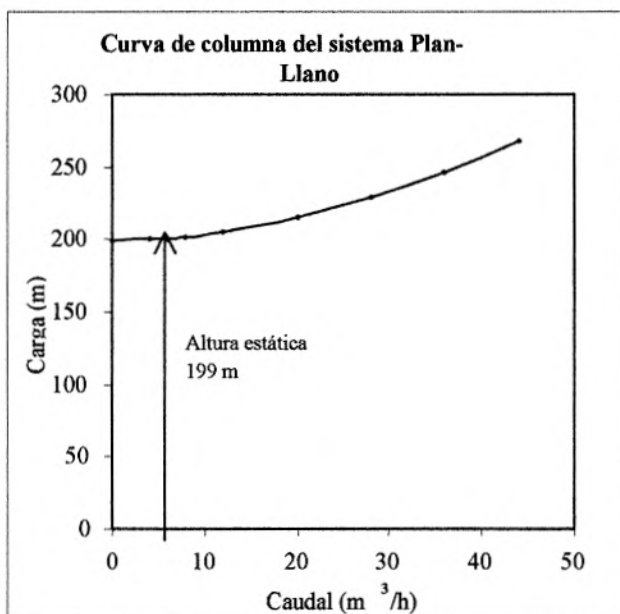
- Sistema de Bombeo

Para esta alternativa, donde la única modificación del sistema de bombeo se pretende efectuar en la impulsión del sistema Plan-Llano, se utiliza el procedimiento presentado en el capítulo de sistemas de bombeo, tanto para la obtención de la curva de columna del sistema como para la obtención del punto de operación de cada sistema.

Las curvas de columna de los sistemas Santa Elena y Las Flores es la misma que se presentó anteriormente en el capítulo correspondiente. Lo anterior se cumple también para estas veredas en lo que corresponde al punto de operación y condiciones de la bomba y por lo tanto no se presenta el procedimiento seguido para esta actividad ya que fue descrito previamente.

La curva del sistema optimizado se muestra en la Figura 76.

Figura 76. Curva del sistema Plan-Llano optimizado



Como se puede observar, comparando esta curva con la curva del sistema Plan-Llano en la alternativa 0, la modificación en la impulsión trae como consecuencia una curva con menores pendientes. Lo anterior genera como resultados un punto de operación del sistema de mayor caudal, menor altura dinámica total, y por ende un menor tiempo de bombeo y finalmente menor consumo de energía; lo que se podría definir como un sistema más eficiente.

La Tabla 110 presenta los datos y los resultados del análisis de consumo de energía.

El dato resaltado en la tabla es el punto de operación de la bomba después de la modificación de la alternativa 6, que se relaciona directamente con la potencia. Lo anterior indica que no sólo se bombea un mayor caudal sino que también se trabaja bajo una mayor eficiencia del motor.

Tabla 110. Energía consumida por el sistema de la alternativa 6

<b>Sistema</b>	<b>Santa Elena</b>	<b>Plan-Llano</b>	<b>Las Flores</b>
Año	2015	2015	2015
Qmd (m <sup>3</sup> /h)	37,97	29,25	4,20
Altura Estática (m)	159	199	69,00
Impulsor	185	165	214
Pérdidas (m)	27,07	35,56	21,43
Altura total (m)	186,07	234,56	88,98
Caudal (m <sup>3</sup> /h)	54,72	30,852	14,4
Eficiencia (n)	58%	55%	40%
Potencia mecánica (kW)	47,79	35,8	8,51
Tiempo de operación (h)	16,66	22,76	6,99
Energía (kWh/día)	795,91	815,07	59,49

### 10.2.3 Modelación

Para esta alternativa se corrige la limitación que estaba poniendo la tubería de impulsión cambiándola por una de igual diámetro pero totalmente nueva y suponiendo que se tomaron medidas de prevención para que no se repita el mismo proceso de carbonatación que la llevó al estado indeseable en el que está. Se cambió también la aducción, aumentando de diámetro una parte de la misma para garantizar que el caudal que llega al tanque de succión para las bombas es mayor que el que éstas requieren.

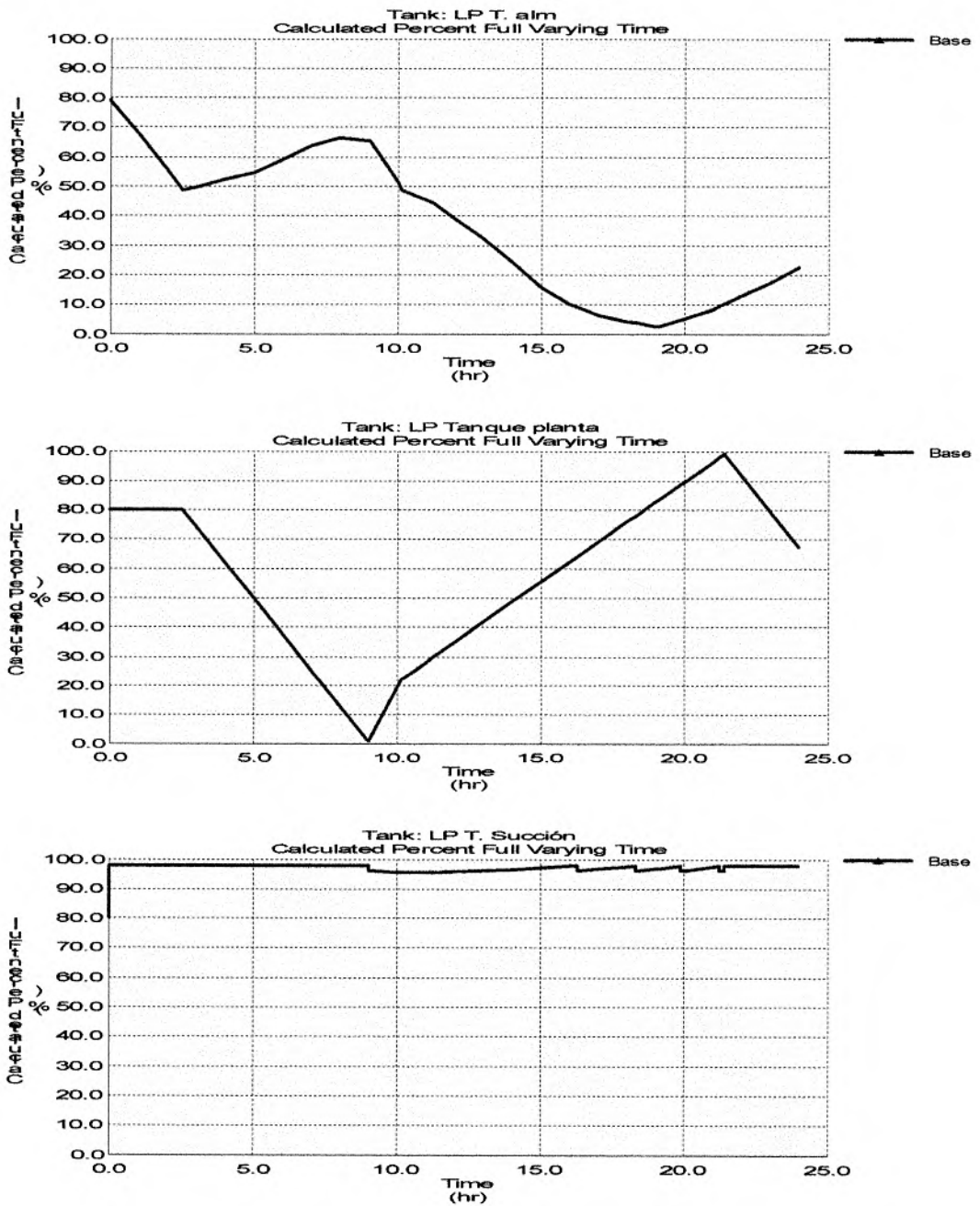
Se modeló con una capacidad de la bocatoma de 8,6 L/s correspondiente al caudal de bombeo; y de la planta de tratamiento de 7,3 L/s, valor un poco mayor que el Qmd para este periodo. Se asume que la administración garantiza que estas estructuras van a estar en un estado que permita operar con el caudal mencionado.

- Sistema en el 2002:

El esquema y el perfil son los mismos de la alternativa cero. En los datos de entrada al sistema, varió el coeficiente de pérdida de la tubería de impulsión pasando de  $K = 1800$  a  $K = 1,76$ ; lo que deja la impulsión en condiciones de permitir un caudal de bombeo de 8,6 L/s. Aparte de este, no hay más modificaciones en los datos de entrada.

Con estos cambios y las condiciones de demanda de este período, el sistema no presenta deficiencias, como se ve en la Figura 77.

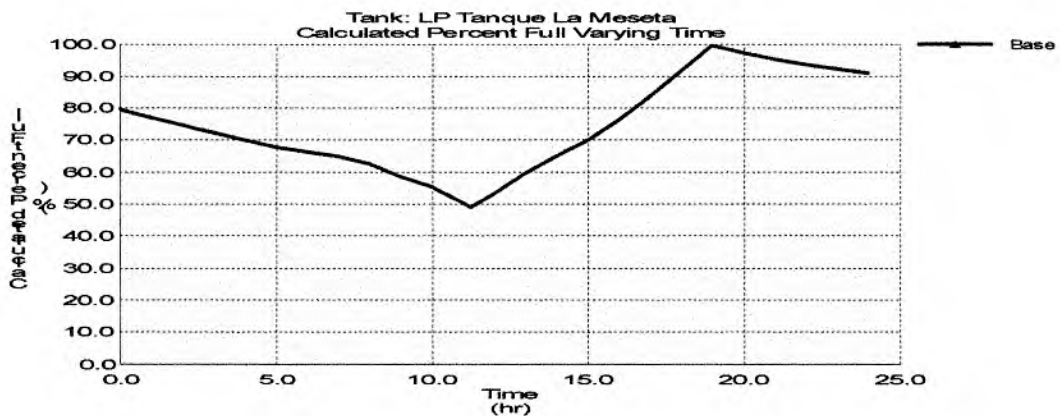
Figura 77. Comportamiento del tanque de almacenamiento, aquietamiento y succión, del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2002



Con el sistema de controles adoptado y el buen estado de la impulsión, las bombas se prenderían durante 12,38 horas\* a diferencia de 24 horas que se prendían en la alternativa cero, lo cual conduce a una reducción de alrededor del 50% en gastos en energía. Estos datos son comparables con los de la alternativa cero ya que para ambos casos las capacidades de tratamiento son iguales, y las de captación son iguales a la capacidad de bombeo para cada caso. La planta opera durante 20,35 horas\*. La gráfica muestra que el tanque alcanza un nivel muy bajo pero no llega al nivel mínimo de vórtice (que corresponde al 0% en la gráfica, las gráficas solo tienen en cuenta niveles útiles).

El bombeo de La Meseta se prende durante 7,76 horas en este día, haciendo que el tanque se comporte de la siguiente forma (Figura 78). El agua bombeada es agua tratada, por eso va de tanque a tanque.

Figura 78. Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2002



- Sistema proyectado al 2010:

Para el 2010 se tienen que aumentar las capacidades de captación y tratamiento, por eso, en este sistema es necesario que ya se haya cambiado previamente la aducción. En el modelo se puso la capacidad de captación igual a 8,6 L/s que es lo que se necesita para el bombeo, y la planta de tratamiento opera con una capacidad de 7,3 L/s, un poco mayor que el Qmd promedio entre Plan-Llano, Perico y La Meseta, que es igual a 7,13 L/s. La administración deberá garantizar que los filtros estén en condiciones de tratar al menos este caudal en todo momento.

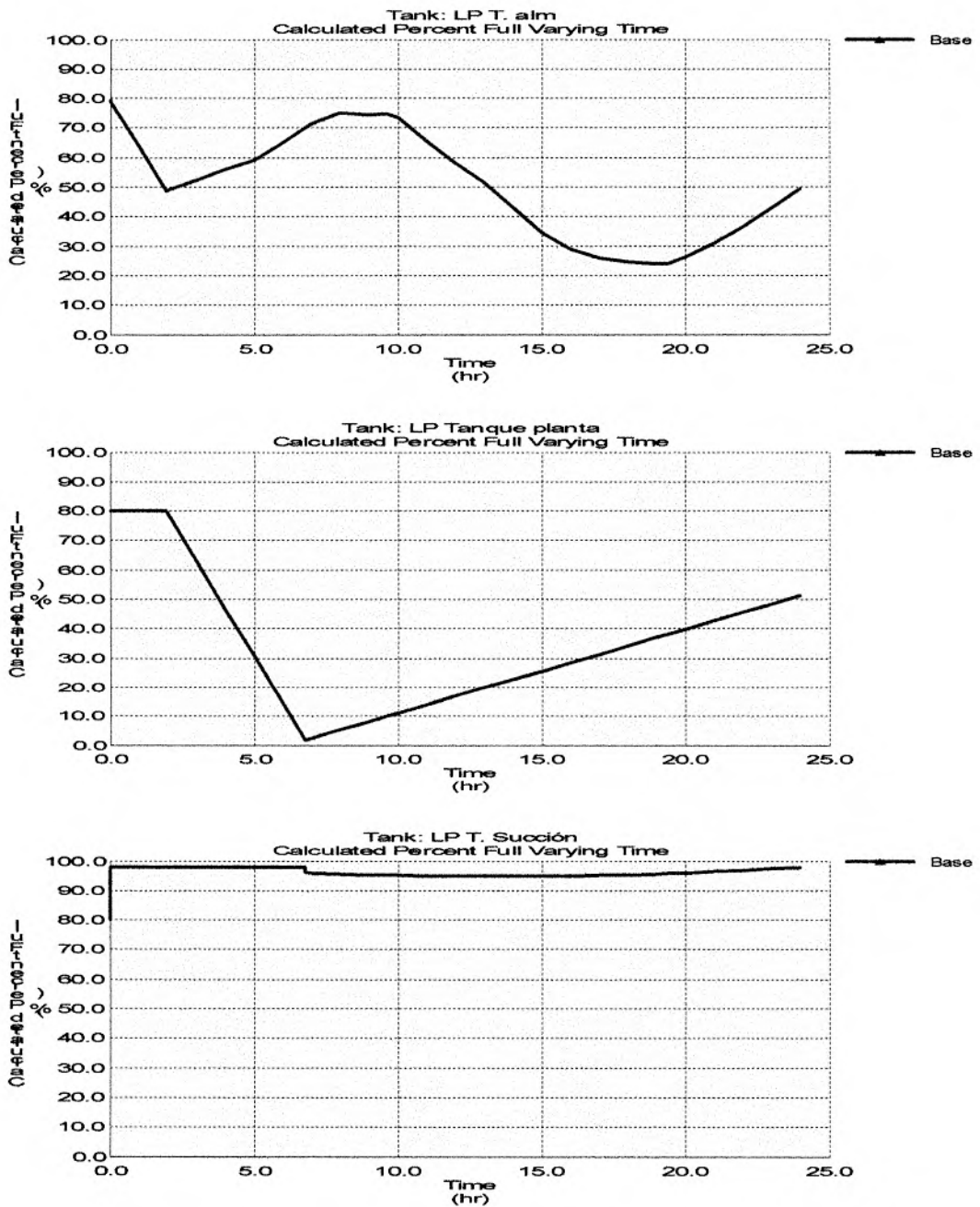
\* Ver los resultados para esta alternativa en el ANEXO 42.

\* Ver los resultados para esta alternativa en el ANEXO 42.

\* Del capítulo de demanda. Este valor es la sumatoria de las demandas de Plan-Llano, Perico y La Meseta.

A continuación se muestra la Figura 79 en la que están los niveles de los tanques que muestran el funcionamiento del acueducto.

Figura 79. Comportamiento de los tanques de almacenamiento, aquietamiento y succión del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010

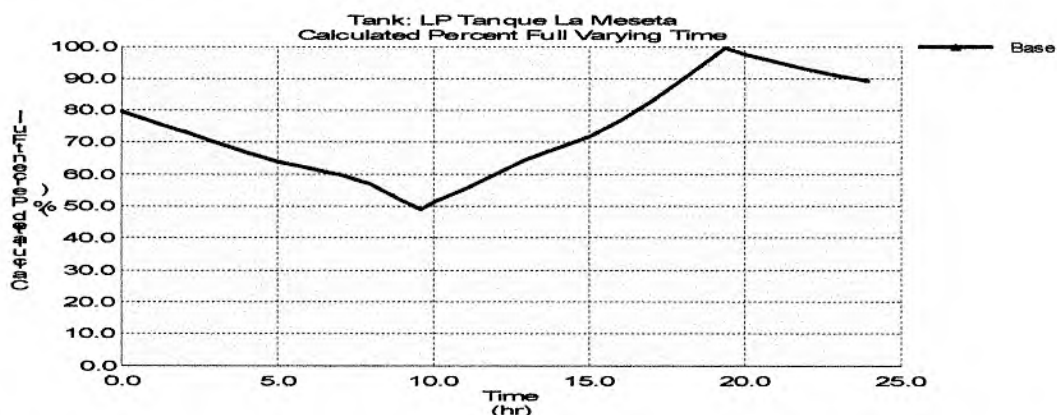




La gráfica del tanque de aquietamiento muestra que cuando se prende la bomba, el caudal bombeado es superior al tratado, por lo que el nivel se recupera y el bombeo no parará hasta que se llene este tanque. Si hay una capacidad de tratamiento menor, esta sería menor que el Qmd demandado y el sistema presentaría restricciones para satisfacer la demanda. Si hay una capacidad de tratamiento mayor, se vaciaría el tanque de aquietamiento cerrando el paso al tanque de almacenamiento hasta que el del filtro recuperara el nivel.

El tanque de almacenamiento de La Meseta no varía en su comportamiento ya que el tanque del Multiveredal Plan-Llano no se vació, como puede verse en la Figura 80.

Figura 80. Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010



De las tablas de resultados\* se encuentra que el total de horas bombeadas en el Multiveredal Plan-Llano en este período es de 17,22; a su vez, el bombeo para La Meseta opera durante 9,77 horas.

- Sistema proyectado al 2015:

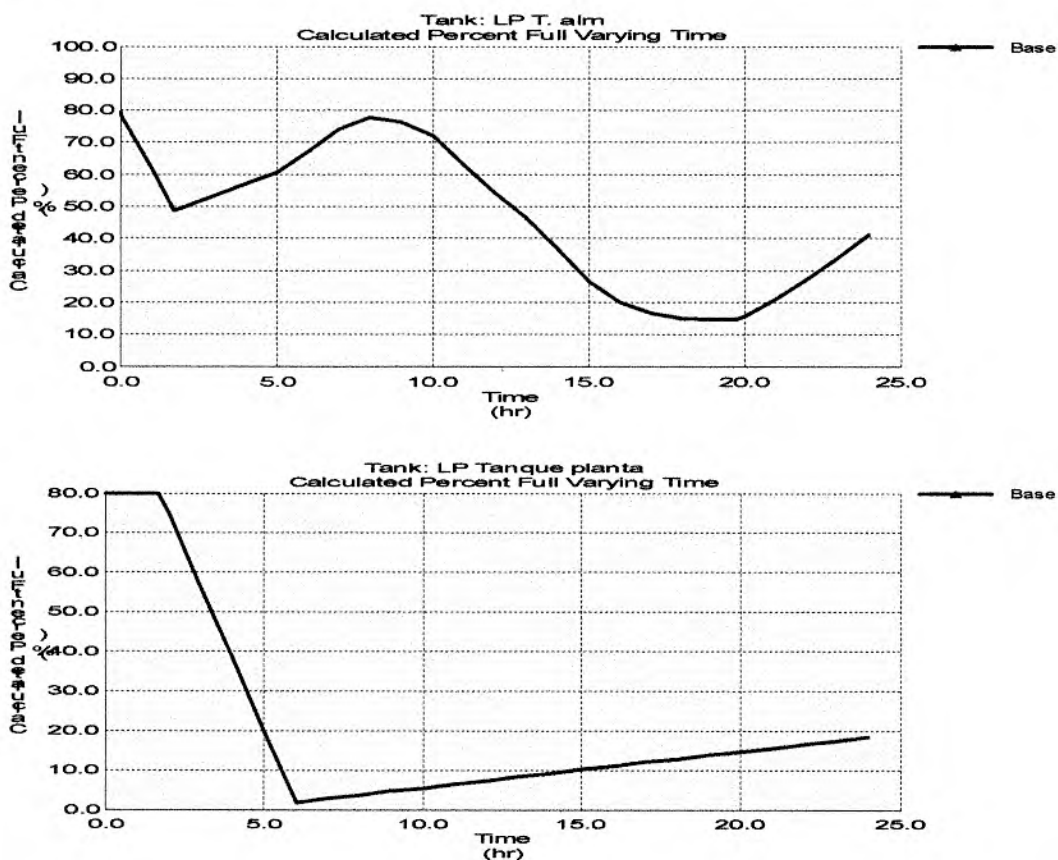
La demanda del Multiveredal Plan-Llano, de Perico y de La Meseta para este período es de 8,17 L/s\*\* promedio al día. Al igual que para el 2010, la capacidad de captación y de la aducción deben introducirse como mínimo con el valor de 8,6 L/s que es lo que se bombea. Para la planta de tratamiento, se asumió que trata 8,2 L/s, caudal muy cercano al medio y que por lo tanto debe garantizarse con el lavado regular de los filtros. La Figura 81 muestra el comportamiento de los tanques para este año.

\* Ver Anexo 42

\*\* Del capítulo de demanda. Este valor es la sumatoria de las demandas de Plan-Llano, Perico y La Meseta



Figura 81. Comportamiento del tanque de almacenamiento y de aquietamiento del acueducto Multiveredal Plan-Llano en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015



Como la planta se puso a que tratara un caudal muy parecido al medio diario, en éste que es el día de mayor demanda el nivel del tanque de almacenamiento se ve afectado de manera considerable pero no llega al punto de vaciarse. Es de esperar que en los días siguientes el tanque se recupere, como se muestra en la Figura 82, en la que se muestra la operación del acueducto para 5 días seguidos de máxima demanda. La gráfica muestra que el sistema no tiene problemas (hay que tener en cuenta que para el día siguiente las bombas iniciarán el día prendidas y permanecerían prendidas todo el día). Si no existen problemas para este año, tampoco deben presentarse cuando la demanda sea menor como lo es en los períodos anteriores (2002 y 2010).

El hecho de que el tanque alcance niveles bajos, no afecta al tanque que surte a la vereda La Meseta en este día, como lo muestra el gráfico de su tanque (Figura 83).

Figura 82. Comportamiento del tanque de almacenamiento del acueducto Plan-Llano durante cinco días seguidos de máxima demanda.

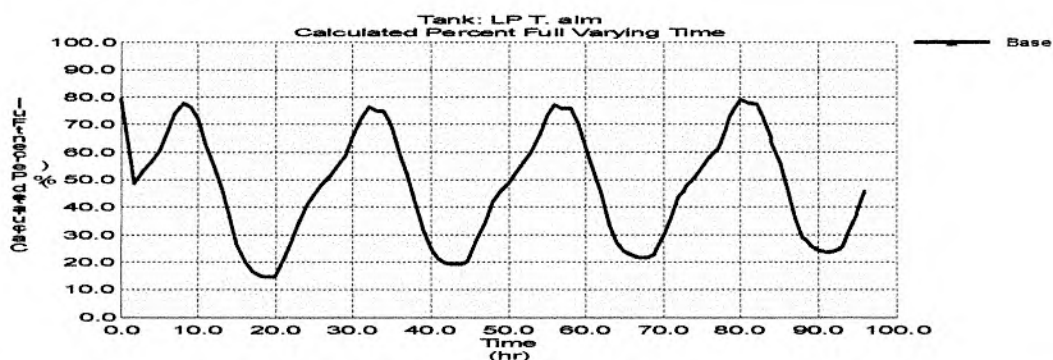
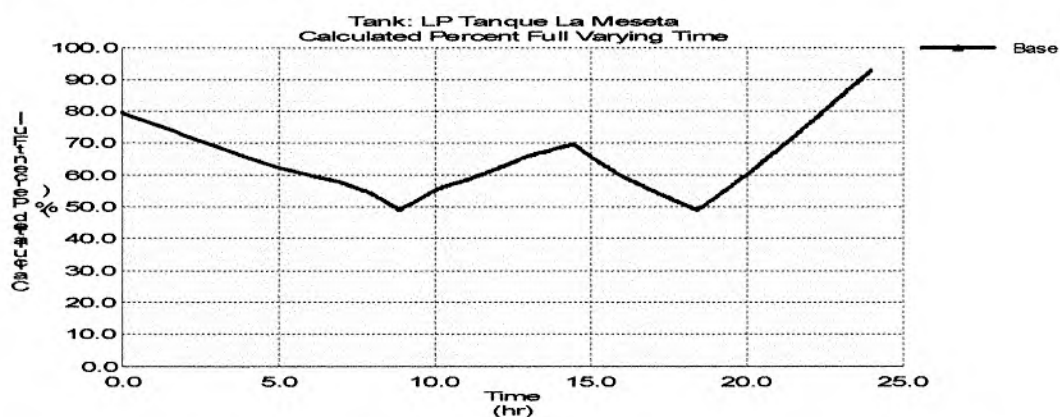


Figura 83. Comportamiento del tanque de almacenamiento de La Meseta en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2015



Como conclusión, el acueducto Multiveredal Plan-Llano, con los controles utilizados y abasteciendo a las veredas Perico y La Meseta, sería suficiente para abastecer la demanda en el año 2015 aunque se acerca al momento en que se presentarían problemas de abastecimiento del servicio de estas dos veredas. El sistema corrió adecuadamente en el programa.

### 10.3 ACUEDUCTO LAS FLORES

Para este sistema la demanda se presentó en la Tabla 101, que corresponde a la demanda en la alternativa cero, ya que cuando el sistema trabaja independientemente tiene la misma demanda que la alternativa de referencia, que es la cero.

### 10.3.1 Hidrología

En esta alternativa el embalse del acueducto Las Flores se comporta de igual forma que en la alternativa cero. Contrario a tener problemas, presenta capacidad adicional que se está desperdiciando.

### 10.3.2 Revisión de la infraestructura

En la evaluación de la alternativa cero se vio que las estructuras hidráulicas de este sistema son suficientes para la demanda que se espera en el último año de evaluación; por lo tanto no es necesario realizar ningún cambio.

### 10.3.3 Modelación

- Sistema en el 2002:

Los esquemas de planta y perfil para esta alternativa son los mismos que se mostraron en la alternativa cero, al igual que los datos de alimentación del sistema, ya que no se cambiará ninguna estructura para este año.

Los controles en el bombeo son acordes a los explicados al inicio de esta alternativa 6, y cambian con respecto a la alternativa anterior, ya que es necesario que éste funcione óptimamente (con el menor número de arranques de los motores). Como parte de la optimización del sistema, también es necesario que la planta de tratamiento (filtro lento) mejore su capacidad aforada (que se utilizó para la alternativa cero) para que sea suficiente para la demanda. En el modelo se aumentó la capacidad de la planta a 1,5 L/s asumiendo que la administración del acueducto velará porque la regularidad de la limpieza del filtro lento permita esta capacidad como mínimo.

En este año el acueducto se comporta muy bien, la capacidad es mucho mayor de la necesaria, y se puede operar con gran flexibilidad; lo cual se muestra gráficamente en la Figura 84, donde se presenta el comportamiento de los tanques.



podría mantener en un nivel medio superior al graficado siempre y cuando el tanque no rebose en los picos superiores de la gráfica.

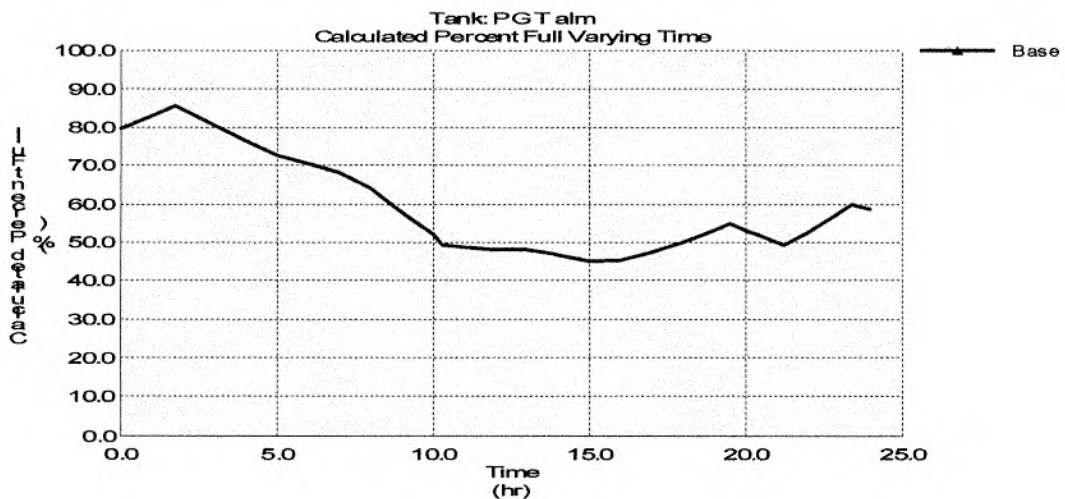
Del reporte de resultados\* del programa, se obtiene que la bomba requiere de tres arranques diarios con un total de tiempo de bombeo de 2,99 horas. Aunque la reducción en el número de arranques es muy significativa con respecto a la alternativa cero, lo que en realidad representa la optimización del sistema es la reducción de tiempo total de bombeo (con esta alternativa se bombea 1,84 horas menos que con la cero), que se traduce en ahorro de energía. La planta trabaja en total 15,04 horas durante el día y se vacía tres veces al día.

- Sistema proyectado al 2010:

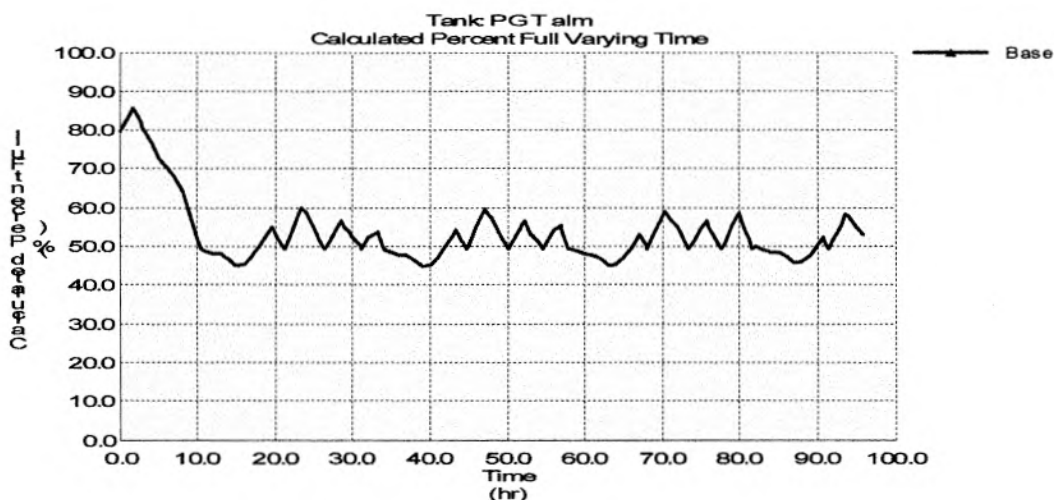
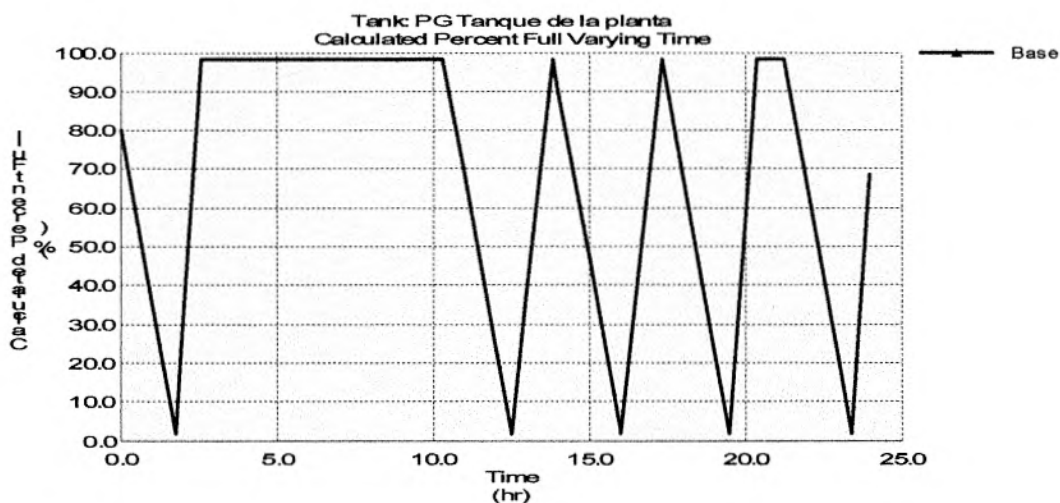
Los esquemas y los datos de alimentación son los mismos del año 2002, al igual que los controles para el bombeo y la planta de tratamiento.

La Figura 85 muestra el comportamiento de los tanques de almacenamiento y de la planta. Al igual que en el año 2002 el acueducto se comporta muy bien y permite flexibilidad en su manejo.

Figura 85. Comportamiento de los tanques del acueducto Las Flores en la alternativa 6, en el año 2010.



\* Ver Anexo 42



Al igual que en el año anterior, el tanque de almacenamiento pareciera tener tendencia a vaciarse en la gráfica de un día, pero en la de cuatro días se puede observar que sigue el mismo comportamiento cíclico con menor diferencia porcentual entre el menor y el mayor nivel; esto quiere decir que el tanque se mantiene en un nivel relativamente constante, el cual depende únicamente del momento en que se decida dejar pasar el agua desde la planta.

El bombeo se prende cinco veces diarias un tiempo total de 4,90 horas, que sigue siendo un tiempo bajo para el año 2010. La planta de tratamiento se vacía 5 veces al día y trabaja durante 13,11 horas en total.

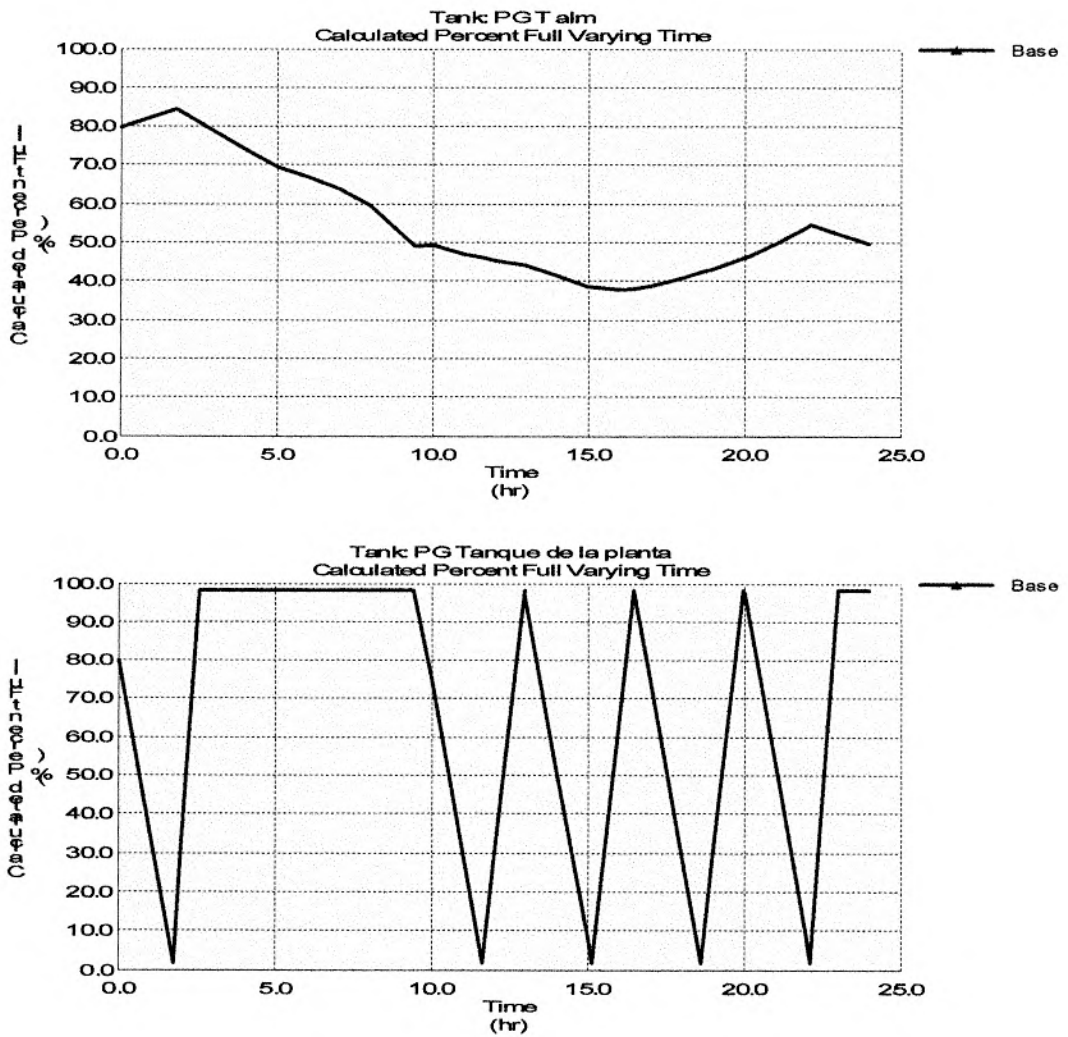


- Sistema proyectado al 2015:

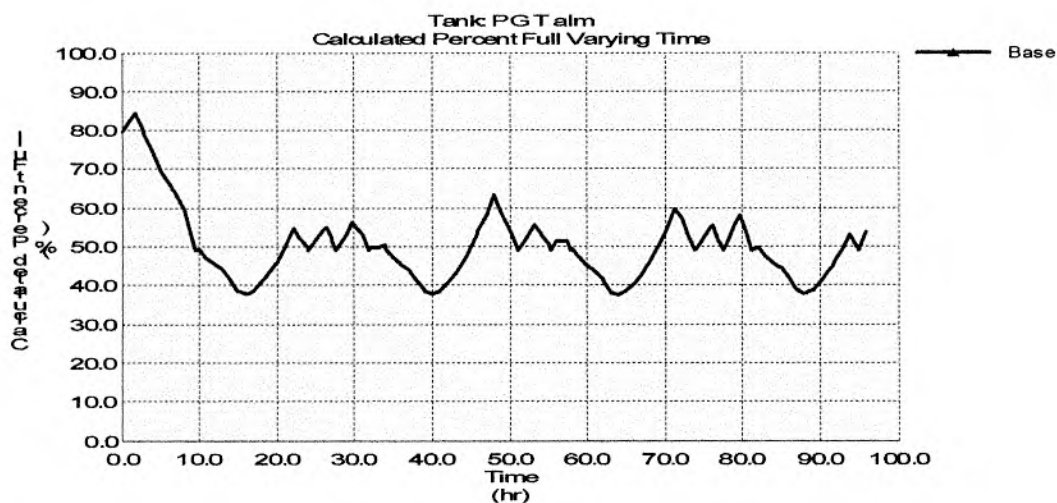
En este año no hay cambios en los esquemas ni en los datos de alimentación y los controles utilizados son los mismos de los años anteriores.

En la Figura 86 se muestra el comportamiento de los tanques de almacenamiento y de la planta.

Figura 86. Comportamiento de los tanques del acueducto Las Flores en la alternativa 6, en el año 2015.







El tanque de almacenamiento se comporta de una forma cíclica en este año, aprovechando en general sólo el 25% de su altura. El bombeo se prende 5 veces diarias y trabaja 5,66 horas en total. La planta de tratamiento trabaja 14,44 horas y se vacía 5 veces al día. Según las gráficas anteriores este sistema tiene capacidad suficiente y podría funcionar por más tiempo.

#### 10.4 MAZO

Como se vio en la Alternativa cero, la fuente de este acueducto es insuficiente para la demanda en algunas épocas del año. Dado esto, no hay forma de que mejorando la operación del acueducto sea suficiente; lo que sí puede hacerse, es iniciar una campaña de educación para que la población reduzca el consumo. Suponiendo que se pone en marcha una campaña de este tipo, se asumió que el consumo se iguala al de los usuarios de Las Flores (que son los que tienen el menor consumo entre las veredas estudiadas), y se obtuvo que con este consumo la nueva demanda para este sistema, que se muestra en la Tabla 111.

Tabla 111. Demanda para el sistema Mazo para la alternativa 6

Año	Qmd (L/s)	QMD (L/s)
2002	0,49	0,67
2005	0,60	0,81
2010	0,77	1,05
2015	0,94	1,28

#### 10.4.1 Hidrología

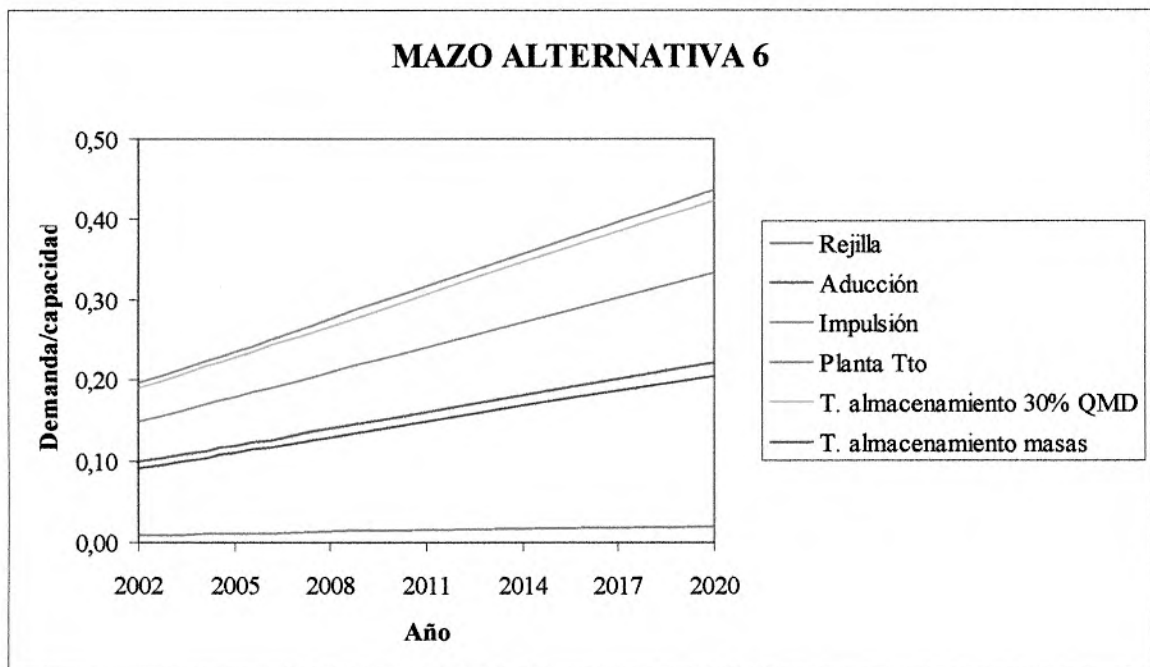
El agua de la fuente es igual a la demanda para esta alternativa en el año 2005, gracias a las medidas tomadas. A partir de este año se tomarán medidas para limitar el número de usuarios en el sistema, de manera que la demanda sea igual a la oferta de agua.

#### 10.4.2 Revisión de la infraestructura

En la alternativa cero se pudo ver que las estructuras hidráulicas de Mazo son suficientes; sin embargo, en este sistema se vienen presentando fugas entre la planta de tratamiento y los tanques de almacenamiento. Este problema ha hecho que la comunidad tome la decisión de no seguir clorando el agua, por lo tanto la calidad de ésta no es la adecuada. Esta alternativa considera entonces, hacer los arreglos en la tubería de conducción para solucionar el problema de fugas y así implementar nuevamente la cloración y garantizar la calidad del agua a los usuarios de este sistema.

En la Figura 87 se relacionan las capacidades hidráulicas del sistema existente con la demanda que se considera para este sistema en esta alternativa.

Figura 87. Capacidad de las estructuras hidráulicas con respecto a la demanda en el acueducto Mazo para la Alternativa 6.



Como se puede observar las estructuras del sistema Mazo tienen capacidad suficiente para atender la demanda de esta alternativa.

#### 10.4.3 Modelación

Con el arreglo de las fugas se puede clorar de nuevo y por ende la calidad del agua suministrada mejora. El problema ahora es la fuente, ya que hay momentos durante el año en que no es suficiente para abastecer al acueducto con el Qmd.

- Sistema en el 2002:

El esquema es el mismo que para la alternativa cero, al igual que el perfil. Lo único que varía en los datos de entrada es que se le eliminan las fugas al sistema.

Los controles del sistema no varían respecto a los de la Alternativa cero, por lo que no hay optimización en la operación. No existe ahorro en energía ya que no hay bombeo. El sistema funciona mejor eliminando las fugas, permitiendo que el tanque de almacenamiento no baje su nivel hasta donde baja en la alternativa cero, que es un nivel que garantiza seguridad en su funcionamiento.

- Sistema proyectado al 2010:

El esquema de este sistema cambia debido al tanque que se está construyendo que para este año ya estará terminado y en operación. Los usuarios cercanos a la planta utilizarán este tanque nuevo. El nuevo esquema se muestra en la Figura 88, y los datos para este tanque están en Figura 88.

Para el 2010, el sistema ya contará con el tanque que actualmente se está construyendo con el fin de suplir a los usuarios hoy conectados antes del tanque de almacenamiento y que además mejora las condiciones de presión para los mismos. Por lo tanto, de la planta de tratamiento salen dos tuberías: una hacia el nuevo tanque y otra hacia el tanque de almacenamiento que siempre ha existido. Como la planta se modela mediante una válvula de control de flujo (FCV) pero el programa no permite que de una FCV salgan dos tuberías, se puso una tubería hasta un nudo virtual inmediatamente después de la planta y desde el cual hay una bifurcación hacia los dos tanques (ver esquema para mayor claridad).

El tanque de almacenamiento en construcción se encuentra sobre la misma cota en que está la planta de tratamiento. Para el programa restringir el flujo de la planta mediante una válvula de control de flujo, crea unas pérdidas que no son las reales debidas a la planta (son de casi 4 m mientras que las pérdidas reales no pasan de los 30 cm). Por esta situación, al correr el programa había flujo invertido; lo cual solo se pudo evitar asumiendo que dicho tanque está construido en una cota 4 m inferior a la de la planta. Esta asunción es solo un artificio para modelar el sistema lo más real posible, y no lleva a errores de ningún tipo. Para garantizar que cuando un tanque se llena la planta le sigue

enviando todo el caudal al otro, se ponen controles a las tuberías que llevan a cada tanque de manera que se cierran cuando el tanque está lleno, y que se vuelvan a abrir cuando el tanque vuelva a bajar de nivel.

Figura 88. Esquema del acueducto de Mazo en el 2010 y 2015

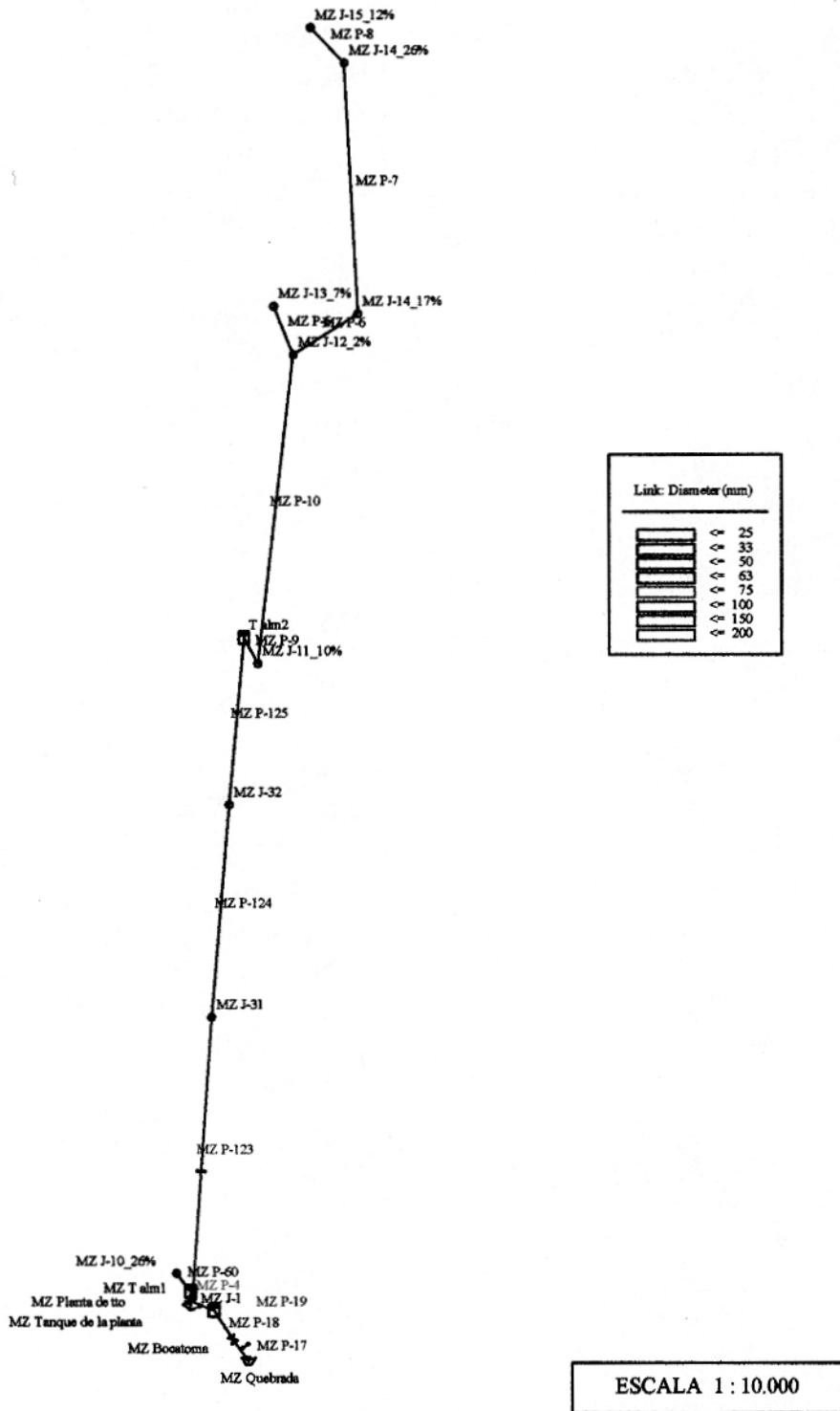


Tabla112. Datos introducidos para el acueducto de la vereda Mazo

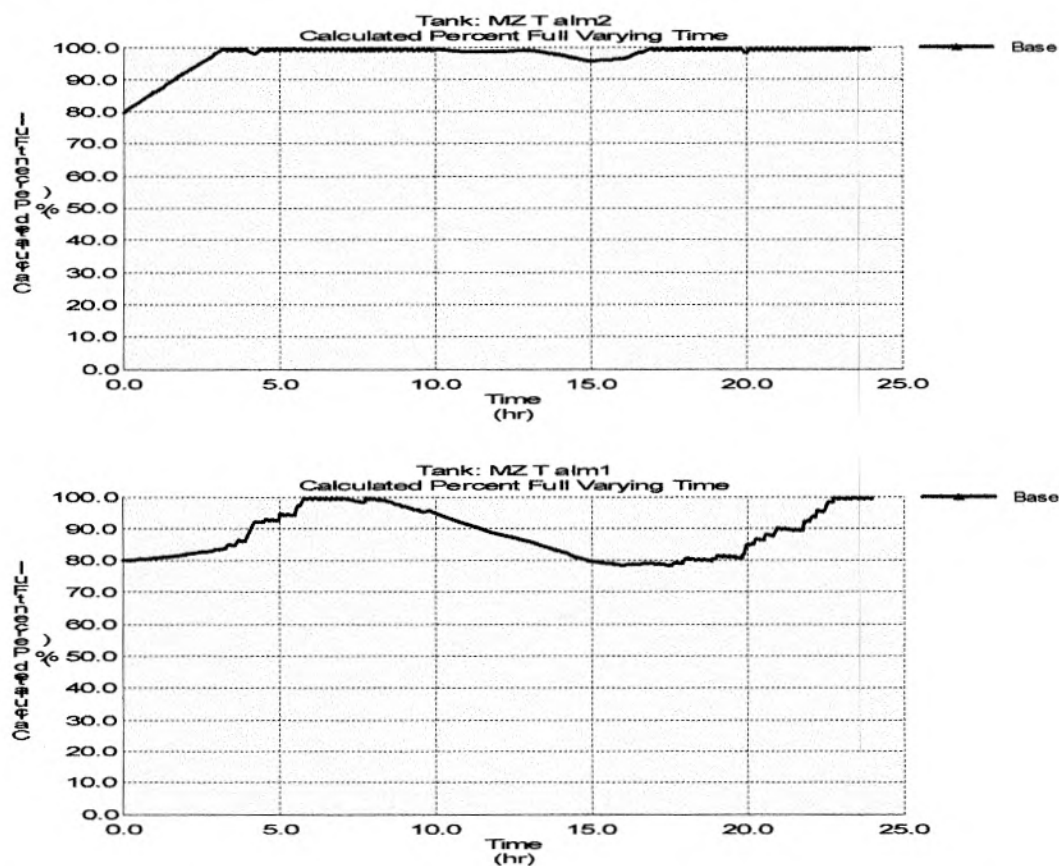
Fuente	
Node Label	MZ Quebrada
Reservoir Surface Elevation (m)	2.485,00

Tanques			
Node Label	MZ T alm1	T alm2	MZ Tanque de la planta
Base Elevation (m)	2.475,60	2.473,00	2.480,90
Minimum Level (m)	0	0	0
Initial Level (m)	2	1,6	1,14
Maximum Level (m)	2,5	2	1,42
Tank Area (m <sup>2</sup> )	13	706,9	10
Total Storage Capacity (m <sup>3</sup> )	32,4	1.413,72	14,2

Válvulas		
Link Label	MZ Planta de tto	MZ Bocatoma
Initial Flow Setting (l/s)	2,5	5,53

Suponiendo que el día de máxima demanda la fuente no es la falencia, se puso una capacidad de captación de 5,53 L/s que fue la utilizada en la alternativa cero. Se tienen los niveles en los tanques que muestra la Figura 89 (El tanque 1 es el nuevo, el 2 es el que siempre ha existido).

Figura 89. Comportamiento de los tanques de almacenamiento del acueducto Mazo en el día de mayor demanda, en la alternativa 6, para el año 2010



De las gráficas de los tanques puede concluirse que si el acueducto cuenta con la fuente necesaria, las estructuras tienen la capacidad para permitir el funcionamiento adecuado del sistema.

- Sistema proyectado al 2015:

Ocurre el mismo fenómeno que en el 2010, en donde si la fuente es suficiente las estructuras no limitan el suministro del agua a la población. Su comportamiento se muestra en la Figura 90.





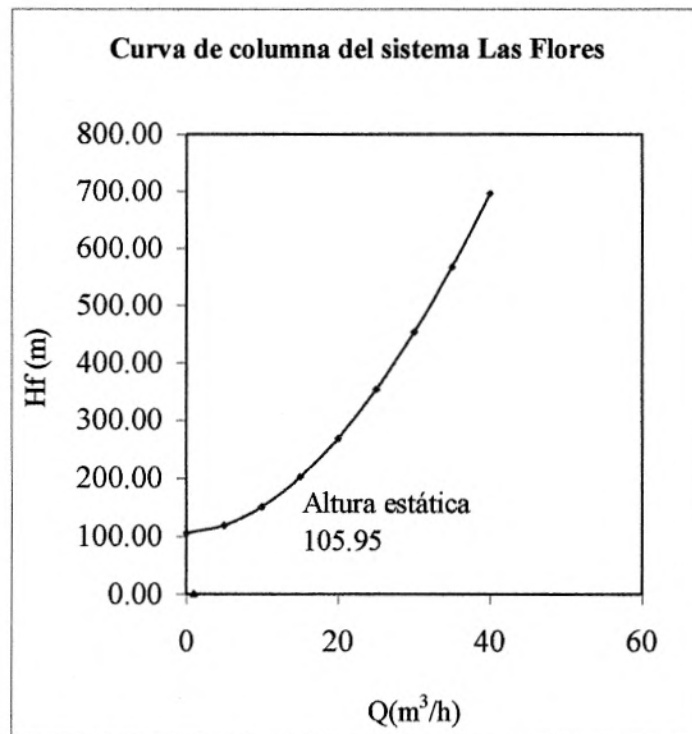
## 11. EVALUACIÓN TÉCNICA Y MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA 3-4

Esta alternativa consiste en que el acueducto Multiveredal Santa Elena surta al 32% de los usuarios de Plan-Llano que son los que puede abastecer de acuerdo con la cota en que se encuentran, en que el agua que llega al acueducto Las Flores venga de la quebrada Santa Elena utilizando el bombeo del Multiveredal Santa Elena, y que el agua para el acueducto de Mazo venga del embalse Las Flores desde donde puede venir por gravedad y que resuelve los problemas de la fuente de Mazo.

Con esta alternativa se busca generar una disminución en el consumo total de energía de los sistemas en estudio bajo las condiciones establecidas en la alternativa.

La alternativa se basa en la teoría de dos columnas de descarga, descrita en el Capítulo 4, con la diferencia de la curva de columna del sistema Las Flores, ya que en este caso las alturas son las de la tubería de conexión de diseño para la interconexión de agua cruda. La curva de columna de este sistema para esta alternativa es como se muestra en la Figura 91.

Figura 91. Curva de columna del sistema Las Flores según la alternativa 3-4



Esta curva es mucho más pendiente que la curva del mismo sistema en la alternativa 0 ya que varían las condiciones de la tubería de impulsión, sin embargo, esto no es una desventaja a la hora de la conexión con el sistema combinado de dos columnas de descarga, ya que como se puede ver a continuación, lo importante es que sea posible el bombeo hacia los sistemas involucrados y además que se mantengan las proporciones necesarias de caudal bombeado, es decir, que en el sistema combinado se distribuya caudal hacia los sistemas, proporcional a sus necesidades.

Se obtiene la ecuación de la curva compuesta tal como se describió en el capítulo de sistemas de bombeo y se superpone con la curva de la bomba de Santa Elena que opera actualmente. La curva resultante se puede observar en la Figura 92.

La ecuación más aproximada de la curva compuesta es la siguiente:

$$H_f = 0.64 \cdot Q^{1.851} + 106 + 0.02 \cdot Q^{1.851} + 159$$

El punto de operación es:

$$H = 182 \text{ m}$$

$$Q = 64 \text{ m}^3/\text{h} = 17,78 \text{ L/s}$$

En la Figura 93 se obtienen los caudales de bombeo que llegan a cada acueducto con los procedimientos descritos en el capítulo de sistemas de bombeo.

$$\text{Santa Elena: } 51 \text{ m}^3/\text{h} = 14,16 \text{ L/s}$$

$$\text{Las Flores: } 13 \text{ m}^3/\text{h} = 3,61 \text{ L/s}$$

A partir de estos caudales se pasa al análisis del comportamiento de este bombeo:

El sistema Las Flores bombea bajo estas condiciones menos tiempo que Santa Elena y por lo tanto se tendría que acondicionar una válvula de cierre en la bifurcación de ambas tuberías para permitir todo el paso de agua hacia la Planta de Santa Elena cuando el sistema de acueducto Las Flores no necesite mas volumen de agua en los tanques. En ese momento la potencia instantánea es la correspondiente al sistema de bombeo de Santa Elena por separado teniendo en cuenta que el caudal medio diario aumentó con el 32 % de los usuarios de Plan-Llano.

El cálculo de energía es el siguiente:

Figura 92. Curva del sistema de dos columnas de descarga de la Alternativa 3-4 y punto de bombeo

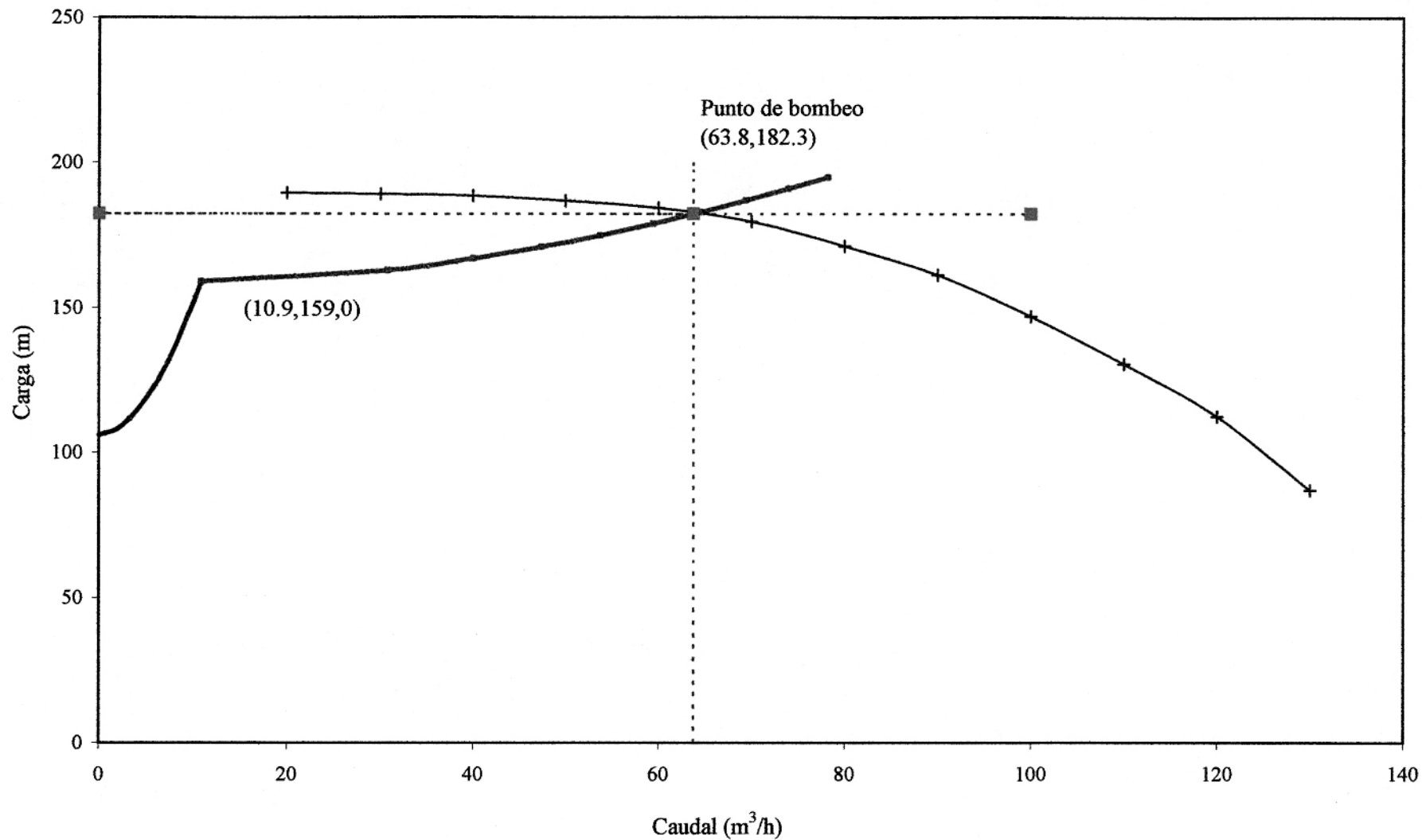
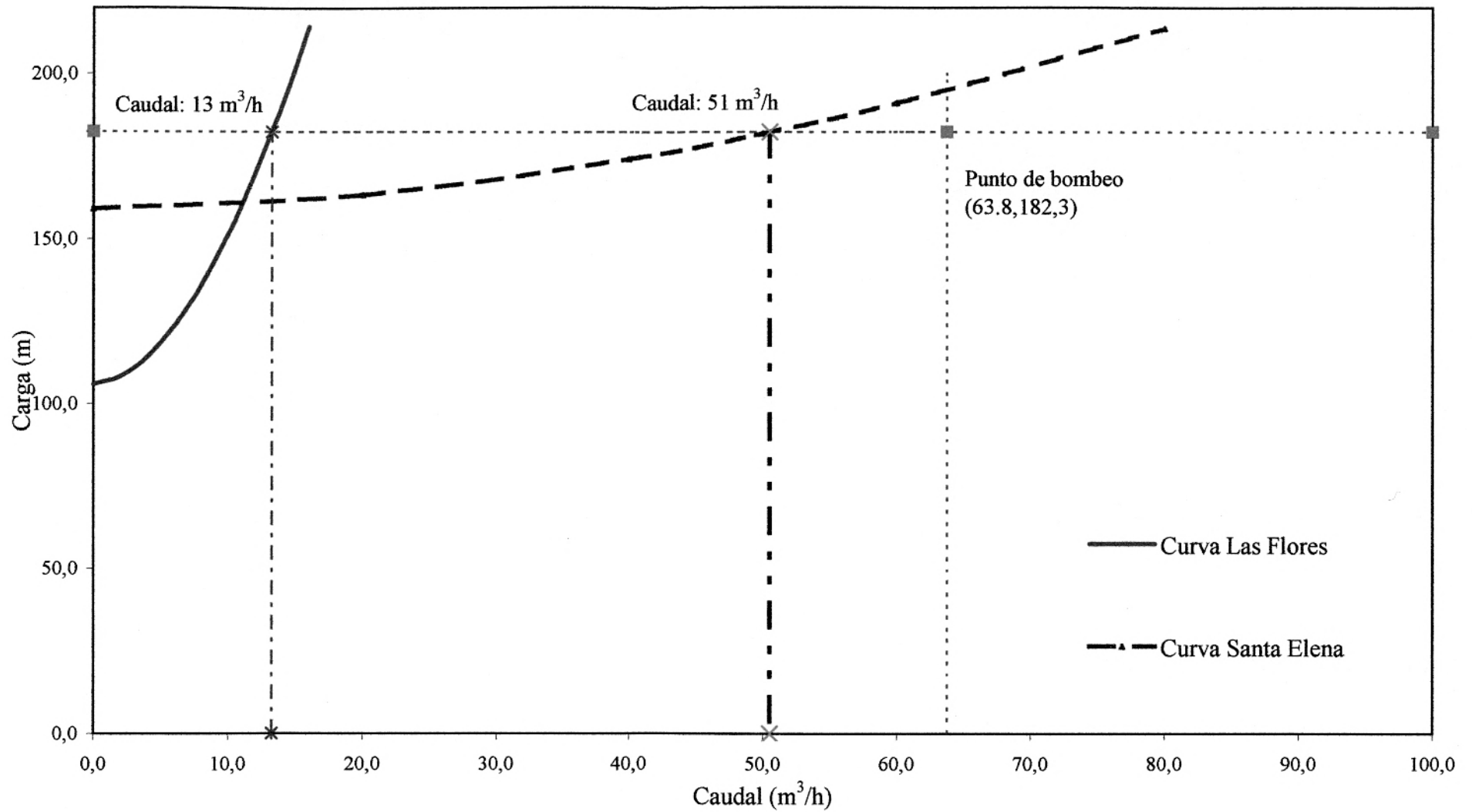


Figura 93 . Caudales de bombeo en el sistema de dos columnas de descarga Alternativa 3-4



- Se obtiene el tiempo de bombeo necesario para el sistema Las Flores para cada caudal medio diario de todos los años del período de diseño, con la ecuación:

$$T_{bombeo} = \frac{Q_{md} \cdot 24h}{Q_{bombeo}}$$

donde:

$T_{bombeo}$ : tiempo diario de bombeo (h)

$Q_{md}$ : Caudal medio diario ( $m^3/h$ )

$Q_{bombeo}$ : Caudal bombeado a cada sistema por el sistema combinado ( $m^3/h$ )

- El tiempo de bombeo hacia Santa Elena es entonces, el volumen necesario diario ( $Q_{md}$  multiplicado por 24 horas), menos el volumen bombeado con la operación del sistema combinado, dividido el caudal de bombeo del sistema separado (cuando se cierre la salida de agua hacia Las Flores el sistema de Santa Elena operaría como lo hace actualmente ya que su impulsión no sería modificada)
- El cálculo de la energía mientras opere el sistema combinado corresponde a la potencia relacionada a la curva compuesta, multiplicada por el tiempo durante el cual se trabaje de esta forma y el cálculo de energía para el resto de bombeo necesario en Santa Elena se obtiene con la potencia del sistema separado (con la válvula de salida hacia Las Flores cerrada) multiplicada por el tiempo explicado en el párrafo anterior.

En las siguientes tablas se muestran los resultados parciales y totales del procedimiento descrito anteriormente.

Tabla 113. Potencias involucradas en el sistema de dos columnas de descarga

Sistema combinado		Sistema Santa Elena individual	
Q bombeo ( $m^3/h$ )	64	Q bombeo ( $m^3/h$ )	55
Altura bombeo (m)	182	Altura bombeo (m)	186
Potencia (kW)	50,23	Potencia (kW)	47,79

Tabla 114. Tiempos de bombeo y energías consumidas del sistema de dos columnas de descarga año por año.

Sistema	Sistema combinado		Sistema Santa Elena +32% de Plan-Llano cuando se cierra la válvula	
	Tiempo bombeo (h/día)	Energía (kwh/día)	Tiempo bombeo (h/día)	Energía (kwh/día)
2002	4,99	250,84	8,99	429,59
2003	5,20	260,95	9,17	438,39
2004	5,40	271,06	9,37	447,89
2005	5,60	281,16	9,59	458,09
2006	5,80	291,26	9,81	469,00
2007	6,00	301,35	10,06	480,64
2008	6,20	311,43	10,32	493,01
2009	6,40	321,52	10,59	506,11
2010	6,60	331,59	10,88	519,97
2011	6,80	341,66	11,19	534,58
2012	7,00	351,73	11,51	549,96
2013	7,20	361,79	11,85	566,11
2014	7,40	371,85	12,20	583,05
2015	7,60	381,90	12,57	600,78

Tabla 115. Tiempos de bombeo y energía consumida del sistema Plan-Llano en la alternativa 3-4 año por año

Sistema	68% Plan-Llano, Perico y La Meseta	
Año	Tiempo bombeo (h/día)	Energía (kWh/día)
2002	12,77	457,22
2003	13,06	467,89
2004	13,39	479,59
2005	13,75	492,32
2006	14,13	506,08
2007	14,54	520,87
2008	14,98	536,69
2009	15,45	553,54



<b>Sistema</b>	<b>68% Plan-Llano, Perico y La Meseta</b>	
2010	15,95	571,42
2011	16,48	590,33
2012	17,04	610,28
2013	17,62	631,25
2014	18,24	653,25
2015	18,88	676,28

Tabla 116. Ahorro de energía del sistema de la alternativa 3-4 con respecto a la alternativa 6.

<b>Año</b>	<b>kWh / año ahorrados</b>	<b>Porcentaje de ahorro</b>
2002	10673,54	2,6%
2003	11253,66	2,6%
2004	35730,69	8,2%
2005	38918,63	8,7%
2006	42200,76	9,1%
2007	45578,08	9,6%
2008	49051,63	10,0%
2009	52622,45	10,4%
2010	56291,61	10,8%
2011	60060,21	11,2%
2012	63929,35	11,6%
2013	67900,18	11,9%
2014	71973,85	12,3%
2015	76151,53	12,6%

## 11.1 MULTIVEREDAL SANTA ELENA

La demanda que debe abastecer el acueducto de Santa Elena varía para esta alternativa ya que hasta la etapa de bombeo, la demanda está compuesta por la demanda del acueducto Las Flores, el 32% de los usuarios de Plan-Llano y los usuarios del Multiveredal Santa Elena y, después del bombeo, se reduce a los usuarios de Santa Elena y el 32% de Plan-Llano. La demanda proyectada es la siguiente:

Tabla 117. Demanda del sistema Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4

Año	Hasta el bombeo		Desde el bombeo	
	QMD (L/s)	Qmd (L/s)	QMD (L/s)	Qmd (L/s)
2002	12,51	9,32	11,32	8,55
2005	13,53	10,06	12,19	9,20
2010	15,38	11,42	13,80	10,41
2015	17,45	12,94	15,63	11,78

### 11.1.1 Hidrología

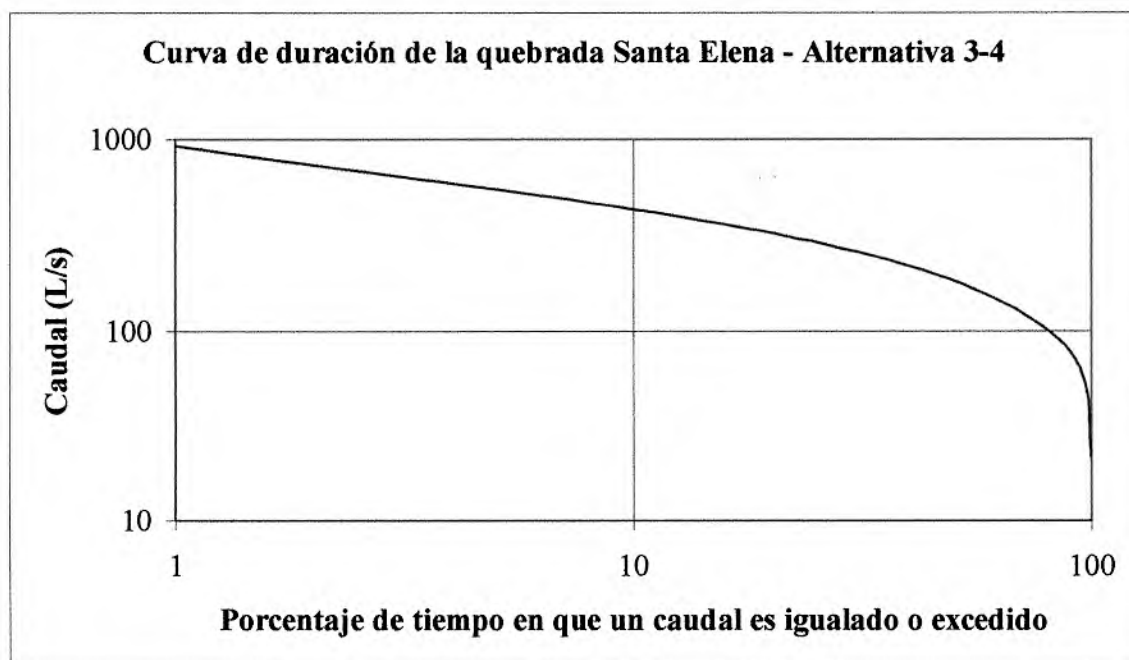
Los caudales máximos diarios demandados por este sistema en la alternativa 3-4 son el resultado de la suma del QMD del acueducto Multiveredal Santa Elena, del QMD del acueducto Las Flores y del 32% del QMD del acueducto Multiveredal Plan-Llano. Los caudales mínimos corresponden a un ajuste Log-Normal de los datos calculados con el método EPM a los cuales se les resta el caudal utilizado por el acueducto Multiveredal Plan-Llano. Los caudales mínimos con cuenca intervenida encontrados utilizando este método y su respectivo ajuste se muestran en el ANEXO 43. En la tabla a continuación se muestra el análisis de riesgo.

Tabla 118. Análisis de riesgo para el acueducto Santa Elena con la quebrada Santa Elena para la alternativa 3-4.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		30,72	25,57	22,63	21,29	20,48	19,86	18,27
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	2,33	5	10	15	20	25	50
19,22	8	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
21,81	13	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
24,71	18	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

Para un período de diseño desde el año 2002 hasta el año 2015 se asume un riesgo muy alto de que se presente un caudal menor al demandado en la quebrada. Esto quiere decir que hay una alta probabilidad de que sea necesario desconectar el sistema. El porcentaje de tiempo que estaría desconectado el sistema se obtiene de la curva de duración para esta alternativa, que es diferente de la calculada para Santa Elena en el estudio hidrológico, ya que el caudal de la intervención de la cuenca que realiza el acueducto Multiveredal Plan-Llano será diferente al actual. La alternativa 3-4 considera el cambio de estructuras de manera que se pueda captar lo requerido por Plan-Llano ( $0,68Qmd$ ), por Perico y por La Meseta. Se supone que la cantidad de agua que se toma de la cuenca de la quebrada Santa Elena es la suma de los caudales medios diarios demandados en el año 2015 en las tres veredas, ya que las estructuras estarán diseñadas para captar un caudal igual o mayor a este y que el excedente será devuelto a la quebrada antes de ser utilizado. En la Tabla 216 del ANEXO 43 se presentan los datos de la curva de duración que se muestra a continuación:

Figura 94. Curva de duración de la quebrada Santa Elena para la Alternativa 3-4



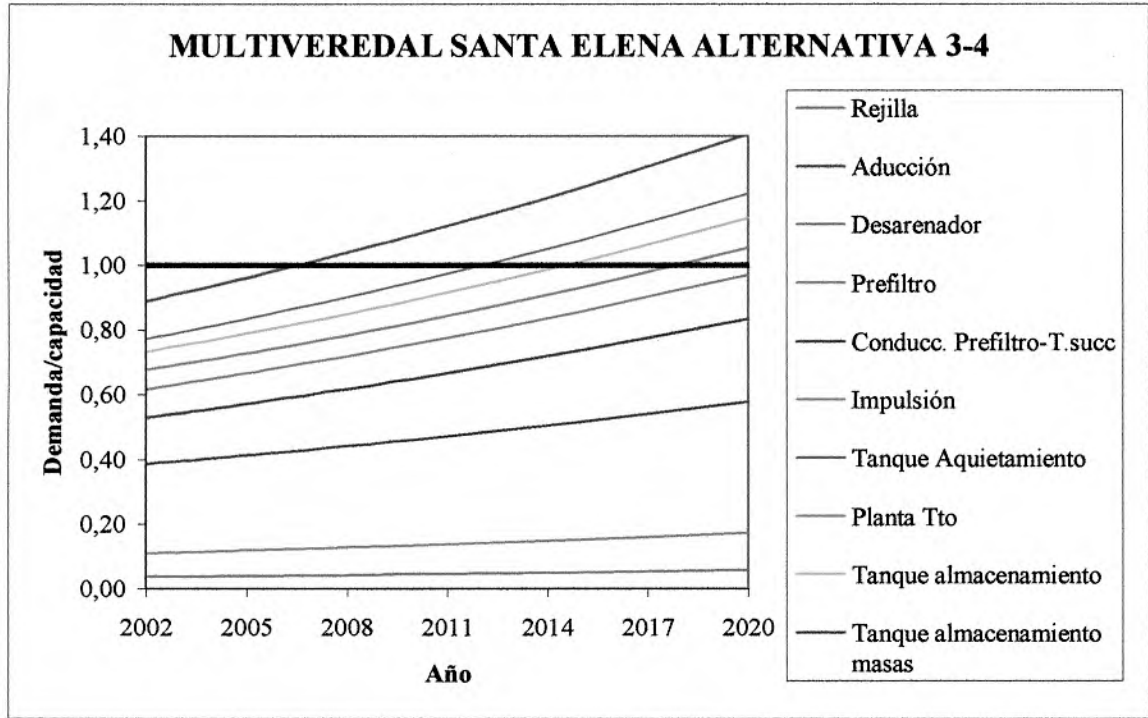
El sistema tendrá que desconectarse el 0,5% del tiempo cuando se esté acercando al año 2015, cuando se debe captar 17,45 L/s (dejando un caudal de 4,36 L/s en la quebrada para cumplir con las regulaciones ambientales).

#### 11.1.2 Revisión de la infraestructura

Para poner en funcionamiento esta alternativa es necesario instalar dos nuevas tuberías y utilizar una que ya está instalada pero que no está en uso. Además, hay que evaluar si es necesario hacer algún cambio a las estructuras de Santa Elena ya que la demanda aumentó.

En la Figura 95 se muestra el comportamiento de las estructuras del sistema Santa Elena con la demanda correspondiente a esta alternativa.

Figura 95. Capacidad de las estructuras hidráulicas en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4

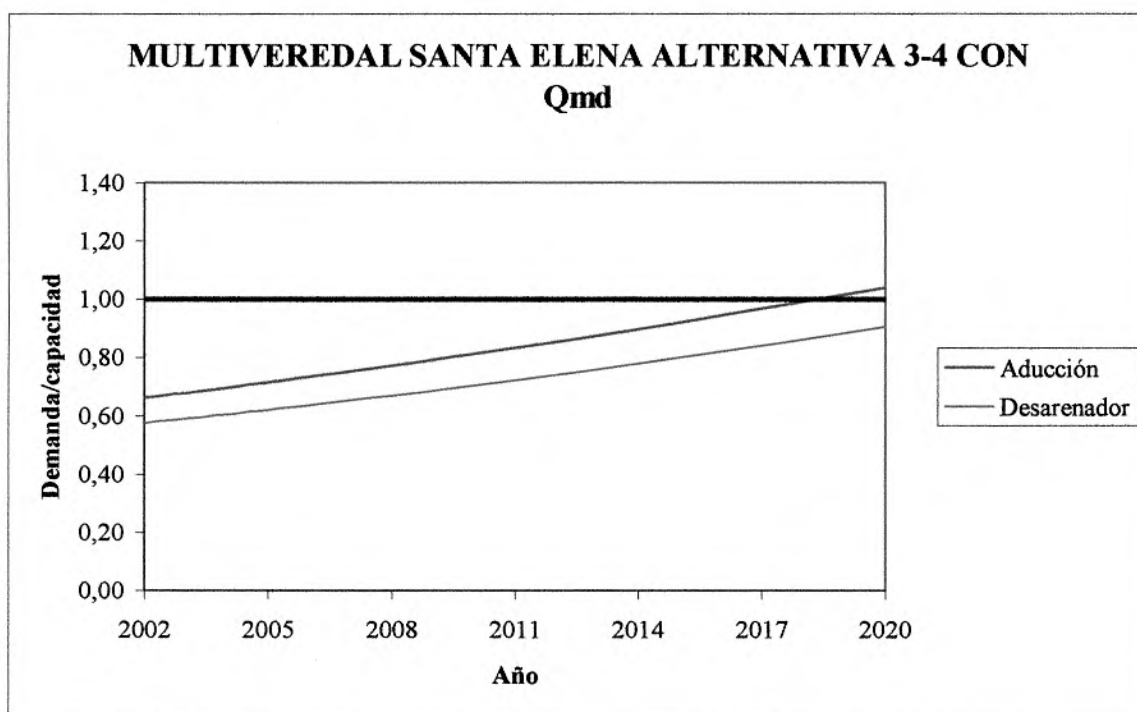


En esta alternativa hay varias estructuras que se ven superadas por la demanda antes de que se cumpla el período de evaluación. Estas estructuras son: la aducción, el desarenador y el tanque de almacenamiento. Sin embargo, para el tanque de almacenamiento con el criterio de la curva de masas el volumen actual es suficiente para el 2015 y con el del 30% del QMD es prácticamente el necesario, por lo que no se considera una ampliación del tanque en esta alternativa.

En cuando a la aducción y al desarenador se tendría que ampliar la capacidad; sin embargo, si se tiene en cuenta que el caudal que entra al tanque de succión es suficiente para mantener el bombeo y que si se ampliaran las estructuras mencionadas el tanque de succión estaría rebosando constantemente, se considera evaluar estas estructuras con el caudal medio diario y no con el caudal máximo diario. Los resultados gráficos de esta situación se muestran en la figura 96.

Teniendo en cuenta que tanto la aducción como el desarenador tienen capacidad suficiente para abastecer el caudal medio diario para el 2015, se decidió no realizar ningún cambio a la infraestructura existente hasta el tanque de succión.

Figura 96. Capacidad del desarenador y la aducción con respecto al Qmd en el acueducto Multiveredal Santa Elena para la alternativa 3-4



Como se dijo anteriormente, además de considerar los cambios en las estructuras existentes del sistema Santa Elena, para esta alternativa se deben instalar dos tuberías y adecuar una tercera.

La tubería que ya está instalada es una que existe para abastecer al tanque de almacenamiento del acueducto Las Flores con agua tratada por el Multiveredal Santa Elena, que se utilizaría para conducir el agua cruda proveniente del bombeo de este acueducto hasta la planta de tratamiento de Las Flores. Esta tubería es de aproximadamente 750 m y tiene un diámetro de 50 mm, bordea la carretera que conduce al acueducto Las Flores.

Una de las tuberías nuevas sería la necesaria para conectar al 32% de usuarios del acueducto Plan-Llano con la red de Santa Elena Central y El Cerro.

Esta tubería tendría que tener alrededor de 430 metros según el plano, teniendo en cuenta que se instalaría bordeando la carretera.

La otra tubería nueva, es la que conectaría al Embalse Las Flores con la planta de tratamiento de Mazo. Esta tubería tendría alrededor de 1750 m y pasaría por medio de predios para ir bordeando la montaña y llegar finalmente a la planta, ya que hay que garantizar que la conducción del flujo sea por gravedad.

El diseño de los diámetros de las últimas dos tuberías se hizo despejando de la ecuación de pérdidas de Darcy-Weisbach el diámetro. Como en esta ecuación se conoce todo menos el diámetro y el factor de fricción, se utilizó la ecuación de Colebrook-White; estas dos ecuaciones se resuelven simultáneamente y se encuentra el diámetro y con éste la velocidad del flujo dentro de la tubería. Se escogió el diámetro que no excediera la velocidad máxima de la tubería y que permitiera transportar por lo menos el caudal necesario.

Las ecuaciones de Darcy-Weisbach despejada, y de Colebrook White son las siguientes:

$$D = \left( \frac{8 * f * L * Q^2}{\pi^2 * g * h_f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left( \frac{\frac{\epsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right)$$

donde:

*D*: Es el diámetro de la tubería.

*f*: Es el factor de fricción

*L*: Es la longitud de la tubería

*Q*: Es el caudal que se debe transportar

*h<sub>f</sub>*: Es la diferencia de cotas de la superficie libre del agua en las estructuras de almacenamiento al comienzo y al final de la tubería

*ε*: es la rugosidad absoluta de la tubería

*Re*: es el número de Reynolds

Después de resolver las ecuaciones se encontró que para la tubería que conecta la red de distribución de Santa Elena con la red de distribución de Plan-Llano se necesita un diámetro de 50 mm; la tubería que conecta el embalse Las Flores con la planta de Mazo sería de 75 mm. Las velocidades con estos diámetros son respectivamente de 0,52 m/s y de 1,22 m/s.



## 11.2 MULTIVEREDAL PLAN – LLANO

La demanda que debe satisfacer este sistema está compuesta por el 68% de los usuarios de Plan-Llano, los usuarios de Perico y los de La Meseta. A continuación se presentan los resultados:

Tabla 119. Demanda del sistema Multiveredal Plan-Llano para alternativa 3-4

Año	QMD (L/s)	Qmd (L/s)
2002	5,90	4,42
2005	7,06	5,34
2010	8,06	6,06
2015	9,22	6,90

### 11.2.1 Hidrología

Para realizar la tabla de análisis de riesgo se utilizó la demanda igual al 68% del QMD de Plan-Llano más el QMD de las veredas Perico y La Meseta. Los caudales mínimos para cada período de retorno son los mismos que los utilizados en la alternativa cero. A continuación se muestra la tabla de análisis de riesgo.

Tabla 120. Análisis de riesgo para el acueducto Plan - Llano con la quebrada San Pedro para la alternativa 3-4.

RIESGO		Caudal mínimo [L/s]						
		11,29	9,63	8,65	8,21	7,93	7,73	7,19
QMD/0,8	$\frac{T_R}{P_d}$	<b>2,33</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>50</b>
	<b>8</b>	0,99	0,83	0,57	0,42	0,34	0,28	0,15
	<b>13</b>	1,00	0,95	0,75	0,59	0,49	0,41	0,23
	<b>18</b>	1,00	0,98	0,85	0,71	0,60	0,52	0,30

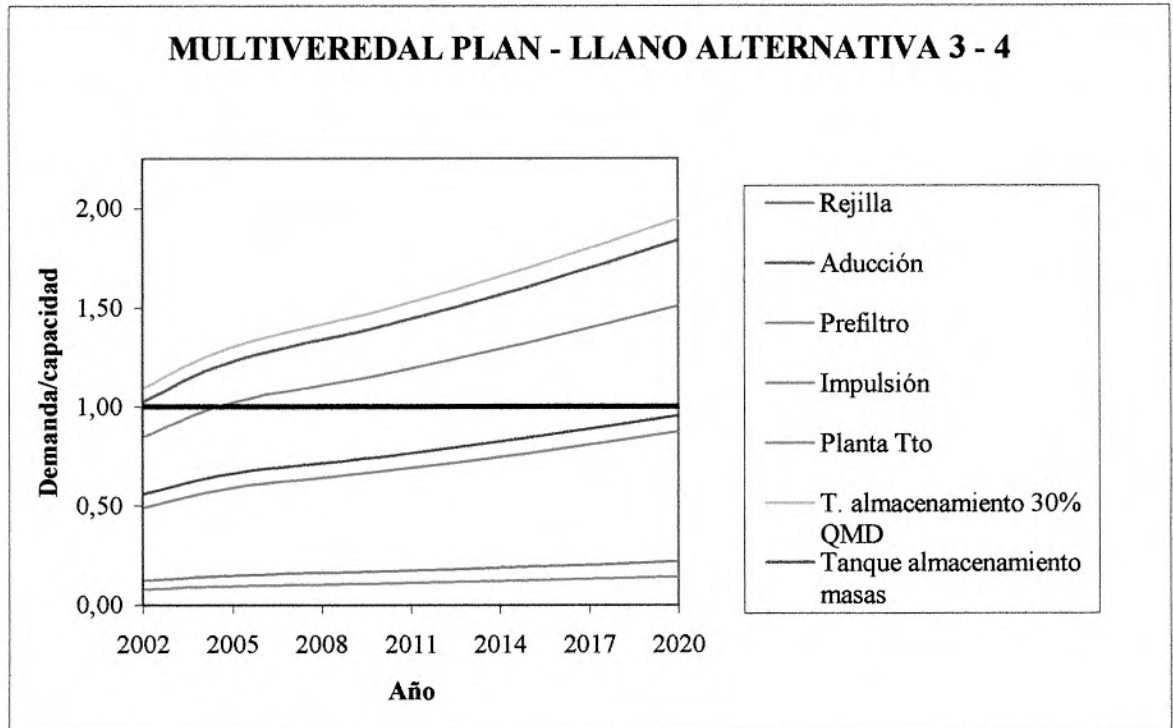
En esta tabla se muestra que la quebrada no es suficiente para abastecer la demanda total (teniendo en cuenta que es necesario dejar por lo menos el 20% del caudal mínimo en el cauce). Según la curva de duración que se realizó en el estudio hidrológico a la quebrada San Pedro el sistema tendrá que estar desconectado 2,26% del tiempo por insuficiencia de la fuente.



### 11.2.2 Revisión de la infraestructura

En la Figura 97 se muestra qué estructuras tendrían que ser modificadas en este sistema con el caudal demandado por esta alternativa.

Figura 97. Capacidad de la estructuras con respecto a la demanda en el acueducto Multiveredal Plan-Llano para la alternativa 3-4.



Como se puede observar tanto la tubería de impulsión como la de aducción, son insuficientes para el caudal demandado en esta alternativa, por lo tanto necesitan ser modificadas para que la alternativa sea viable técnicamente.

Como se muestra en la Tabla 88 la capacidad hidráulica de la aducción es 5,74 L/s, dicha capacidad es insuficiente para el caudal de la demanda, aun si se evalúa con Qmd y no con QMD como debería ser. Teniendo en cuenta todo lo anterior se optó por cambiar el diámetro de los tramos dos y tres de la tubería, que corresponde al mismo cambio adoptado en la alternativa 6. Las nuevas especificaciones se muestran en la Tabla 109.

Con estas condiciones la capacidad hidráulica de la aducción es 8,9 L/s, suficiente para satisfacer la demanda de esta alternativa.

La capacidad actual de la impulsión se ha visto reducida considerablemente debido a la carbonatación que ha sufrido la tubería reduciendo su capacidad a 5,2 L/s, que no sería suficiente para atender la demanda de esta alternativa y que implica que para esta alternativa también se debe reemplazar la tubería de impulsión por una nueva de iguales especificaciones que las de la inicial, que garantice la continuidad en el servicio para los usuarios.

Al reemplazar la tubería se obtiene un caudal en la impulsión de 8,6 L/s.

### 11.3 ACUEDUCTO LAS FLORES

#### 11.3.1 Hidrología

Utiliza la fuente de Santa Elena 95,5% del tiempo. Cuando deba desconectarse de Santa Elena por insuficiencia de la quebrada, el sistema de Las Flores debe compartir el embalse con Mazo. El tiempo de vaciado del embalse con las demandas de ambos acueductos (menos el caudal que Mazo tomaría de su propia fuente) se muestra en la Tabla 121.

Tabla 121. Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa 3-4, con demanda de Las Flores y Mazo.

Año	2010	2015	2020
Volumen (m <sup>3</sup> )	2500	2500	2500
Q entrada (m <sup>3</sup> /s)	0,001	0,001	0,001
0,8*Q <sub>mín</sub> San Roque (m <sup>3</sup> /s)	0,0006	0,0006	0,0006
Q salida (m <sup>3</sup> /s)	0,0021	0,0026	0,0032
Tiempo vaciado (día)	25,37	17,24	13,05

En el año 2015 el embalse sólo puede ser utilizado por ambos acueductos durante 17,24 días, suponiendo que la quebrada Chiqueros presentará durante este tiempo un caudal medio de 1 L/s. Si se presenta un verano muy intenso, donde el embalse no sea suficiente para ambos acueductos, se debe desconectar el acueducto de Mazo.

### 11.4 ACUEDUCTO DE MAZO

#### 11.4.1 Hidrología

Como Mazo utiliza el embalse Las Flores en esta alternativa, se hizo el estudio de tiempo de vaciado del embalse, el cual se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 122. Número de días de vaciado del embalse Las Flores para la alternativa 3-4, con demanda de Mazo.

<b>Año</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>
<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	2500	2500	2500
<b>Q entrada (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,001	0,001	0,001
<b>Q salida (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,0017	0,0021	0,0025
<b>Tiempo vaciado (día)</b>	39,71	25,99	19,32

En este caso no se tuvo en cuenta la captación de agua de la quebrada San Roque realizada por el acueducto de Mazo, ya que este sistema puede obtener agua sólo del embalse en una época de sequía durante 26 días con una entrada promedio de 1 L/s, con lo cual se tiene una alta probabilidad de que el acueducto no se quede sin agua. Además esta condición corresponde a un verano muy intenso, donde el acueducto Las Flores tendrá que utilizar el embalse como fuente de agua, presentándose la situación descrita para el acueducto Las Flores en esta alternativa.

#### **11.5 MODELACIÓN DE LOS SISTEMAS INTERCONECTADOS**

Esta alternativa requirió que todos los sistemas se modelaran simultáneos, y se obtuvo que de ésta forma todos los acueductos funcionan bien tanto para el año 2010 como para el 2015 en el día de mayor demanda. Se corrigen los problemas de fuente del acueducto de Mazo reemplazándola por otra de mejor calidad y más abundancia; el sistema Multiveredal Plan-Llano es suficiente para abastecer a las veredas Perico y La Meseta por más tiempo al quedar algunos de sus usuarios abastecidos por el Multiveredal Santa Elena. El bombeo de Las Flores se elimina y queda operando con el del Multiveredal Santa Elena por medio de descargas paralelas, lo que genera un ahorro en el bombeo.

El programa reconoce el sistema con descargas paralelas, y asigna, en los momentos que se bombea agua a los dos sistemas, caudales de alrededor de 3,1 L/s para Las Flores y de 12,2 L/s para el Multiveredal Santa Elena, que son mayores que el Q<sub>md</sub> que debe abastecer cada acueducto y por lo tanto no limitan el funcionamiento.

El esquema de esta alternativa se encuentra en la Figura 98, y los controles adoptados se muestran en la Tabla 123 y son similares a los adoptados en la alternativa 6.

Figura 98. Esquema alternativa 3-4 (véase anexo de planos)

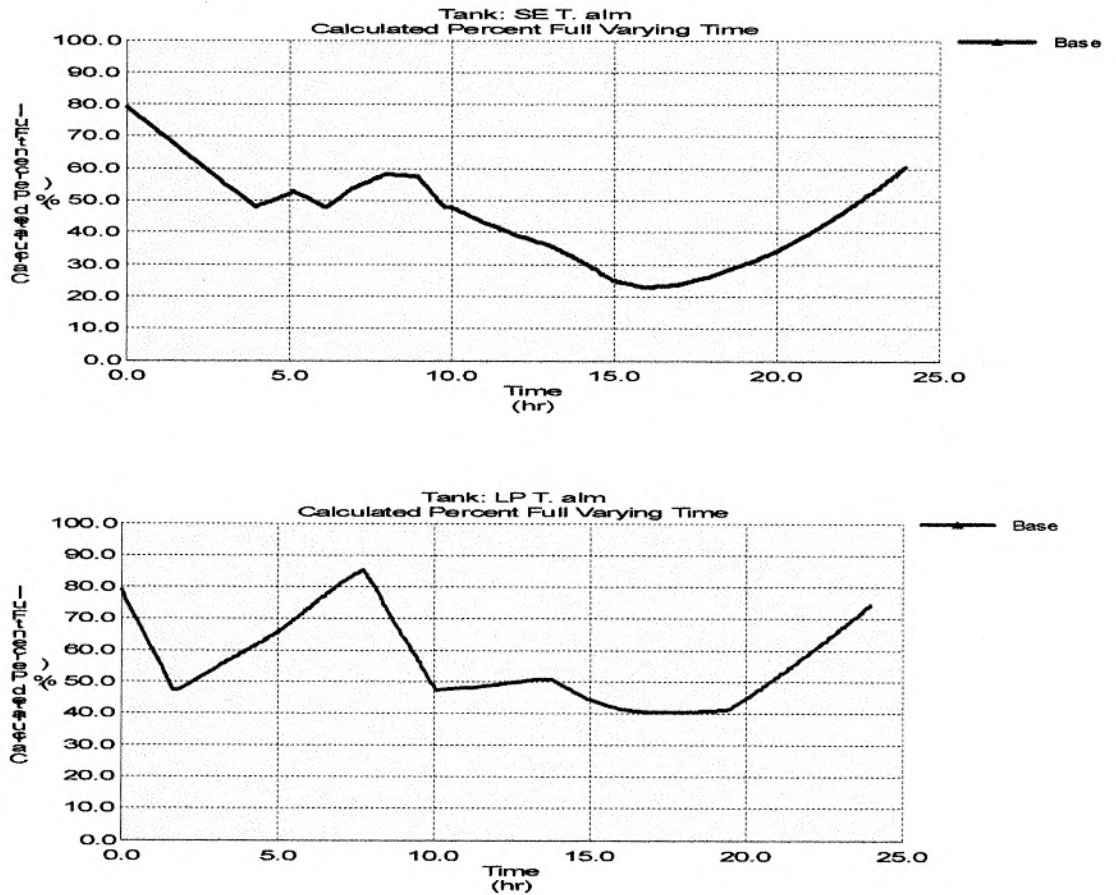
Tabla 123. Controles tenidos en cuenta para la modelación de la alternativa 3-4

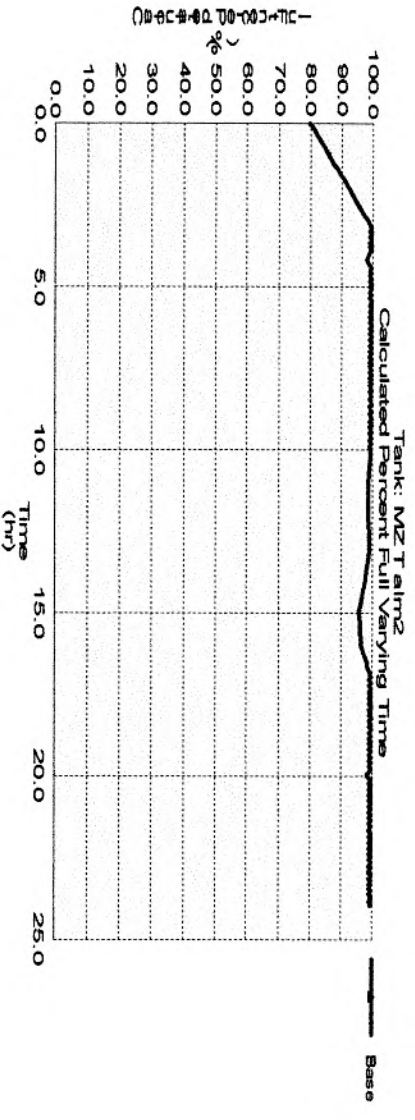
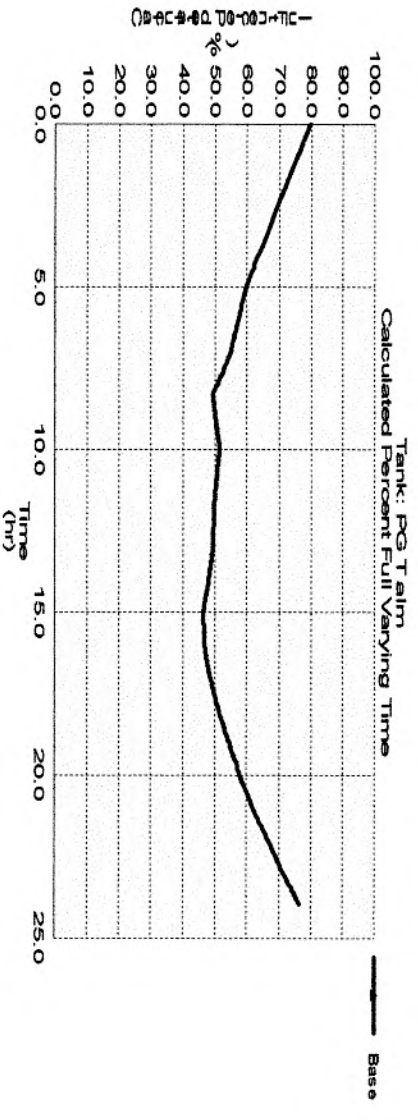
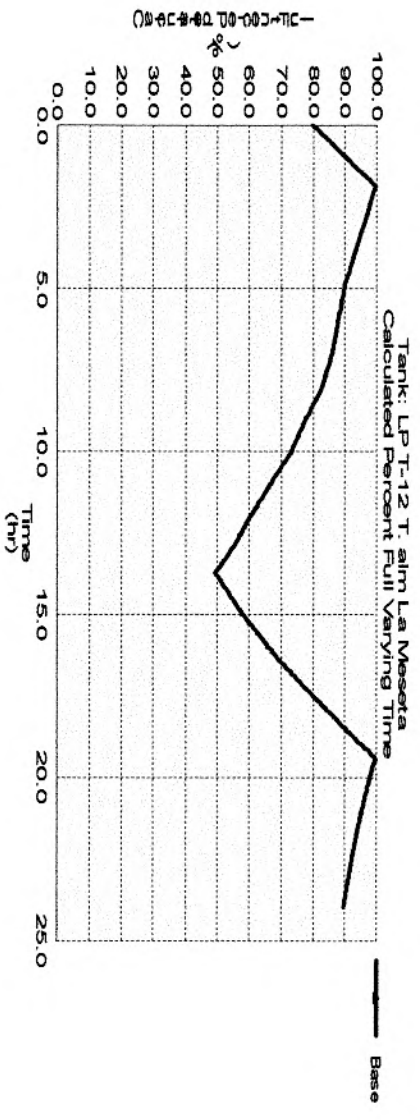
PLAN LLANO	LP Planta de tratamiento	Tratar	7,3 l/s	si	LP T. Alm	por debajo de	1,00	m
	LP Bocatoma	Cerrar		si	LP T. Alm	por encima de	1,99	m
		Cerrar		si	LP Tanque planta	por debajo de	0,01	m
		Captar	8,9 l/s	si	LP T. Succión	por debajo de	0,48	m
		Cerrar		si	LP T. Succión	por encima de	0,49	m
	Bomba	Prender		si	LP Tanque planta	por debajo de	0,01	m
		Apagar		si	LP Tanque planta	por encima de	1,09	m
	Bomba La Meseta	Apagar		si	LP T. Succión	por debajo de	0,01	m
		Prender		si	LP Tanque La Meseta	por debajo de	1,00	m
		Apagar		si	LP Tanque La Meseta	por encima de	1,99	m
Apagar			si	LP T. Alm	por debajo de	0,10	m	
SANTA ELENA	SE P trat	Tratar	12,64 l/s	si	SE T. Alm	por debajo de	1,60	m
	SE Desarenador	Cerrar		si	SE T. Alm	por encima de	3,19	m
		Cerrar		si	SE T. Aquiet	por debajo de	0,14	m
		Tratar	14,54 l/s	si	SE T. Succión	por debajo de	1,18	m
	Bomba	Cerrar		si	SE T. Succión	por encima de	1,19	m
		Prender		si	SE T. Aquiet	por debajo de	0,14	m
		Apagar		si	SE T. Aquiet	por encima de	4,99	m
		Apagar		si	SE T. Succión	por debajo de	0,01	m
MAZO	MZ Planta de tto	Tratar	2,5 l/s	si	MZ Tanque de la planta	pot encima de	0,01	m
	Tubería MZ P-123	Tratar	2,5 l/s	si	MZ T alm2	por debajo de	0,60	m
		Tratar	2,5 l/s	si	MZ T alm1	por debajo de	0,75	m
		Cerrar		si	MZ T alm2	por encima de	1,99	m
		Cerrar		si	MZ T alm1	por encima de	2,49	m
		Abierta		si	MZ T alm2	por debajo de	1,98	m
		Cerrada		si	MZ T alm2	por encima de	1,99	m
		Abierta		si	MZ T alm1	por debajo de	2,48	m
		Cerrada		si	MZ T alm1	por encima de	2,49	m
		Tubería Embalse a Mazo P-83	Abierta		si	MZ Tanque de la planta	por debajo de	1,00
Cerrada				si	MZ Tanque de la planta	por encima de	1,41	m
PG	PG Planta Trat	Tratar	1,5 l/s	si	PG T. Alm	por debajo de	0,88	m
	Tubería Impulsión SE a PG P-68	Cerrar		si	PG T. Alm	por encima de	1,74	m
		Cerrar		si	PG Tanque de la planta	por debajo de	0,01	m
		Abierta		si	PG Tanque de la planta	por debajo de	0,50	m
		Cerrada		si	PG Tanque de la planta	por encima de	0,59	m

Sistema en el 2010

La Figura 99 muestra el estado de todos los tanques de almacenamiento que hacen parte de los cuatro acueductos y por medio de ésta se pretende mostrar que ningún acueducto falla. Los sistemas se modelaron de acuerdo con los controles recién mostrados.

Figura 99. Comportamiento de los tanques de almacenamiento de los acueductos Multiveredal Santa Elena, Multiveredal Plan-Llano y La Meseta, Las Flores (PG) y Mazo, en el día de máxima demanda en el año 2010.

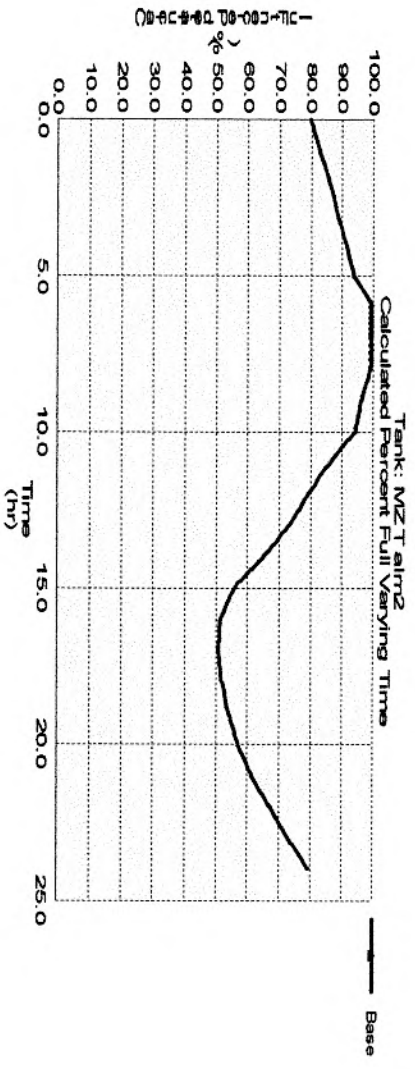
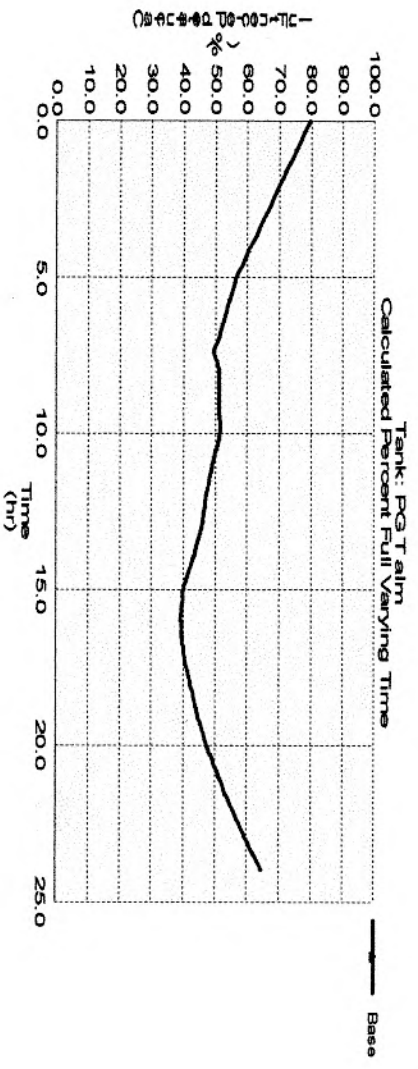
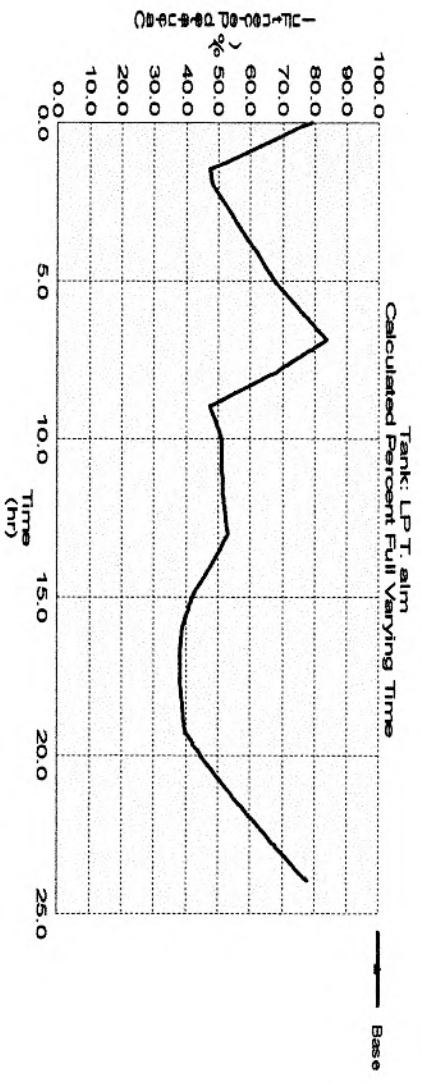














## 12. EVALUACIÓN ECONÓMICA

En este capítulo se evaluarán las alternativas que son factibles técnicamente según el estudio correspondiente, estas alternativas son la 3-4 y la 6.

La evaluación para este estudio corresponde a una evaluación económica, ya que se refiere a una propuesta de un proyecto que presta un servicio a la comunidad y, por lo tanto, se deben comparar los costos con los beneficios que esto implica.

### 12.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES

En este numeral se determinan y cuantifican las cantidades de obra necesarias para la ejecución de las alternativas seleccionadas.

#### 12.1.1 Cantidades de obra y presupuesto

Para calcular el valor de las inversiones necesarias para cada alternativa, es necesario determinar las cantidades de obra para las obras civiles planteadas anteriormente en la evaluación técnica.

Para el cálculo de las cantidades de obra se tuvo en cuenta lo siguiente:

- La profundidad para las excavaciones de tubería se consideró de 1 m.

El ancho de la zanja se adoptó según el diámetro de la tubería. De acuerdo a las Normas y Especificaciones Generales de Construcción en Redes y Servicios de Empresas Públicas de Medellín, las tuberías con diámetro menor a 8" deben tener un ancho de zanja de 60 cm.

- La longitud de tubería corresponde a la medición realizada en planos topográficos (escala 1:10000) utilizados para esta evaluación por su condición de estudio de prefactibilidad.
- Las dos alternativas a evaluar consideran la solución al problema de carbonatación en la tubería de impulsión de Plan-Llano. La causa del problema no ha sido identificada ya que se necesita de un análisis químico que determine la verdadera causa del problema; sin embargo, se pueden suponer dos posibles causas: la primera, que se deba a la composición química natural del agua y la segunda, que el material de prefiltro tenga una mineralogía que provoca este fenómeno\*. Sin embargo, la segunda parece ser la

---

\* Consultado en el área de ambiental de la Escuela de Ingeniería de Antioquia

más probable ya que en la tubería de aducción no se ha presentado este problema, aún cuando el agua proviene de la misma fuente y las tuberías son de los mismos materiales (acero y PVC). Además, la quebrada San Pedro es afluente de la Santa Elena, por lo que deben tener una calidad del agua similar y sin embargo el problema de carbonatación no se ha presentado en la impulsión de Santa Elena, lo que corrobora que el problema puede ser el material del prefiltro. Debido a que no es del alcance de este estudio determinar la causa de la carbonatación en la tubería de impulsión, para la evaluación se analizará la más posible que es la causada por el material de prefiltro.

- Los ítems cuantificados para la ejecución de las alternativas son los definidos en las especificaciones de Empresas Públicas de Medellín. Aquellos que no aparezcan es por que se han tenido en cuenta dentro de otra actividad específica según las Normas y Especificaciones Generales de Construcción en Redes y Servicios de Empresas Públicas de Medellín.
- Los precios adoptados para este estudio se obtuvieron a partir de información suministrada por el ingeniero Mario Úsuga Q de Empresa Públicas de Medellín, y que se consideran normales para la contratación de obra pública a pesos del 2002. Con estos datos se puede obtener un presupuesto general del proyecto, el cual podría diferir de los precios reales que se presentarían en un proceso de contratación donde hay competencia en el mercado.

En la Tabla 124 se encuentran las cantidades de obra generales y costos para todas las alternativas.

Tabla 124. Cantidades de obra y costos

Actividad	Un	Cantidad	Precio Unitario	Valor total
<b>Instalación Impulsión Plan - Llano D = 100 mm</b>	<b>m</b>	<b>2.161,73</b>	<b>\$ 107.077</b>	<b>\$ 231.471.910</b>
Rotura de Pavimento	m <sup>3</sup>	194,56	\$ 84.400	\$ 16.420.501
Excavación	m <sup>3</sup>	1.297,04	\$ 8.532	\$ 11.066.328
Instalación tubería de acueducto de diámetro 100 mm	m	2.161,73	\$ 57.326	\$ 123.923.334
Válvulas	gl	3,00	\$ 356.902	\$ 1.070.706
Llenos	m <sup>3</sup>	1.297,04	\$ 9.668	\$ 12.539.763
Suministro, transporte y colocación de base granular	m <sup>3</sup>	389,11	\$ 30.616	\$ 11.913.035
Repavimentación	m <sup>3</sup>	194,56	\$ 280.322	\$ 54.538.243
<b>Cambio Material Prefiltro Plan - Llano</b>	<b>gl</b>	<b>1,00</b>	<b>\$ 418.101</b>	<b>\$ 418.101</b>
Retiro material actual	m <sup>3</sup>	10,68	\$ 8.532	\$ 91.122
Colocación material nuevo	m <sup>3</sup>	10,68	\$ 30.616	\$ 326.979

Actividad	Un	Cantidad	Precio Unitario	Valor total
<b>Impulsión Bombeo Santa Elena - Tanque Las Flores</b>	<b>m</b>	<b>10,00</b>	<b>\$ 122.427</b>	<b>\$ 1.224.272</b>
Rotura de Pavimento	m <sup>3</sup>	0,90	\$ 84.400	\$ 75.960
Excavación	m <sup>3</sup>	6,00	\$ 8.532	\$ 51.192
Instalación tubería de acueducto de diámetro 50 mm	m	10,00	\$ 35.326	\$ 353.260
Válvulas	gl	2,00	\$ 189.236	\$ 378.472
Llenos	m <sup>3</sup>	6,00	\$ 9.668	\$ 57.989
Suministro, transporte y colocación de base granular	m <sup>3</sup>	1,8	\$ 30.616	\$ 55.109
Repavimentación	m <sup>3</sup>	0,90	\$ 280.322	\$ 252.290
<b>Red secundaria Santa Elena - Plan-Llano</b>	<b>m</b>	<b>450,00</b>	<b>\$ 80.455</b>	<b>\$ 36.204.739</b>
Rotura de Pavimento	m <sup>3</sup>	40,50	\$ 84.400	\$ 3.418.200
Excavación	m <sup>3</sup>	270,00	\$ 8.532	\$ 2.303.640
Instalación tubería de acueducto de diámetro 50 mm	m	450,00	\$ 35.326	\$ 15.896.700
Válvulas	gl	3,00	\$ 189.236	\$ 567.708
Llenos	m <sup>3</sup>	270,00	\$ 9.668	\$ 2.610.341
Suministro, transporte y colocación de base granular	m <sup>3</sup>	81	30616	55108.8
Repavimentación	m <sup>3</sup>	40,50	\$ 280.322	\$ 11.353.041
<b>Aducción Plan - Llano</b>	<b>m</b>	<b>48,58</b>	<b>\$ 98.662</b>	<b>\$ 4.793.007</b>
Excavación	m <sup>3</sup>	11,66	\$ 8.532	\$ 99.476
Instalación tubería de acueducto de diámetro 100 mm	m	19,94	\$ 84.350	\$ 1.681.929
Instalación tubería de acueducto de acero de diámetro 100 mm	m	28,64	\$ 101.219	\$ 2.898.924
Llenos	m <sup>3</sup>	11,65	\$ 9.668	\$ 112.678
<b>Conducción Embalse Las Flores - Planta Mazo</b>	<b>m</b>	<b>2.750,00</b>	<b>\$ 46.527</b>	<b>\$ 127.950.267</b>
Rotura de Pavimento	m <sup>3</sup>	1,00	\$ 84.400	\$ 84.400
Excavación	m <sup>3</sup>	1.650,00	\$ 8.532	\$ 14.077.800
Instalación tubería de acueducto de diámetro 75 mm	m	2.750,00	\$ 35.326	\$ 97.146.500
Válvulas	gl	2,00	\$ 189.236	\$ 378.472
Llenos	m <sup>3</sup>	1.650,00	\$ 9.668	\$ 15.952.157
Suministro, transporte y colocación de base granular		1,00	\$ 30.616	\$ 30.616
Repavimentación	m <sup>3</sup>	1,00	\$ 280.322	\$ 280.322
<b>Arreglo de fugas Conducción Mazo</b>	<b>gl</b>	<b>1,00</b>	<b>\$ 275.520</b>	<b>\$ 275.520</b>



Actividad	Un	Cantidad	Precio Unitario	Valor total
Excavación	m <sup>3</sup>	3,60	\$ 8.532	\$ 30.715
Arreglo	gl	3,00	\$ 70.000	\$ 210.000
Lleno	m <sup>3</sup>	3,60	\$ 9.668	\$ 34.805

Al conocer los costos del reemplazo de la tubería de impulsión del acueducto Plan-Llano se consideró la búsqueda de una nueva opción que implique menores inversiones.

Esta nueva opción considera cambios en las condiciones de las bombas que aumentan la capacidad de la impulsión. A pesar de no coincidir con el enfoque inicial de ahorro de energía, esta nueva opción puede significar un costo total menor al referente al cambio de tubería de impulsión por lo tanto entrará a hacer parte del estudio económico.

Los cambios en el sistema de bombeo tienen que garantizar que con las condiciones de la tubería de impulsión se satisfaga el caudal demandado. Para que lo anterior se cumpla es necesario aumentar el impulsor de la bomba a 175 mm y además aumentar tres etapas. Con estos cambios la bomba tendría una potencia de 68,44 kW y bombearía un caudal de 10,11 L/s.

Para hacer la evaluación de estas dos opciones se calculan las inversiones y el consumo de energía de cada una durante el período de evaluación. Todos estos valores se traen a valor presente y el menor corresponde a la mejor opción para solucionar el problema de la impulsión de Plan-Llano.

Las inversiones necesarias para el cambio en el sistema de bombeo de Plan-Llano se encuentran en la Tabla 125.

Tabla 125. Inversiones en activos para el cambio en el sistema de bombeo de Plan-Llano

Cambio en el bombeo de Plan-Llano	Cantidad	Precio unitario	Valor total
Cambio en la carcasa y sistema motobomba	2	\$25.000.000	\$50.000.000
Tablero de controles	1	\$40.000.000	\$40.000.000
Montaje y desmontaje	1	\$30.000.000	\$30.000.000
Puente grúa	1	\$6.500.000	\$6.500.000
Ampliación caseta de bombeo	1	\$3.000.000	\$3.000.000
Total			\$129.500.000

Como se muestra en la Tabla 124, el valor del cambio en la tubería de impulsión es \$231.471.910

El cálculo para obtener el valor presente de los consumos de energía se hizo con una tasa del 10% que corresponde a la tasa de descuento adoptada en este trabajo como se verá más adelante. La tarifa de energía utilizada es 137,47 \$/kWh cuyo valor se explicará posteriormente.

Los resultados de esta evaluación se presentan en la Tabla 126.

Tabla 126. Comparación entre el cambio de impulsión y cambio en el sistema de bombeo del acueducto Multiveredal Plan-Llano.

<b>Alternativa de Impulsión</b>	<b>Cambio tubería de impulsión de Plan-Llano</b>	<b>Cambio en el bombeo de Plan-Llano</b>
<b>Inversiones</b>	\$238.033.018	\$135.761.108
<b>Costo de energía</b>		
2003	\$26.588.006	\$43.063.735
2004	\$30.327.975	\$49.121.243
2005	\$31.152.290	\$50.456.359
2006	\$32.001.092	\$51.831.137
2007	\$32.875.166	\$53.246.845
2008	\$33.775.321	\$54.704.797
2009	\$34.702.395	\$56.206.349
2010	\$35.657.254	\$57.752.903
2011	\$36.640.793	\$59.345.910
2012	\$37.653.938	\$60.986.869
2013	\$38.697.647	\$62.677.330
2014	\$39.772.908	\$64.418.897
2015	\$40.880.746	\$66.213.226
<b>VPN</b>	<b>(\$474.585.450)</b>	<b>(\$518.897.500)</b>

Los resultados obtenidos muestran menor VPN para el cambio en la tubería de impulsión por lo tanto ésta será la medida adoptada para este estudio.

#### 12.1.2 Tasa de descuento

La tasa de descuento utilizada en este estudio es del 10% correspondiente a la tasa de proyectos sociales más utilizada en Colombia.



## 12.2 DESARROLLO DE LA ACTIVIDAD

En esta evaluación económica no se cuantifican los beneficios sociales ya que se carece de información suficiente para generar resultados confiables. Debido a lo anterior la evaluación de estos beneficios se realizará de forma cualitativa.

El estudio económico se efectúa comparando entre las alternativas 6 y 3-4 ya que para el caso del acueducto Multiveredal Santa Elena y Las Flores, la alternativa 6 es similar a la cero debido a que no requiere de inversiones y no genera ahorro de energía; y para el caso de Plan-Llano, la medida que se adoptó en la Alternativa 6 para solucionar el problema en la impulsión es obligatoria. Los egresos e ingresos comunes entre las dos alternativas no se presentan en la evaluación.

### 12.2.1 Inversiones

Dentro de las inversiones de cada proyecto se encuentran los activos fijos, los activos intangibles y el capital de trabajo. Sin embargo, este estudio no tiene en cuenta el capital de trabajo ya que estos proyectos no introducirían costos de operación adicionales a los actuales.

En la Tabla 127 se encuentran las inversiones necesarias para las alternativas a evaluar.

Tabla 127. Inversiones de las Alternativas 3-4 y 6

<b>Alternativa</b>	<b>3-4</b>	<b>6</b>
<b>Activos Fijos</b>	<b>\$ 402.487.816</b>	<b>\$ 237.108.538</b>
Instalación Impulsión Plan - Llano D = 100 mm	\$ 231.471.910	\$ 231.471.910
Cambio Material Prefiltro Plan - Llano	\$ 418.101	\$ 418.101
Conducción Bombeo Santa Elena - Tanque Las Flores	\$ 1.224.272	
Red secundaria Santa Elena - Plan-Llano	\$ 36.204.739	
Aducción Plan - Llano	\$ 4.793.007	\$ 4.793.007
Conducción Embalse Las Flores - Planta Mazo	\$ 127.950.267	
Arreglo de fugas Conducción Mazo	\$ 275.520	\$ 275.520
Válvula de flotador para el bombeo de Plan - Llano	\$ 50.000	\$ 50.000
Macromedidor salida tanque de almacenamiento Mazo	\$ 100.000	\$ 100.000
Campaña para disminuir consumo en Mazo		\$ 100.000
<b>Otros activos</b>	<b>\$ 6.550.000</b>	<b>\$ 1.300.000</b>
Topografía	\$ 2.500.000	\$ 300.000
Diseño	\$ 4.050.000	\$ 1.000.000
<b>Total inversiones</b>	<b>\$ 409.037.816</b>	<b>\$ 238.408.538</b>

### 12.2.2 Ingresos y beneficios sociales

Los ingresos de esta evaluación están constituidos por el ahorro de energía que se genera al comparar una alternativa con la otra.

La tarifa de energía que se utilizó corresponde al promedio de las tarifas mensuales\* durante el período comprendido entre julio de 2001 y mayo de 2002 del acueducto Las Flores, ya que no fue posible obtener esta información para los sistemas Multiveredal Santa Elena y Multiveredal Plan-Llano. El valor de la tarifa encontrado fue \$137,47.

Como se dijo al principio de este capítulo, en este estudio no se cuantificarán los beneficios, aunque es importante analizarlos cualitativamente para cada alternativa, como se presenta a continuación.

- Alternativa 3-4: Al llevarse a cabo esta alternativa se solucionaría el problema de fuente del acueducto de la vereda Mazo, garantizando un servicio continuo a los usuarios. De no ejecutarse, la interrupción de este servicio implicaría una disminución en la calidad de vida de los habitantes de esta vereda, una devaluación de las tierras y la posible migración de la población rural a la ciudad, además de producir un estancamiento en el desarrollo de la economía de esta zona. Por otro lado, solucionando el problema de fugas del mismo acueducto, se mejoraría la calidad del agua por medio de la adición de cloro, disminuyendo enfermedades relacionadas con la falta de desinfección del agua. Al aumentar la capacidad del sistema de impulsión en el acueducto Plan-Llano se garantizaría una prestación continua del servicio para todos los usuarios, que de no presentarse el desarrollo económico de estas veredas se vería afectado disminuyéndolo.
- Alternativa 6: En esta alternativa, al igual que en la anterior, se garantizaría un servicio continuo de agua potable a todos los usuarios del acueducto Multiveredal Plan-Llano y por lo tanto los beneficios serían los mismos. En el acueducto de Mazo se mejoraría la calidad del agua, tal como se presenta en la alternativa anterior.

### 12.2.3 Egresos

Los egresos en ambas alternativas son los costos inducidos por la adición de cloro, al considerar la solución al problema de las fugas del acueducto de Mazo. Debido a que estos costos se anularían al comparar una alternativa con la otra es importante cuantificarlos para conocer el valor que representan.

Aunque la dosificación de cloro depende de la calidad del agua que se va a tratar para este estudio se asumió una dosificación de 2 mg/L y se calculó la cantidad de agua tratada por año para obtener el costo de este tratamiento. El precio de cloro que se utilizó fue 6.300 \$/kg.

---

\* Las tarifas mensuales se encuentran en el ANEXO 46

#### 12.2.4 Flujo de Caja

Para este análisis la tasa de descuento es en moneda constante y por lo tanto no se considera inflación.

Para este estudio se utilizará solamente el flujo de caja del proyecto puro ya que el inversionista, en este caso Empresas Públicas de Medellín, no está buscando la rentabilidad en este proyecto sino una solución al problema planteado. Además, este estudio pretende evaluar si el proyecto es factible o no, independientemente de la forma de financiación.

El criterio utilizado para definir si el proyecto es factible o no desde el punto de vista económico es el Valor Presente Neto (VPN).

Las obras consideradas en las alternativas evaluadas tienen consecuencias independientes y no relacionadas entre si aun perteneciendo a la misma alternativa, y por tanto, cada obra que involucra ingresos o beneficios se estudia por separado. Las obras a evaluar son las siguientes:

- Sistema de acueducto Mazo en la alternativa 3-4 contra sistema de acueducto de Mazo en la alternativa 6: en la alternativa 3-4 se considera construir una conducción desde el embalse Las Flores hasta la planta de tratamiento de Mazo y ambas alternativas plantean la solución de problemas de fugas y las desinfección del agua mediante la adición de cloro. Debido a que estas obras no generan ahorro de energía no se presentan ingresos en el flujo de caja; para el análisis se encuentra la diferencia de cada costo de la alternativa 3-4 menos los de la alternativa 6, obteniendo así un flujo de caja diferencial. En la Tabla 235 y en la Tabla 236 del ANEXO 47 se muestran los cálculos para determinar el VPN resultante de este flujo de caja; el resultado de este análisis es un VPN igual a -\$130,183,090, como es negativo la alternativa 6 es financieramente mejor que la 3-4, sin embargo, es necesario tener en cuenta que para que la alternativa 6 sea factible después del año 2005 se debe limitar el número de usuarios de manera que la demanda sea igual a la oferta de agua. Por lo tanto, la decisión de implantar una u otra alternativa en este acueducto depende de los involucrados.

El VPN obtenido es la diferencia entre los valores presentes netos de cada alternativa con respecto a la situación actual que corresponden a \$132.147.810 para la alternativa 3-4 y a \$1.964.720 para la alternativa 6.

- Obra de Interconexión del 32% de Plan-Llano: este análisis pretende determinar si el ahorro de energía que se presenta al conectar el 32% de los usuarios de Plan-Llano a Santa Elena es suficiente para cubrir el costo de la construcción de la nueva tubería en la red de distribución, sin tener en cuenta las demás interconexiones. En el flujo de caja, que se presenta en la Tabla 237 del ANEXO 48, se muestra el ahorro de energía generado por este cambio año por año. Para un período de evaluación hasta el año 2015 la inversión se recupera con un VPN igual a \$4.204.499. Este valor no es muy alto, por

lo cual es necesario revisar el análisis de sensibilidad que se hará más adelante para poder tomar una decisión con respecto a esta obra.

- Obra de Interconexión de los acueductos Las Flores y Santa Elena: se pretende determinar si el ahorro de energía que se genera al realizar la interconexión entre estos acueductos es suficiente para cubrir los costos de construcción de los cambios necesarios. El flujo de caja se muestra en la Tabla 238 del ANEXO 49. Para un período de evaluación al año 2015 se recupera la inversión con un VPN igual a \$2.339.160. Este valor no es suficientemente alto para tomar una decisión, por lo cual es necesario realizar el análisis de sensibilidad.

#### 12.2.5 Análisis de sensibilidad

Debido a los resultados obtenidos a partir del estudio de flujo de caja y del VPN, y a la incertidumbre en varios datos iniciales en el estudio económico es necesario realizar un análisis de sensibilidad utilizando variaciones de 10% y 25%, positivas y negativas, sobre aquellas variables inciertas que se espera pueden representar un cambio significativo en los resultados del estudio.

Las variables afectadas por estas variaciones para este análisis son:

- Tarifas de energía por bombeo: si estas tarifas disminuyen su precio, el ahorro de energía será menos significativo y por lo tanto cada obra que involucre esta variable será menos viable.
- Inversiones en general: esta variable se tomará como una sola, ya que los precios estimados para la construcción de todas las obras no corresponden a los precios de mercado reales. Debido a la cantidad de actividades que la componen, los cambios porcentuales supuestos para esta variable son altos comparativamente con los que se esperarían realmente, pero se utilizan con el fin de tener la misma base de comparación con todas las variables.
- Tasa de descuento: el cambio en el valor de esta variable es discrecional del inversionista. El rango de variación que se analizará se encuentra dentro de valores normales.

Los datos que se utilizaron para hacer el análisis de sensibilidad se encuentran en la Tabla 128.

Tabla 128. Datos de entrada para el análisis de sensibilidad.

Variación	Tasa de descuento	Tarifa	Inversiones		
			Conexión Santa Elena- Las Flores	Conexión 32% Plan-Llano a Santa Elena	Conducción de Mazo
-25%	7,50%	\$103,10	\$1,060,704	\$27,641,054	\$101,119,340
-10%	9,00%	\$123,72	\$1,272,844	\$33,169,265	\$121,343,209
0	10,00%	\$137,47	\$1,414,272	\$36,854,739	\$134,825,787
10%	11,00%	\$151,21	\$1,555,699	\$40,540,213	\$148,308,366
25%	12,50%	\$171,84	\$1,767,840	\$46,068,424	\$168,532,234

Los resultados del análisis de sensibilidad se encuentran en la Tabla 129. En esta tabla se puede observar que la interconexión de agua cruda entre el acueducto Multiveredal Santa Elena y Las Flores siempre da como resultado VPN positivo, lo que indica que aunque las variables estudiadas cambien su valor en una proporción de 25% la inversión se recupera, haciendo esta alternativa viable financieramente.

La conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano al sistema Multiveredal Santa Elena es viable para variaciones del 10% en todas las variables. Con variaciones del 25% que afectan de forma negativa el VPN, esta interconexión pierde viabilidad. Se observa que una reducción del 25% en la tarifa de energía o un aumento del 25% en las inversiones generan los valores más críticos de VPN; sin embargo, como se dijo anteriormente, un cambio en las inversiones de 25% es alto comparando con lo esperado y, aunque esta misma variación en la tarifa de energía es posible, es necesario realizar un análisis más profundo del comportamiento del mercado de la energía para descartar la realización de esta obra teniendo en cuenta solamente los resultados financieros.

La conducción de Mazo no es factible financieramente bajo ninguna circunstancia. El VPN no varía con los cambios en la tarifa de energía ya que no utiliza sistema de bombeo para su funcionamiento.

Para conocer la influencia en porcentaje que tienen las variaciones porcentuales de cada variable sobre el VPN se realizó un cuadro comparativo que se muestra en la Tabla 130.



Tabla 129. Resultados del análisis de sensibilidad

<b>ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD</b>					
<b>Variación</b>	<b>-25%</b>	<b>-10%</b>	<b>0</b>	<b>10%</b>	<b>25%</b>
<b>Valor Presente Neto</b>					
Conexión Santa Elena- Las Flores					
<b>Tarifa de energía</b>	\$1,400,802	\$1,963,817	\$2,339,160	\$2,714,503	\$3,277,518
<b>Inversiones</b>	\$2,692,728	\$2,480,587	\$2,339,160	\$2,197,733	\$1,985,592
<b>Tasa de descuento</b>	\$2,922,034	\$2,557,267	\$2,339,160	\$2,138,777	\$1,867,667
Conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano a Santa Elena					
<b>Tarifa de energía</b>	(\$6,060,311)	\$98,575	\$4,204,499	\$8,310,422	\$14,469,308
<b>Inversiones</b>	\$13,418,183	\$7,889,973	\$4,204,499	\$519,025	(\$5,009,186)
<b>Tasa de descuento</b>	\$11,607,628	\$6,965,071	\$4,204,499	\$1,679,569	(\$1,717,374)
Conducción de Mazo					
<b>Tarifa de energía</b>	(\$137,058,610)	(\$137,058,610)	(\$137,058,610)	(\$137,058,610)	(\$137,058,610)
<b>Inversiones</b>	(\$103,352,163)	(\$123,576,031)	(\$137,058,610)	(\$150,541,189)	(\$170,765,057)
<b>Tasa de descuento</b>	(\$137,436,655)	(\$137,199,887)	(\$137,058,610)	(\$136,929,030)	(\$136,754,080)

Los valores que se muestran en rojo corresponden a VPN negativo

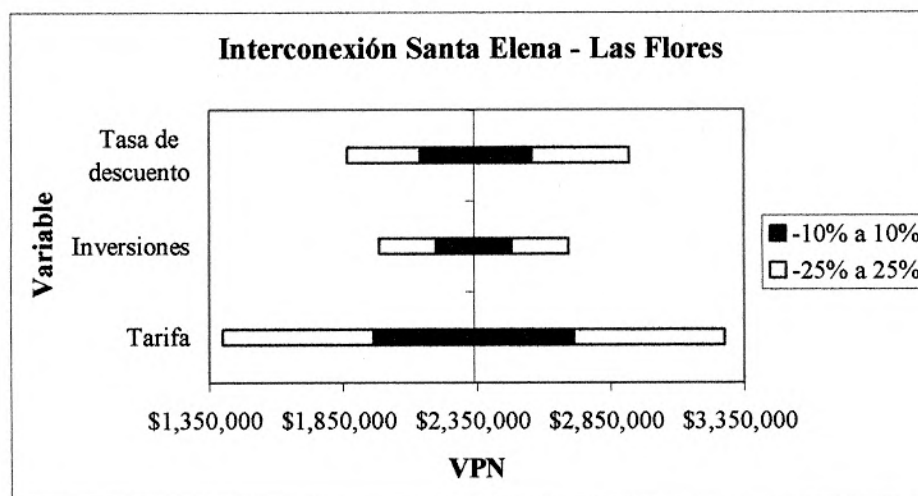
Tabla 130. Variación porcentual del VPN con respecto a la variación porcentual de cada variable.

Variación	-25%	-10%	0	10%	25%
<b>Conexión Santa Elena- Las Flores</b>					
<b>Tarifa de energía</b>	40,1%	16,0%	0,0%	16,0%	40,1%
<b>Inversiones</b>	15,1%	6,0%	0,0%	6,0%	15,1%
<b>Tasa de descuento</b>	24,9%	9,3%	0,0%	8,6%	20,2%
<b>Conexión del 32% de Plan-Llano a Santa Elena</b>					
<b>Tarifa de energía</b>	244,1%	97,7%	0,0%	97,7%	244,1%
<b>Inversiones</b>	219,1%	87,7%	0,0%	87,7%	219,1%
<b>Tasa de descuento</b>	176,1%	65,7%	0,0%	60,1%	140,8%
<b>Conducción de Mazo</b>					
<b>Tarifa de energía</b>	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
<b>Inversiones</b>	24,6%	9,8%	0,0%	9,8%	24,6%
<b>Tasa de descuento</b>	0,3%	0,1%	0,0%	0,1%	0,2%

Para visualizar mejor los datos de la Tabla 130 se graficó el cambio de VPN con los cambios en las variables, lo cual se muestra en la Figura 101, la Figura 102 y la Figura 103.



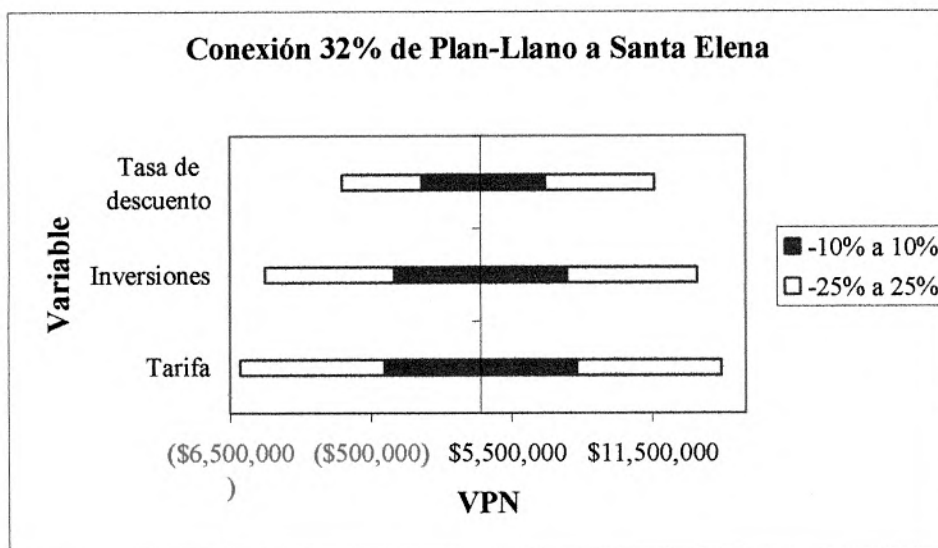
Figura 101. Variación del VPN de la interconexión entre Santa Elena y Las Flores



La variable que más incidencia tiene en el resultado de VPN es la tarifa de energía, seguida por la tasa de descuento. En el caso de las tarifas de energía se observa que para cambios de 25% en esta variable se obtienen variaciones de 40,1% en el VPN y para cambios de 10% se obtienen variaciones de 16,0%. Esto quiere decir que el VPN es muy sensible a esta variable ya que cualquier cambio porcentual en la tarifa de energía genera una variación mayor en el VPN; a pesar de lo anterior esta obra sigue siendo viable financieramente.

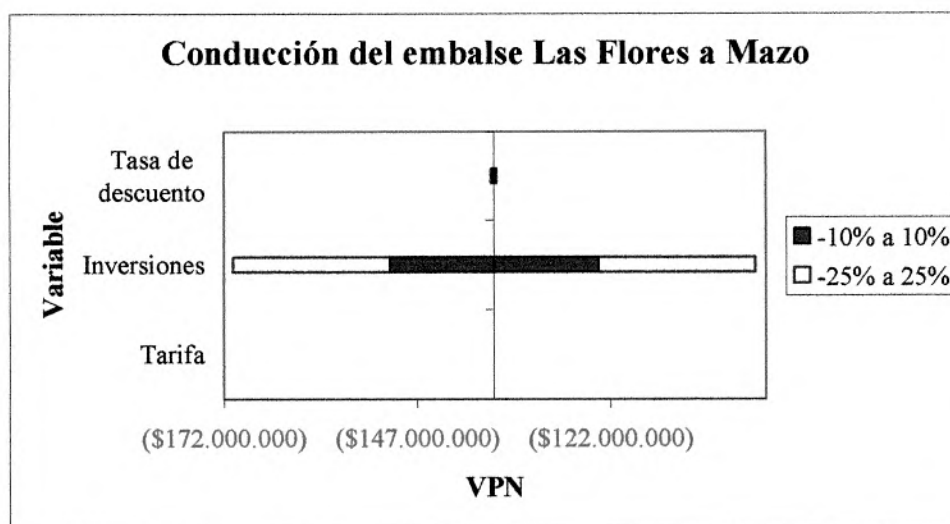
En el caso de la tasa de descuento un cambio del 25% genera variaciones distintas en el VPN dependiendo de si el cambio es positivo o negativo; la mayor variación se encuentra disminuyendo en un 25% la tasa de descuento que genera un aumento en el VPN de 24,9%; el VPN varía aproximadamente en la misma proporción que la tasa de descuento.

Figura 102. Variación de VPN en la conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano con el acueducto Multiveredal Santa Elena.



Todas las variables tienen una influencia muy alta en el VPN, lo cual se observa tanto en la Tabla 129 (con variaciones de VPN entre 176,1% y 244,1% para cambios en las variables de 25%) como en la Figura 102, donde se puede ver que el VPN pasa de ser positivo a negativo fácilmente. El VPN tiene alta sensibilidad con las tres variables, siendo la más significativa la tarifa de energía, seguida de inversiones y de tasa de descuento. Debido a la alta influencia que tienen estas variaciones en el VPN es necesario realizar un estudio más detallado para determinar la ejecución de esta alternativa.

Figura 103. Variación del VPN en la conducción de Mazo



Las inversiones constituyen la única variable que afecta el VPN, ya que este acueducto no tiene sistema de bombeo por lo que no se ve afectado por la tarifa, y el único egreso que se ve afectado por la tasa de descuento tiene un valor despreciable con respecto a

las inversiones. El VPN varía aproximadamente en la misma proporción en la que varían las variables.

Esta alternativa no puede ser evaluada sólo financieramente debido a que esta obra no genera ingresos monetarios, sino beneficios sociales. Lo que se pretende calculando el VPN es mostrar los costos adicionales de la alternativa 3-4 con respecto a la alternativa 6, o mejor, los costos de abastecer el acueducto de Mazo con las condiciones de continuidad y calidad del servicio con respecto a los costos de optimizar este acueducto pero con la restricción de usuarios determinada por la oferta de agua de la fuente.

Los resultados financieros indican que la mejor alternativa es la 6; sin embargo, los mayores beneficios sociales se obtienen con la alternativa 3-4. La decisión de la construcción de esta conducción depende de la comunidad y de los inversionistas.

### **12.3 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ECONÓMICA**

A partir de esta evaluación no se puede definir una alternativa en conjunto como la mejor de las dos estudiadas, debido a que esta evaluación se realizó dividiendo las alternativas en partes que se analizaron independientemente para conocer su factibilidad económica. Por lo tanto, la decisión corresponde a los resultados del estudio de cada obra y la solución final será una combinación de las dos alternativas estudiadas.

Finalmente, los resultados son los siguientes:

- Interconectar los acueductos Las Flores y Multiveredal Santa Elena, obra que hace parte de la alternativa 3-4.
- Reemplazar la tubería de impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano, obra que hace parte de las dos alternativas estudiadas.
- Conectar el 32% de los usuarios del acueducto Multiveredal Plan-Llano con el Multiveredal Santa Elena, obra que hace parte de la alternativa 3-4. Esta no es una decisión final, ya que se necesitan estudios más detallados para tener mayor seguridad.
- Limitar el número de conexiones de Mazo en el futuro y hacer campañas para lograr la máxima disminución de la dotación, medida que se consideró en la alternativa 6. No se tomó la decisión de construir la conducción desde el embalse Las Flores hasta la planta de tratamiento del acueducto de Mazo por los altos costos de inversión que implica; sin embargo esta decisión se deja a discreción de los involucrados.

### 13. CONCLUSIONES

Este estudio propone una metodología a seguir para la evaluación y el mejoramiento de sistemas de acueductos veredales existentes, la cual no se encuentra en bibliografía. Esta situación es muy común en Colombia y por lo tanto la metodología utilizada puede generalizarse para condiciones similares en el país.

Para este tipo de estudios debe verificarse en campo la información obtenida en los planos, debido a que se pueden presentar muchas variaciones entre los diseños y lo construido.

Con la información suministrada por las administraciones de los acueductos y con lo observado durante el estudio se puede concluir que los sistemas de acueducto estudiados han sido manejados de forma organizada.

Los acueductos estudiados operan la mayor parte del año por debajo de la demanda de diseño, ya que esta se calcula a partir de datos que provienen de fenómenos puntuales como lo es el 7 de agosto de cada año.

El estudio hidrológico es indispensable como parte del diseño de un sistema de acueducto. Esto es porque este problema no tiene fácil solución a diferencia de la mayoría de los problemas presentados por las estructuras.

Los pequeños detalles que se omiten en el diseño pueden generar graves problemas en el funcionamiento futuro de un acueducto, como es el caso de la tubería de impulsión de Plan-Llano, en donde por no haber estudiado la compatibilidad de la composición química del agua con el material de prefiltro se tendrá que hacer una gran inversión para solucionar el problema carbonatación en la tubería.

Es posible economizar energía a partir de bombeo con dos columnas de descarga siempre y cuando se den las condiciones de longitud, de altura y de la tubería necesarias.

Para tomar una decisión en una evaluación económica es de vital importancia cuantificar los beneficios sociales, ya que generalmente los proyectos sociales no presentan beneficios financieros; esto con el fin de determinar si se justifica la inversión.

Teniendo en cuenta únicamente los resultados de este estudio no se puede tomar alguna decisión definitiva sobre la ejecución de obras de beneficio social, debido a que no se conoce la capacidad de pago de los usuarios de los sistemas ni la intención de inversión de otros implicados. Por lo tanto los resultados consisten en mostrar diferentes posibilidades, en proponer la ejecución de las obras con mayores beneficios y facilitar la toma de decisiones.

Los resultados de la evaluación económica no arrojan ninguna solución definitiva, ya que en todos los casos el valor presente neto en el año final de evaluación (2015) no es lo suficientemente alto como para tomar una decisión definitiva.

Todas las plantas de tratamiento tienen capacidad para las demandas estudiadas. Es responsabilidad de las administraciones de los acueductos garantizar por medio de lavados regulares, que se encuentren en condiciones para tratar lo necesario.

El acueducto Multiveredal Santa Elena, con las estructuras que tiene y en las condiciones en que éstas están, puede abastecer en el 2015 más usuarios que los proyectados para ese año.

El cambio de impulsores en el bombeo de Santa Elena fue una buena decisión acertada, ya que de esta forma se disminuyó considerablemente la potencia instantánea y la energía consumida.

Contrario a lo que se piensa, el tanque de succión no es necesariamente el causante de que se haya tenido que recortar los impulsores de la bomba en el acueducto Multiveredal Santa Elena. Lo anterior se debe a que si el caudal que le entra al tanque fuera mayor, no hubiera surgido esa necesidad y por lo mismo no es necesario pensar en una ampliación de éste.

El problema de la impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano se debe a que el agua que por allí se transporta ocasiona carbonatación en la tubería. Esto puede ocurrir debido al estado del agua en la quebrada o a la mineralogía del material del prefiltro. Aunque no hay certeza acerca del origen del problema, se concluye que la causa más probable es la segunda, ya que el mismo problema no se presenta en la tubería de aducción del mismo acueducto.

La impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano, en las condiciones en que se encuentra, va a constituirse en un factor limitante del funcionamiento del sistema actual (abasteciendo a las veredas El Plan, El Llano, Perico y La Meseta) en aproximadamente uno o dos años. Incluso, en este momento, hay días en los que se bombea 24 horas seguidas debido a la baja capacidad de esta tubería. Para solucionar este problema se cree necesario y urgente el cambio de la tubería de impulsión.

El problema de carbonatación en la impulsión producida por la composición química del agua requiere una solución que involucre el tratamiento del agua para disminuir su agresión hacia las estructuras, independientemente de las medidas que se tomen para solucionar el problema de capacidad de la tubería (cambiarla o no hacerlo). Si no se cambia, la carbonatación persistiría y seguiría disminuyendo la capacidad de la tubería. Si, por el contrario, ésta se cambia, el problema generado por la composición química del agua comenzaría de nuevo y probablemente en unos años la tubería sería insuficiente para la demanda del momento. Por esta razón es necesario realizar un estudio profundo para conocer la composición química del agua y tener herramientas para atacar los agentes que producen la carbonatación en la tubería.



De hacer un cambio en la impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano, es necesario hacer una modificación a la aducción de este sistema, que consiste en un aumento del diámetro de un tramo de la tubería. Los tramos 2 y 3 que actualmente tienen un diámetro 4 pulgadas necesitarían uno de 6 pulgadas.

A diferencia de lo que piensa la administración del acueducto Multiveredal Plan-Llano, el tanque de almacenamiento del sistema no es una limitante para su funcionamiento, es incluso suficiente para atender la demanda estimada en el año 2015.

El acueducto Las Flores está sobredimensionado en todas sus estructuras, por lo que este acueducto podría abastecer a más usuarios de los que tiene y de los proyectados para el año 2015. Estos nuevos usuarios podrían ser algunos de la vereda Mazo, los cuales entrarían al régimen tarifario que tiene el acueducto Las Flores a cambio de un mejor servicio.

El proceso de operación de las bombas del acueducto Las Flores se puede simplificar si su funcionamiento se pone a depender del nivel del agua en el lugar de almacenamiento que alimenta a la planta de filtración lenta (tanque de la planta) por medio de un sistema de flotadores, que regulen tanto la prendida como la apagada de la bomba.

El consumo de Mazo está por encima de la dotación neta promedio sugerida en la bibliografía y además muy superior a la de las otras veredas adyacentes. Algunas de las razones para que se presente esto son: la falta de control tarifario, la falta de educación, y el uso del suelo del sector (agrícola y pecuario).

El sistema de Mazo tiene muy buena capacidad de almacenamiento, pero presenta serios problemas de oferta de agua por parte de la fuente.

Para garantizar la continuidad en el servicio es necesario buscar una nueva fuente de agua para el acueducto de Mazo que satisfaga los requerimientos de los usuarios actuales y posibilite el suministro de agua a los futuros usuarios, debido a que en este momento la fuente es insuficiente.

La continuidad de servicio en el acueducto de Mazo se puede garantizar también por medio de la reducción en el consumo a través de campañas educativas y de la imposición de un sistema tarifario. Es posible que esto no resuelva el problema totalmente, ya que hay una diferencia muy alta entre la demanda y la oferta de agua en época de sequía, pero sí se puede mejorar la prestación actual del servicio.

En la alternativa 3-4 toma mayor fuerza la recomendación de disminuir el consumo de Mazo, ya que si el consumo en Mazo se redujera al 70% del consumo actual, el tiempo de vaciado del embalse aumentaría a 28 días para el 2015 atendiendo a los dos acueductos: Las Flores y Mazo. Este criterio es muy aceptable, ya que es muy baja la probabilidad de que un caudal mínimo con un período de retorno de 25 años se presente durante un mes. La conexión del embalse Las Flores con el acueducto de Mazo no es viable si no se complementa con una campaña educativa que disminuya el consumo en esta vereda.

El problema de fuente de Mazo no tiene una solución económicamente factible dentro de las posibilidades estudiadas. Por esta razón será prioritario implantar campañas educativas y tarifas en este sistema con el fin de darle continuidad. Además es necesario restringir el número de conexiones para disminuir al máximo los períodos de suspensión del servicio.

Para asegurar la recuperación de la inversión de las diferentes obras propuestas por las dos alternativas estudiadas financieramente, es necesario trabajar con tasas de descuento del 11%.

Finalmente, los resultados son los siguientes:

- Interconectar los acueductos Las Flores y Multiveredal Santa Elena, obra que hace parte de la alternativa 3-4. Tiene un valor de \$ 1.414.272
- Reemplazar la tubería de impulsión del acueducto Multiveredal Plan-Llano, obra que hace parte de las dos alternativas estudiadas. Tiene un valor de \$ 238.033.018
- Conectar el 32% de los usuarios del acueducto Multiveredal Plan-Llano con el Multiveredal Santa Elena, obra que hace parte de la alternativa 3-4. Esta no es una decisión final, ya que se necesitan estudios más detallados para tener mayor seguridad. Tiene un valor de \$36.854.739
- Limitar el número de conexiones de Mazo en el futuro y hacer campañas para lograr la máxima disminución de la dotación, medida que se consideró en la alternativa 6. No se tomó la decisión de construir la conducción desde el embalse Las Flores hasta la planta de tratamiento del acueducto de Mazo por los altos costos de inversión que implica; sin embargo esta decisión se deja a discreción de los involucrados.



## 14. RECOMENDACIONES

Reevaluar el método de proyección de la población que considera un crecimiento inducido por la construcción del acueducto de alrededor del 20-30% durante los dos primeros años, ya que el comportamiento encontrado a partir de datos históricos es menor.

Realizar un estudio hidrológico más profundo con el fin de encontrar una mejor fuente para los acueductos de esta región, con el fin de aprovechar la capacidad adicional que tienen algunas de las estructuras de estos acueductos.

Se debe comprometer tanto a la comunidad como a la administración de los acueductos veredales para que se realicen aforos regularmente con el fin de reunir registros para estudios posteriores relacionados con estas fuentes.

Se debe actualizar la información contenida en los planos referente a los sistemas de acueductos con la construida realmente, además de hacerse periódicamente para registrar modificaciones en los sistemas de acueducto.

Realizar estudios sociales para identificar las necesidades actuales de la población y su disposición a la inversión en proyectos como los propuestos en este estudio; especialmente para resolver el problema de Mazo, donde los principales afectados son los usuarios del sistema y no se encontró una solución factible para el problema de continuidad del servicio.

Implantar un sistema de control automático por medio de flotadores en los tanques de llegada para la prendida y apagada de las bombas, de acuerdo a los niveles en los tanques a los que llega el bombeo.

Poner en marcha campañas educativas para la comunidad con el fin de disminuir el consumo de agua en la vereda Mazo.

Instalar un medidor a la entrada del tanque de almacenamiento de Mazo para cuantificar las fugas que se presentan en la conducción y tener mejores herramientas para la toma de decisiones.

Implementar un sistema tarifario en la vereda Mazo que se ajuste a la capacidad de pago de la comunidad y que premie el ahorro en el consumo, esto con el fin de disminuir el consumo de los usuarios de este acueducto.

Realizar un estudio, si es posible, sobre la búsqueda de una fuente con capacidad suficiente para abastecer por gravedad a las veredas de la región.

Profundizar en los estudios de tarifas de energía para tener mayor certeza en el precio de ésta y poder tomar una decisión acerca de la ejecución de las obras de conexión del 32% de los usuarios de Plan-Llano.

Se recomienda a las Empresas Públicas de Medellín y al Municipio de Medellín, como entidades promotoras del Programa de Acueductos Veredales en el Municipio de Medellín, acometer un estudio de factibilidad que verifique y confronte en campo la información recopilada en este trabajo de grado, y que profundice en aquellos aspectos necesarios para definir la alternativa más conveniente para interconectar u optimizar el funcionamiento de los acueductos del corregimiento de Santa Elena, de tal forma que se superen las deficiencias existentes en algunos de ellos y se trate de reducir los costos de operación a niveles que estén dentro de la capacidad de pago de sus usuarios.

## BIBLIOGRAFÍA

- ACOSTA A., Guillermo. Manual de Hidráulica. IM. de Azevedo Netto
- ANUARIO HIDROMETEOROLÓGICO. Vol. 1. División de Medio Ambiente, Departamento de Hidrometría e Instrumentación. EEPPM, 1991. 138p.
- ARCHIVOS EEPPM. Carpetas de aforos de las quebradas de Medellín.
- BOLETÍN HIDROMETEOROLÓGICO. Departamento de Hidrometría e Instrumentación. Volumen 2. Medellín: EEPPM, 1993.
- CONSEJO DE MEDELLÍN, Secretaria General. Santa Elena: El consejo de Medellín siempre presente en las inquietudes de la comunidad. Especial. Medellín. Editores Ltda., 1998. 4p
- CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE (CEPIS). Teoría diseño y control de los procesos de clarificación de las aguas. División de protección de la salud ambiental. Serie técnica. Lima: Organización
- CORCHO ROMERO, Freddy Hernán y DUQUE SERNA, José Ignacio. Acueducto Teoría y Diseño. Medellín: Universidad de Medellín, 1993.
- HAESTAD METHODS. Computer Applications in Hydraulic Engineering. 2da Ed. Estados Unidos de América. Haestad Press, 1997-1998.
- HIDRAMSA. Diseño conceptual del acueducto Multiveredal Santa Elena. Medellín. 1995.
- \_\_\_\_\_. Estudio de Fuentes y Caudales Veredas Matasano y Media Luna. Medellín, 1995.
- JOHNSON, Richard A. Probabilidad y Estadística para Ingenieros de Miller y Freund. 5a ed. México. Prentice Hall Hispanoamericana, S.A., 1997. 630p
- KSB, Centrifugal Pump Lexicon.
- MATAIX, Claudio. Mecánica de Fluidos y máquinas hidráulicas.
- MONSALVE SÁENZ, Germán. Hidrología en la Ingeniería. 2ª ed. Santafé de Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999. 117 – 126p, 302 – 306p.
- PÉREZ PARRA, Jorge Arturo. Diseño de Acueductos y Alcantarillados. Medellín: Universidad Nacional de Colombia Seccional Medellín, 1998.

\_\_\_\_\_. Manual de potabilización del agua. Posgrado en aprovechamiento de Recursos hidráulicos. 3 ed. Medellín: Universidad Nacional de Colombia Seccional Medellín Facultad de Minas, 1997.

PIZARRO DÍAZ, Héctor. Estudio de Caudales mínimos y Curva de Duración de la Quebrada Santa Elena. Departamento de Hidrometría e Instrumentación. Medellín: EPPM, 1992. Carpeta.

PURSHEL WOLFGANG. La Captación y el Almacenamiento de agua potable. 2a ed. España. URMO, S.A. Ediciones, 1982.

RH WARRING. Selección de Bombas. Sistemas y Aplicaciones. Barcelona-Madrid-Bogotá. Editorial Labor, S.A., 1977.

SHAMES, Irving H. Mecánica de Fluidos. 3a ed. Santa Fé de Bogotá. Mc Graw-Hill., 1995.

SOTELO ÁVILA, Gilberto. Hidráulica General. Volumen I. México. Limusa, 1995.

STREETER Victor L., Mecánica de Fluidos.

SULTZER BRITHERS Limites, Pump División, Centrifugal Pump Handbook.

THE SIHI GROUP, Basic Principles For The Desing of Centrifugal Pump Instalations.

TRATADO GENERAL DEL AGUA Y SU DISTRIBUCIÓN. Tomo 5

VÉLEZ, María V.; SMITH, Ricardo A.; VÉLEZ, Jaime I.; PÉREZ, Carlos A.; BOLAÑOS, Hernán D. y FRANCO, Carlos J. Regionalización de Caudales Máximos y Mínimos en una Región de Colombia. Aparte de Tesis de Grado. Medellín: Postgrado de Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia.

VEN TE CHOW; MAIDMENT, David R. y MAYS, Larry W. Hidrología Aplicada. . Santafé de Bogotá. McGraw Hill Interamericana, S.A, 2000. 361 – 438.p.

<http://www.unesco.org.uy/phi/libros/obrashidraul/Cap8.html>

[http://www.aquachlorese.com/new\\_page\\_7.htm](http://www.aquachlorese.com/new_page_7.htm)