

REPUBLICA DE PANAMA

**ACADEMIA PARA EL DESARROLLO
EDUCACIONAL (AED)**

**AGENCIA DE LOS ESTADOS UNIDOS PARA EL
DESARROLLO INTERNACIONAL (USAID)**

**ESTUDIO HIDROGEOLOGICO
EN LAS SUBCUENCAS DE LOS HULES,
TINAJONES Y CAÑO QUEBRADO (LH-T-Q)**



HIDROGEO SERVICIOS CONSULTORES, S.A.

JUNIO, 2004

ANTECEDENTES	1
CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES	
1.1 OBJETIVOS	2
1.1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DEL PROYECTO	3
1.2.1 LOCALIZACIÓN Y ACCESO	3
1.2.2 METEOROLOGÍA	3
1.2.2.1 CLIMA	3
1.2.2.2 PRECIPITACIÓN PLUVIAL	4
1.2.2.3 TEMPERATURA	5
1.2.2.4 HUMEDAD RELATIVA	6
1.2.2.5 EVAPORACIÓN	6
1.2.3 GEOMORFOLOGÍA Y EROSION	6
1.2.4 GEOLOGÍA REGIONAL	8
1.2.5 HIDROGEOLOGÍA REGIONAL	9
CAPITULO 2. ESTUDIO HIDROGEOLÓGICO	
2.1 INVESTIGACIÓN GEOFISICA	10
2.1.1 METODOLOGIA DE INVESTIGACION	10
2.1.2 APLICABILIDAD DEL MÉTODO ELECTRORESISTIVO	13
2.1.3 RESULTADOS OBTENIDOS	14
2.1.4 CONCLUSIONES DE INVESTIGACION GEOFISICA	15
2.2 TRABAJOS DE FILTRACION EXPERIMENTAL - HIDRAULICA DE POZOS	17
2.2.1 AGUAS SUBTERRANEAS	17
2.2.1.1 INTRODUCCION	17
2.2.1.2 OBJETIVOS DE LOS TRABAJOS DE FILTRACION EXPERIMENTAL	18
2.2.1.3 METODOLOGIA DE TRABAJOS DE FILTRACIÓN, (PRUEBAS DE BOMBEO)	18
2.2.1.3.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES	18
2.2.1.3.2 DEFINICION DE TERMINOS MAS USADOS EN HIDRAULICA DE POZOS	19
2.2.1.3.3 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO FILTRANTE DEL AREA INVESTIGADA	20
2.2.1.3.4 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION APLICADA	22
2.2.1.3.4.1 PREPARACION Y EJECUCION DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO	22
2.2.1.3.4.2 ECUACIONES GENERALES QUE CARACTERIZAN EL MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA	23
2.2.1.3.4.3 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO	26
2.2.1.3.5 RESULTADO DE CALCULOS DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO	27

2.2.1.4	DETERMINACIÓN DE LA DIRECCIÓN DE FLUJO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS. MAPA DE NIVELES FREÁTICOS	27
2.2.1.5	RESULTADOS DE HIDRÁULICA DE POZOS	29
2.2.2	AGUAS SUPERFICIALES PARA SER CONSIDERADO COMO ALTERNATIVA DE FUENTE SUPERFICIAL CON FINES DE ABASTECIMIENTO	32
2.2.2.1	EVALUACIÓN DEL RÍO CAÑO QUEBRADO (CABECERA RÍO TINAJONES), PUNTO AGUAS ARRIBA DE LA DESCARGA DE LA EMPRESA "BLUE RIBBON"	32
2.2.2.1.1	CARACTERIZACIÓN DEL RÍO	32
2.2.2.1.2	DATOS DE AFORO	34
2.2.2.1.3	RECOMENDACIONES	36
2.2.2.2	EVALUACIÓN DE LA QUEBRADA S/N UBICADA EN LOS TERRENOS, PROPIEDAD DE LA FLIA. DÍAZ, LAS ZANGUENGAS	37
2.2.2.2.1	CARACTERIZACIÓN DE LA QUEBRADA	37
2.2.2.2.2	DATOS DE AFORO	39
2.2.2.2.3	RECOMENDACIONES	40
2.2.2.3	EVALUACIÓN DE LA QUEBRADA S/N UBICADA EN LOS TERRENOS, PROPIEDAD DE LA FLIA. ROMERO, MENDOZA	41
2.2.2.3.1	CARACTERIZACIÓN DE LA QUEBRADA	41
2.2.2.3.2	DATOS DE AFORO	43
2.2.2.3.3	RECOMENDACIONES	44
3	CAPÍTULO 3. TRABAJOS DE LABORATORIO	45
3.1	AGUAS SUBTERRÁNEAS	45
3.1.1	INVESTIGACIONES HIDROQUÍMICAS REALIZADAS	45
3.1.2	RESULTADOS	46
3.2	AGUAS SUPERFICIALES	48
4	CAPÍTULO 4. TEMAS ESPECIALES	48
4.1	MANTENIMIENTO PREVENTIVO DE LOS POZOS EXISTENTES	48
4.1.1	GENERALIDADES	48
4.1.2	DESARROLLO Y ESTIMULACIÓN DE POZOS EN MATERIALES CONSOLIDADOS	52
4.1.3	DESARROLLO DE POZOS CON PISTÓN	53
4.1.4	DESARROLLO CON AIRE COMPRIMIDO	54
4.1.5	USO DE AGENTES DISPERSANTES	56
4.2	ASISTENCIA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE FILTRO LENTO	57
4.2.1	INTRODUCCIÓN	57

4.2.2	METODOS DE PURIFICACIÓN DEL AGUA SUPERFICIAL – POTABILIZACIÓN	57
4.2.3	PRINCIPIOS DE FILTRACIÓN LENTA EN ARENAS	58
4.2.3.1	GENERALIDADES SOBRE FILTROS LENTOS	58
4.2.3.2	LOS ELEMENTOS BÁSICOS DE UN FILTRO LENTO DE ARENA	59
4.2.3.2.1	CAPA DE AGUA SOBRENADANTE	59
4.2.3.2.2	LECHO DEL MEDIO FILTRANTE	60
4.2.3.2.3	SISTEMA DE DRENAJE	61
4.2.3.2.4	DISPOSITIVOS DE REGULACIÓN Y CONTROL DEL FLUJO	61
4.2.3.3	PRINCIPIO DEL PROCESO DE PURIFICACIÓN	62
4.2.3.4	PRETRATAMIENTO Y POSTRATAMIENTO DEL AGUA	64
4.2.3.4.1	PRETRATAMIENTO	64
4.2.3.4.2	POSTRATAMIENTO DEL AGUA	67
4.2.3.5	VENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS	67
4.2.3.6	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS DE ARENA	68
4.2.4	DISEÑO DE PLANTAS DE FILTRACIÓN LENTA CON ARENA	69
4.2.4.1	CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	69
4.2.4.1.1	DATOS GENERALES	69
4.2.4.1.2	CALIDAD FISICO-QUÍMICA DEL AGUA	70
4.2.4.1.3	CRITERIOS O DIRECTRICES DE DISEÑO Y MANTENIMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DEL FILTRO	71
4.2.4.1.4	CARACTERIZACIÓN DEL FILTRO LENTO EXISTENTE	73
4.2.5	CONCLUSIONES	77
4.3	BALANCE HIDRICO DEL AREA ESTUDIADA	78
4.3.1	INTRODUCCIÓN	78
4.3.2	OBJETIVO	79
4.3.3	METODOLOGÍA	80
4.3.4	DESCRIPCIÓN DE DATOS DISPONIBLES	80
4.3.4.1	PRECIPITACIÓN PLUVIAL	80
4.3.4.2	TEMPERATURA	80
4.3.4.3	ESCORRENTÍA	80
4.3.4.4	EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL	81
4.3.4.5	INFILTRACIÓN	
4.3.5	ESTIMACION DEL POTENCIAL DE RESERVA DE AGUA	82
4.3.5.1	DEMANDA GLOBAL DE LAS AREAS INVESTIGADAS	82
4.3.5.2	BALANCE HIDROLÓGICO	83
4.3.5.2.1	SUBCUENCA LOS HULES	85

4.3.5.2.1.1	RESERVAS DINÁMICAS	85
4.3.5.2.1.2	RESERVAS ESTÁTICAS	85
4.3.5.2.2	SUBCUENCA TINAJONES	86
4.3.5.2.2.1	RESERVAS DINÁMICAS	86
4.3.5.2.2.2	RESERVAS ESTÁTICAS	87
4.3.5.2.3	SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO	88
4.3.5.2.3.1	RESERVAS DINÁMICAS	88
4.3.5.2.3.2	RESERVAS ESTÁTICAS	88
4.3.5.3	RESERVAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS GLOBALES DE LAS SUBCUENCAS LOS HULES - TINAJONES - CAÑO QUEBRADO	89
4.3.6	CONCLUSIONES	90
4.4	SISTEMAS DE POZOS PUNTERAS	91
5	CAPITULO 5. RECOMENDACIONES FINALES DEL PROYECTO	94
5.1	DISCUSION GENERAL SOBREE LAS ALTERNATIVAS DE OPTIMA EXPLOTACION DEL RECURSO HIDRICO EN EL AREA DEL PROYECTO	94
5.2	EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES Y LA EFECACIA DE TRABAJO DE LOS SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA EXISTENTES	96
5.3	RECOMENDACIONES PARA MEJORAR EL SERVICIO EN LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO EN BASE A LO INVESTIGADO	98
5.3.1	SUBCUENCA LOS HULES	98
5.3.1.1	COMUNIDAD DE LOS HULES ABAJO	98
5.3.1.2	COMUNIDAD DE LOS HULES CENTRO	100
5.3.2	SUBCUENCA TINAJONES	101
5.3.2.1	COMUNIDAD DE TINAJONES ARRIBA	101
5.3.2.2	COMUNIDAD LA COLORADA	103
5.3.2.3	COMUNIDAD DE DIVISA	104
5.3.3	SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO	105
5.3.3.1	COMUNIDAD DE MENDOZA	105
5.3.3.2	COMUNIDAD DE LAS ZANGUENGAS	106
5.3.3.3	COMUNIDAD DE LAS YAYAS AFUERA	107
5.3.3.4	COMUNIDAD DE ALTOS DEL JOBO	108

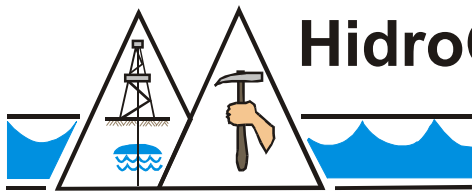
ANEXO

A.1 INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA

A.2 HIDRÁULICA DE POZOS

A.3 CALIDAD FISICO-QUÍMICA Y BACTERIOLÓGICA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

A.4 CALIDAD FISICO-QUÍMICA Y BACTERIOLÓGICA DE AGUAS SUPERFICIALES



ESTUDIO HIDROGEOLOGICO EN LAS SUBCUENCAS DE LOS HULES, TINAJONES Y CAÑO QUEBRADO (LH-T-CQ)

ANTECEDENTES

La hidrogeología estudia unas técnicas específicas que, aisladamente, pueden tener su utilidad en la solución de problemas de recursos hidráulicos. Sin embargo, en muchos casos el experto en hidrogeología deberá tener el apoyo de un equipo complejo para trabajar con éxito en la planificación hidráulica, tales como agrónomos, economistas, sociólogos, urbanistas, etc. Los trabajos que presentamos a continuación deberán formar parte de una planificación hidráulica que incluya proyectos coordinados, que sin llegar al detalle constructivo, permitan llevar a término la solución de problemas de demanda y gestión de agua, después de analizar las distintas alternativas.

Existen dos etapas en la planificación hidráulica. Primero, determinar los factores implicados en el desarrollo del plan, y segundo, dar información adecuada a las autoridades encargadas de tomar las decisiones. Estimamos que la primera etapa ya fue cumplida en la Fase Diagnóstico, reflejada en el estudio “Diagnóstico de las Condiciones de Saneamiento Básico en las Subcuencas de Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado”, realizado por la AED / USAID; y que en la presente etapa, que sería la segunda, nos toca brindar la información adecuada sobre este recurso natural. Los resultados de este estudio Hidrogeológico serían utilizados para los diseños de los sistemas de abastecimiento de agua en las comunidades de estas Subcuencas, proporcionando además recomendaciones en cuanto a la efectiva operación y adecuado mantenimiento de los acueductos existentes. Las recomendaciones sobre este particular podrían también tener beneficios indirectos sobre la agricultura y las industrias del área, obteniéndose agua para riego, control de avenidas, control de contaminación y mejoramiento de las condiciones socio-económicas de la población.

CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de esta investigación hidrogeológica es evaluar las tres alternativas existentes de abastecimiento de agua potable en el área del Proyecto, tales como perforación de nuevos pozos, captación de aguas superficiales (quebradas, ríos) y captación de las aguas del Lago Gatún, de tal manera que se pueda escoger una alternativa y/o alternativas mixtas de menor impacto ambiental, las más económicas y de fácil implementación.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la composición cualitativa, la cantidad y las condiciones de aprovechamiento racional de aguas subterráneas y superficiales de las obras ya existentes.
- Identificar zonas para la perforación de pozos con mayores potencialidades para la explotación de aguas subterráneas utilizando el método de prospección geofísica.
- Medir la calidad de agua en fuentes de abastecimiento para consumo humano
- Evaluar las condiciones y la eficacia de trabajo de los sistemas de captación de aguas existentes y dar recomendaciones de las medidas que aseguran las condiciones óptimas de su funcionamiento y mantenimiento preventivo.
- Estimar el papel y la importancia de las aguas subterráneas y superficiales en el desarrollo socio-económico de las 3 Subcuencas, realizando los respectivos balances hídricos de las mismas. Se determinará el grado de interrelación de Subcuencas con la Cuenca Hidrográfica del Canal de Panamá.
- Proveer asistencia técnica en el diseño de sistemas de captación y tratamiento para las mejoras y expansión de acueductos rurales.

1.2 CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS DEL PROYECTO

1.2.1 LOCALIZACIÓN Y ACCESO

El área de investigación esta localizada a unos 15 km. al norte de la ciudad de Chorrera, Provincia de Panamá. Cuenta con vías de acceso debidamente pavimentadas y servicio de energía eléctrica.

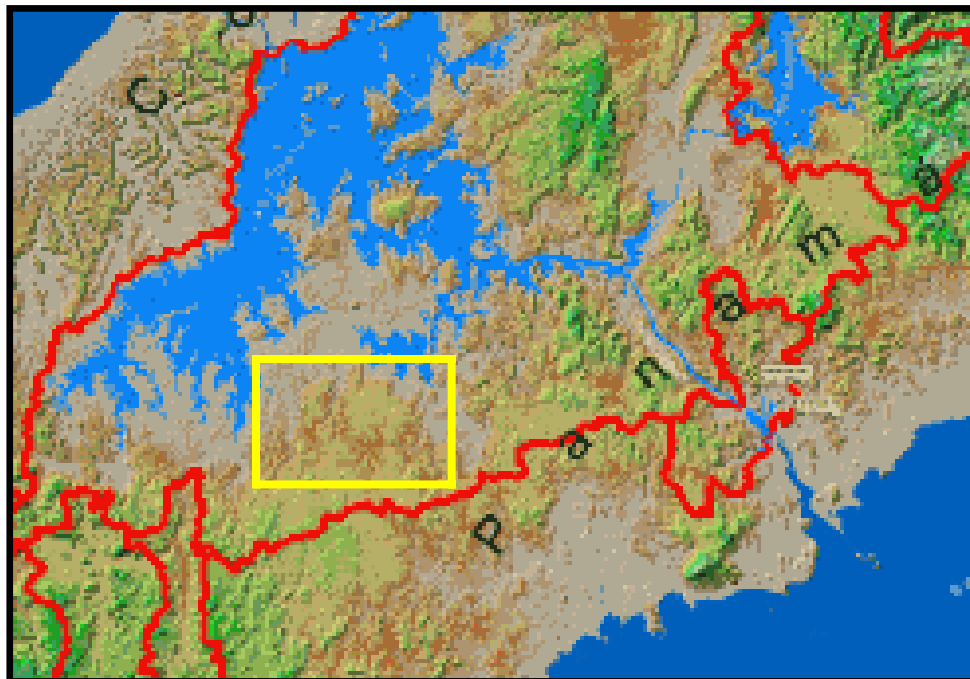


Figura No. 1.2.1-1 Localización Regional del Proyecto

1.2.2 METEOROLOGÍA

1.2.2.1 CLIMA

El clima del área de interés del Proyecto esta determinado por la localización geográfica, la altura sobre el nivel del mar, el relieve y la extensión territorial. Para la clasificación climática se utilizó el sistema del climatológico alemán W. Köppen, teniendo en cuenta las características pluviométricas y térmicas del área de influencia.

Según esta clasificación, regionalmente tenemos el **clima tropical húmedo (Ami)**, con las siguientes características: **Precipitación anual mayor que 2,500 mm; uno o meses con precipitación menor de 60 mm; temperatura media del mes más fresco $> 18^{\circ}\text{C}$; diferencia entre la temperatura media del mes más cálido y el mes más fresco $< 5^{\circ}\text{C}$** , Figura No. 1.2.2.1-1. Este tipo de clima, como norma general en nuestro país, es el propio de tierras bajas, afectadas por la deforestación, y dedicadas a potreros, áreas pobladas y agricultura de subsistencia.

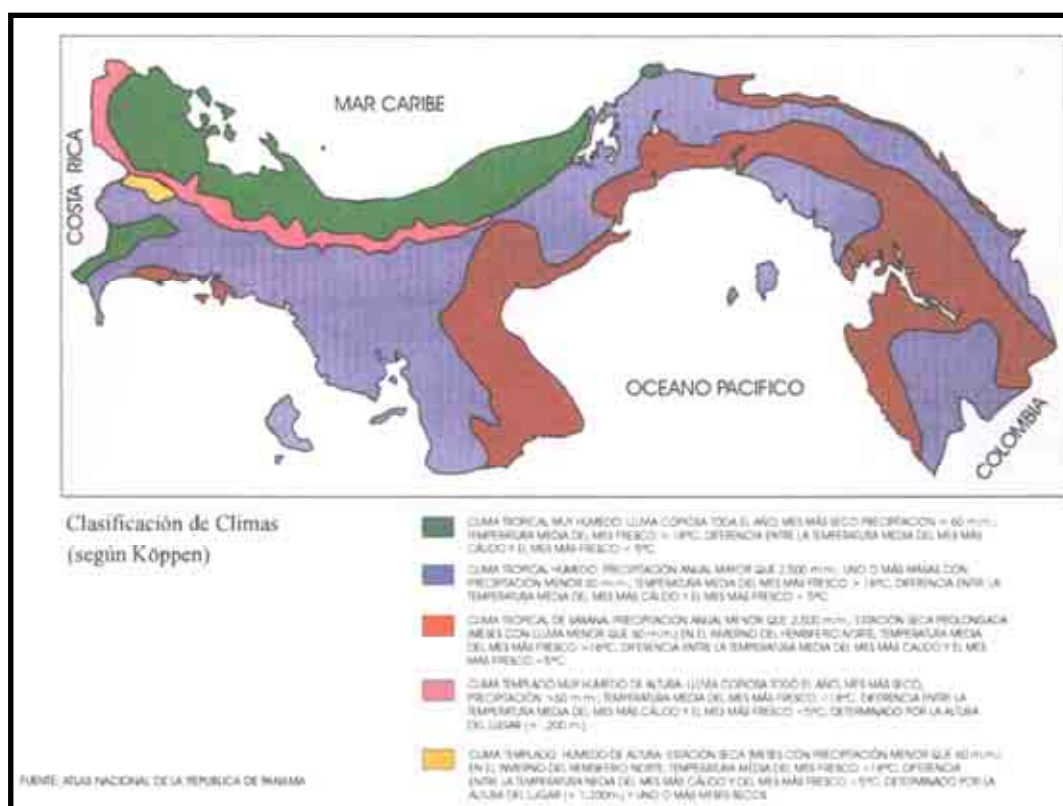


Figura No. 1.2.2.1-1 Clasificación de Climas (según Köppen)

1.2.2.2 PRECIPITACIÓN PLUVIAL

El régimen anual de precipitación característico del área del proyecto es de tipo monomodal, con un período lluvioso de 7 meses de Mayo a Noviembre, siendo mayores las lluvias en Octubre y un período seco de 5 meses de Diciembre a Abril,

acentuado de Febrero a Marzo. La Precipitación en la zona de estudio es menor a 2,000 mm por año, Figura No. 1.2.2.2-1.

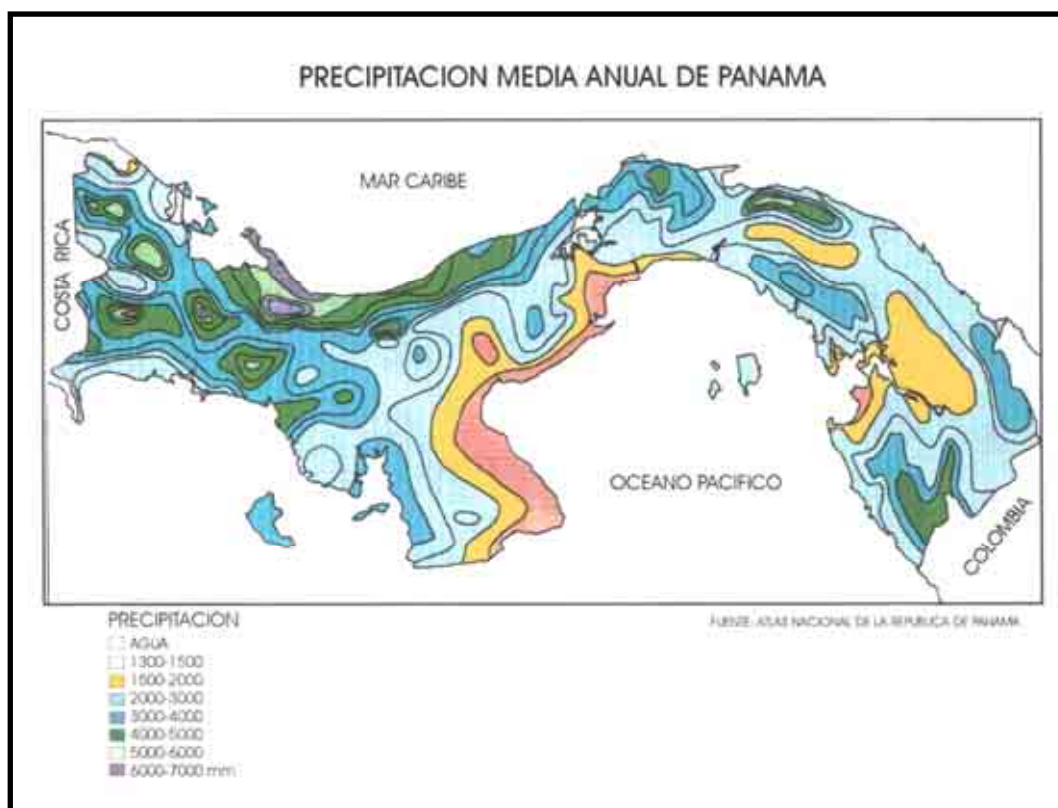


Figura No. 1.2.2.2-1 Precipitación Media Anual de Panamá

1.2.2.3 TEMPERATURA

La temperatura media anual del aire superficial en el área de proyecto es de 26°C. Debido a que el proyecto se encuentra en zona de poca elevación, llanuras y cercanías a las costas, casi no existe variación horizontal significativa de la temperatura.

Cuadro No. 1.2.2.3-1 Temperatura de aire a 10m (°C)

Lat 9 Lon -79.916	En	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Promedio anual
Promedio 10 años	26.0	25.8	26.0	26.5	26.9	27.1	26.8	26.8	26.7	26.6	26.7	26.4	26.5

Fuente: NASA Langley ASDC User Service, Document generated on Thu Jun 3 08:44:50 EDT 2004

1.2.2.4 HUMEDAD RELATIVA

La humedad relativa se da en función inversa a la temperatura, presentando un mínimo en período seco y un máximo en período lluvioso.

Cuadro No. 1.2.2.4-1 Humedad relativa promedio mensual (%)

Lat 9 Lon -79.916	En	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Promedio 10 años	77.7	79.3	79.3	78.2	76.3	75.0	74.6	75.6	75.6	75.9	76.0	76.8

Fuente: NASA Langley ASDC User Service, Document generated on Thu Jun 3 08:44:50 EDT 2004

1.2.2.5 EVAPORACIÓN

Se utilizaron los registros de la estación Gamboa (31 m.s.n.m.) para el año 2001, expresados en mm., por ser la más cercana al área del Proyecto.

Cuadro No. 1.2.2.5-1 Evaporación media mensual (mm)

Promedio de evaporación en milímetros (1)													
Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Promedio Anual
Gamboa	61.0	79.8	93.0	78.0	62.2	51.8	45.0	52.6	55.9	65.5	49.8	57.4	62.7

Fuente: Estadística Panameña. Sección 121 Clima, Meteorología, Año 2001

(1) El promedio de evaporación anual se basa en los promedios mensuales, y las cifras para cada mes son promedios diarios.

1.2.3 GEOMORFOLOGÍA Y EROSION

La constitución morfoestructural del área del proyecto la representan tierras de muy moderadas a moderadas elevaciones relativas de 20 a 50 m, combinadas con las elevaciones de 50 a 99 m, con cerros bajos, colinas y llanuras entre valles, de un drenaje que conduce ríos y quebradas de trayectoria angular y flujos muy sensibles a

las precipitaciones pluviales, teniendo a disminuir o bien secarse en verano. La pendiente del terreno es de ligera a medianamente inclinada, que cambia gradualmente de mediana a fuertemente inclinada, según las elevaciones del área. En ambos casos los suelos son bien drenados, pero su capacidad agrícola es baja.

El contexto estructural del área del Proyecto en su mayoría corresponde a litología de rocas ígneas, ubicadas morfoestructuralmente en el Período Terciario con formas como las descritas de valles, colinas y planicies. En la parte norte del proyecto se revelan las formas como explanadas, correspondientes a Cuaternario Antiguo y Medio, Figura No. 1.2.3-1.

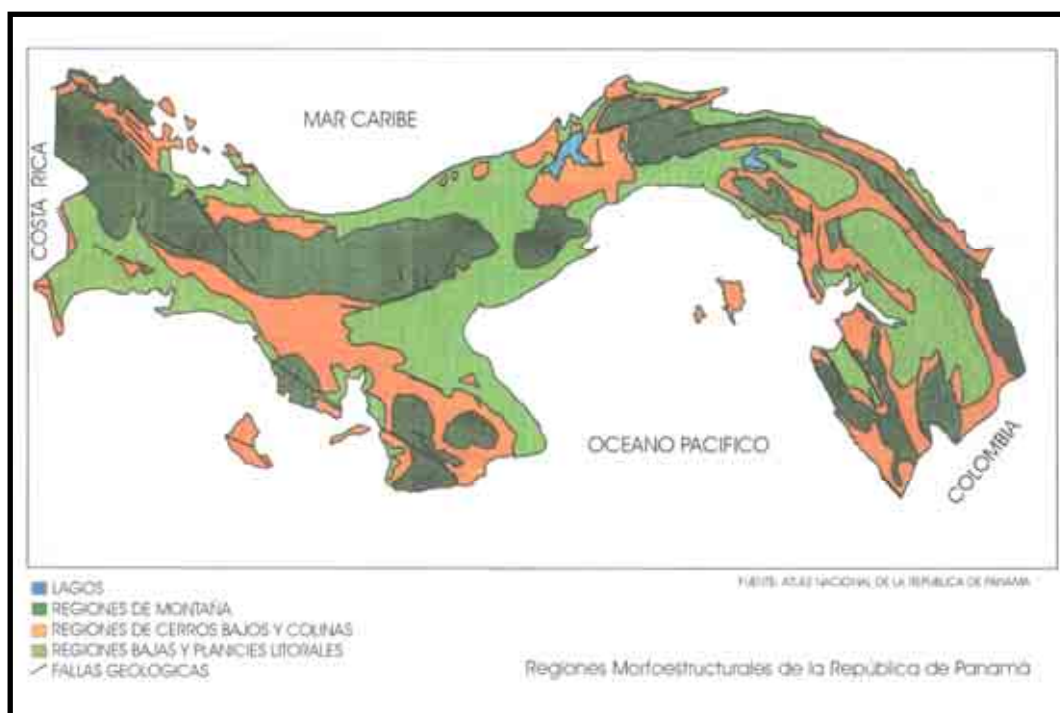


Figura No. 1.2.3-1 Regiones Morfoestructurales de Panamá

La erosión que se registra en el área del proyecto principalmente es la causada por los efectos de los ríos o quebradas y la precipitación en época de lluvias. La situación de erosión descrita se incrementa y torna crítica, cuando ocurren los grandes aguaceros con alta intensidad y corta duración, ocasionando efectos secundarios a nivel local por

desborde del cause de los ríos o quebradas. En menor medida sería la erosión eólica causada por el viento, en época seca en las áreas desprotegidas de vegetación.

1.2.4 GEOLOGÍA REGIONAL

El área del Proyecto esta representada según el Mapa Geológico Nacional, escala 1:250,000, por dos formaciones geológicas. La parte norte corresponde a la formación sedimentaria Caimito, TO-CAI, del Oligoceno Superior, constituida por la arenisca tobácea, lutita tobácea y toba. En la parte sur del Proyecto se encuentra la formación volcánica Tucué, TM-CATu del grupo Cañazas, Mioceno Superior. La misma esta constituida por andesitas/ basaltos, lavas, brechas y tobas, Figura No. 1.2.4-1.

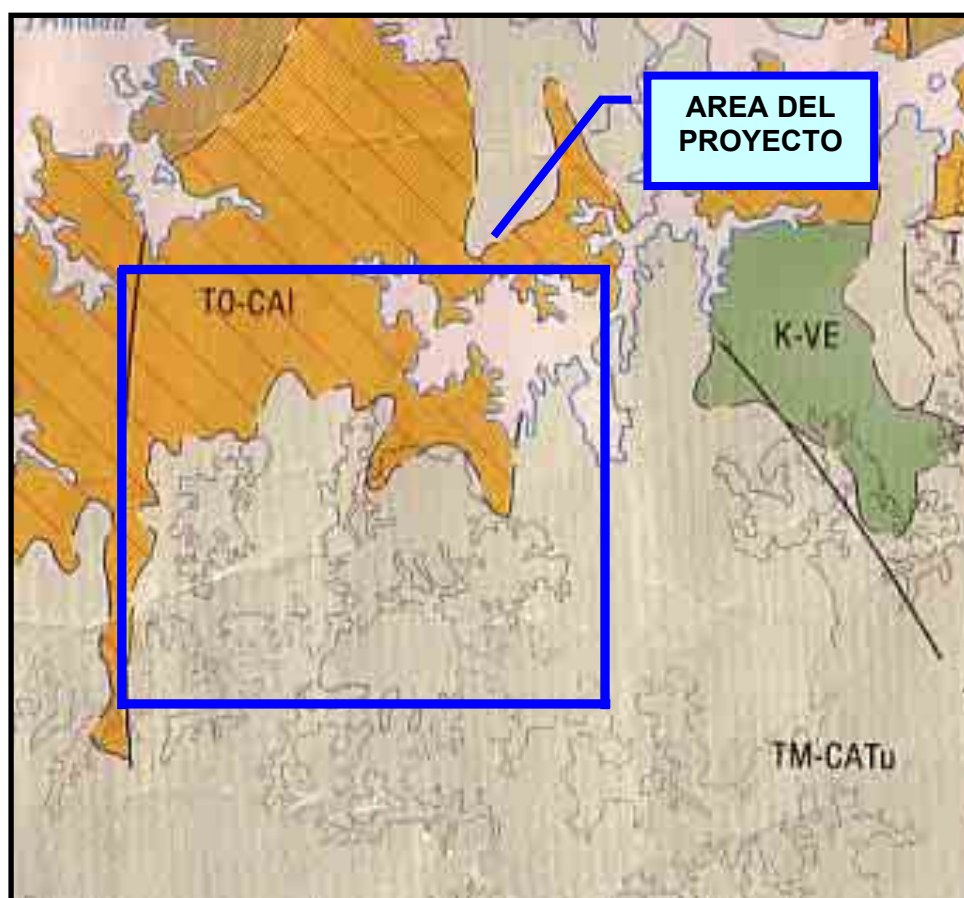


Figura No. 1.2.4-1 Mapa Geológico del Area del Proyecto

1.2.5 HIDROGEOLOGÍA REGIONAL

La referencia del Mapa Hidrogeológico de Panamá, Escala 1:1,000,000 (1999) atribuye al área de estudio los siguientes dos tipo de acuíferos, Figura No. 1.2.5-1:

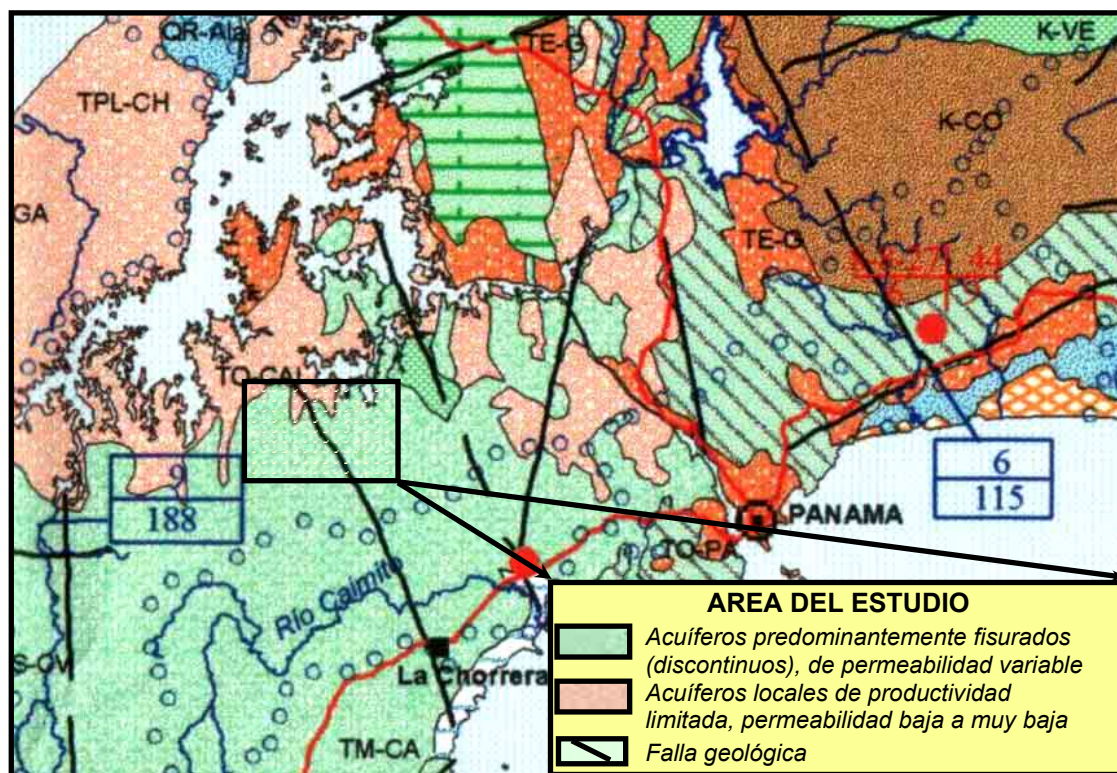


Figura No. 1.2.5-1 Mapa Hidrogeológico de Panamá, (Escala 1:1,000,000)

- ❖ Acuíferos predominantemente fisurados (discontinuos), de permeabilidad variable, moderadamente productivos ($Q=3-10 \text{ m}^3/\text{h}$), pertenecientes al grupo geológico Cañazas (TM-CA). Son acuíferos locales, restringidos a zonas fracturadas, comprenden un conjunto de volcanitas (lavas, tobas y aglomerados), las lavas son masivas y los aglomerados se encuentran compactos. Los pozos más productivos se localizan en las zonas fracturadas. La calidad química de las aguas es generalmente buena.
- ❖ Areas con acuíferos locales (intergranulares o fisurados) de productividad limitada o poco significativa, de permeabilidad baja a muy baja, acuíferos de baja producción

($Q=3-5 \text{ m}^3/\text{h}$), pertenecientes al grupo geológico Caimito (TO-CAI), conformado por areniscas tobáceas, lutitas, tobas, arcillas tobáceas y aglomerados. Son acuíferos locales constituidos por volcanitas, depósitos marinos y lacustres consolidados y no consolidados. Las zonas meteorizadas pueden funcionar como acuitardos. La calidad química de las aguas es variable, desde buena hasta aguas salobres.

CAPITULO 2. ESTUDIO HIDROGEOLÓGICO

2.1 INVESTIGACIÓN GEOFISICA

2.1.1 METODOLOGIA DE INVESTIGACION

El reconocimiento mediante Resistividad Eléctrica constituye una Investigación Geofísica Exploratoria, en la cual las mediciones de la resistividad de la tierra se realizan en la superficie del terreno. Este método esta siendo empleado en exploraciones de Agua Subterránea casi desde los años 1930. Las mediciones de resistividad se efectúan, utilizando cuatro electrodos colocados en el terreno. Luego se aplica una corriente a éste, mediante dos de los electrodos y se observa la diferencia de potencial, que tiene lugar entre los dos. La resistividad aparente se calcula a través de coeficientes propios de cada arreglo de electrodos, interviniendo además las lecturas de diferencia de potencial e intensidad de la corriente.

Las técnicas utilizadas en este estudio incluyeron la exploración geológica de superficie correlacionada con la geología estructural a escala regional, que aparece en el Mapa Geológico Nacional, escala 1:250,000 y la exploración geofísica. La exploración geofísica se utilizó para definir las dimensiones y las estructuras del campo hidrogeologicamente activas, profundidad a la que se encuentra la posible zona productiva y principales estructuras geológicas relacionadas con la permeabilidad. Esto se logró mediante la aplicación de métodos geoeléctricos como el perfilaje eléctrico (PE) y Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), con el arreglo de electrodos tipo Schlumberger.

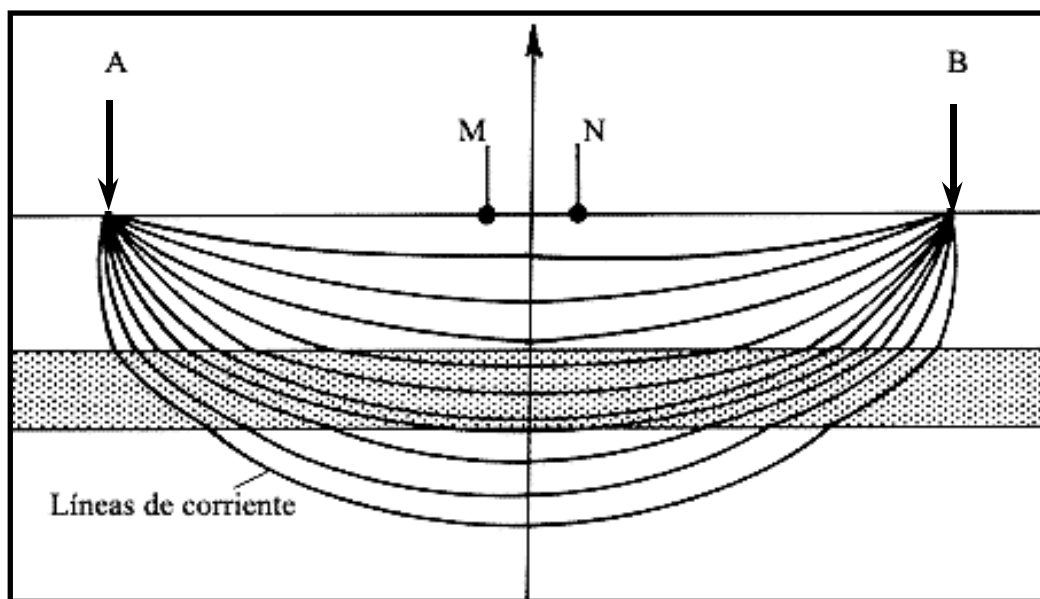


Fig. No. 2.1.1-1 Arreglo de electrodos tipo Schlumberger

Método de Perfiles Eléctricos, (PE): Este método se basa en hacer circular una corriente eléctrica en el terreno que se va a estudiar. Esta corriente se inyecta por medio de dos electrodos (A y B) y el potencial causado por ella se mide usando otros dos electrodos (M y N), a una cierta distancia de los primeros. Con estos dos parámetros fue calculada la resistividad aparente de las rocas a una profundidad que estaba en función de la separación entre los electrodos de corriente y los de medición de potencial. En el caso particular de la zona investigada, utilizamos dos perfiles sobrepuestos para dar mayor riqueza a los datos de campo, uno con la abertura de electrodos de corriente $AB/2 = 25$ m para cubrir la capa superficial y otro $AB/2 = 50$ m para catear la capa geológica más profunda.

Durante la aplicación de esta técnica de investigación geofísica, en la respuesta del medio a los estímulos aplicados no se observaron mayores dificultades con corrientes telúricas o vagabundas, salvo tener que esperar a que las cargas del potencial espontáneo de la tierra se estabilizaran con los circuitos de medición de los electrodos respectivos, (MN).



Figura No. 2.1.1-2 Ambiente típico de la ejecución de Perfilaje Geoeléctrico

Las líneas exploratorias fueron desplegadas bajo el criterio de seccionar a 90° los cursos de agua (quebradas), principalmente entre los dos puntos topográficos más elevados de la cuenca correspondiente, a fin de crear un contraste con eventuales anomalías, que corren por lo general, longitudinalmente con los cursos de agua. Las mediciones de resistividad aparente sobre la propia línea exploratoria se hicieron cada 50 metros a los dos niveles de penetración ya indicados.

Sondeos Eléctricos Verticales, (SEV): La determinación de la resistividad aparente de las rocas se efectuó por el método anterior, pero en lugar de llevar a cabo una cobertura superficial del área, se obtuvo en cada punto de observación la variación de la resistividad para diferentes profundidades, cambiando la separación de los electrodos. Esto se pudo hacer, ya que la profundidad de penetración de la corriente depende de qué tan separados estén los electrodos, no olvidando que la corriente penetra en la tierra en forma de semiesfera. Se desplegaron principalmente dos SEV en cada zona estudiada, asociados con los perfiles geoeléctricos, uno en la parte

superior del relieve y otro en la parte baja de la cuenca. Los datos de campo resultaron de excelente calidad, que definen las capas geológicas o geoelectricas con curvas típicas y que muestran una penetración en profundidad de hasta 100 metros de cateo.



Figura No. 2.1.1-3 Ejecución de SEV en la comunidad de Mendoza

2.1.2 APLICABILIDAD DEL MÉTODO ELECTRORESISTIVO

Los métodos geofísicos de exploración de subsuelo no han sido ajenos al actual desarrollo tecnológico con el mejoramiento del instrumental de medición de campo e interpretación por sofisticadas aplicaciones de procesamiento de datos, que ha brindado información más rápida y confiable, pudiendo aplicarse a disciplinas como

hidrogeología, geología, ingeniería civil y evaluación de impacto ambiental. El prestigioso Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos dedica un manual completo a la metodología e implementación de técnicas geofísicas en estos campos, (Documento EM-1110-1-1802, 1995). Por otra parte, la compañía Scintrex, fabricante canadiense de aparatos geofísicos, en sus catálogos le da importancia primaria a la aplicación de los métodos de Resistividad en la búsqueda de aguas subterráneas.

Como herramienta de trabajo se utilizó un aparato geofísico de electroresistividad, de ensamblado nacional, dotado de fuente de poder, sensores digitales para medición por el orden de décima de milivoltios y miliamperios, cableado y electrodos no polarizados de acero inoxidable, además de un regulador del flujo de la corriente aplicada. Para el procesamiento e interpretación de datos de campo, el aparato en cuestión fue asistido por el Software WINSEV 3.2 de fabricación Suiza.

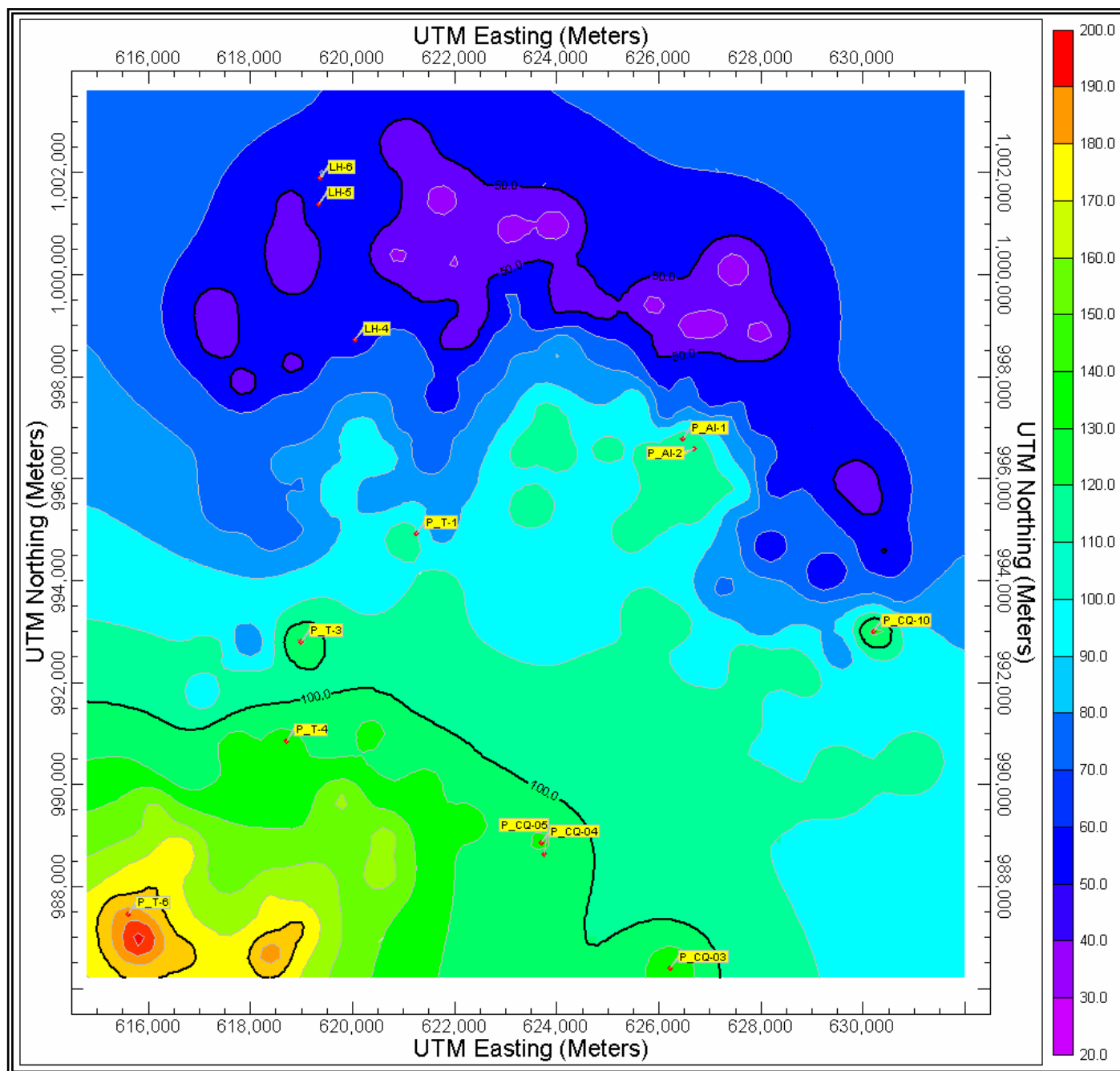
2.1.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Como resultado de la amplia gama de labores de investigación geofísica realizadas, hemos confeccionado ***“FICHAS DE INTERPRETACION LITOLOGICA DE LOS SEV”***. Las mismas reflejan las particularidades de cada Sondeo Eléctrico Vertical realizado y además, se han ampliado con los comentarios de interpretación litológica correspondientes.

Ante la riqueza de detalles de las interpretaciones que presentamos en el respectivo Anexo, debemos aclarar que son el producto de no solo la aplicación de métodos geofísicos, sino también de cuidadosa exploración geológica de superficie, que facilitó, la deposición horizontal de las capas investigadas, las cuales afloran sistemáticamente en las erosionadas laderas de los cursos de aguas de estas Subcuencas. La aclaración es válida porque de ordinario los métodos geofísicos no permiten una interpretación tan explícita por dar información indirecta del subsuelo. Por otra parte, el uso de

MAPA HIDROGEOLÓGICO

SUBCUENCAS LOS HULES – TINAJONES – CAÑO QUEBRADO



descripciones típicas responde más a las realidades de campo, que a conveniencia de redacción.

Las gráficas respectivas con las curvas de resistividades aparentes en función de distancias de aberturas de electrodos, que se utilizaron para el cálculo de las resistividades reales de las capas geológicas, sus espesores y profundidades, están presentadas en el formato original del software de interpretación, han sido adjuntadas en el Anexo de este trabajo.

2.1.4 CONCLUSIONES DE INVESTIGACION GEOFISICA

La investigación geofísica, que combinó métodos de perfilaje o calicatas eléctricas para detección de cambios en el eje horizontal (fallas, nuevos acuíferos etc.), y los sondeos eléctricos verticales SEV para el eje vertical, definió claramente a nivel regional la existencia de una capa acuífera constituida por materiales volcánicos como andesitas, basaltos, lavas, brechas y tobas de la formación geológica TM-CATu del grupo Cañazas-Tocue, superpuesta a la formación Caimito TO-CAI, representada por rocas sedimentarias como arenisca tobácea, lutita tobacea, toba y caliza foraminífera.

Habiendo colaborado en la confección del Mapa Hidrogeológico Nacional (Escala 1: 1,000,000), podemos indicar que la investigación geofísica de este trabajo ha esclarecido un parámetro importante de esta interrelación de capas geológicas, como lo es el espesor de la capa superior.

Esta capa superior es la que tiene las características más favorables para recibir, almacenar y transmitir agua, elementos necesarios para definirla como con capacidad acuífera. En tanto, que la capa sedimentaria inferior tiene escasa permeabilidad o condición de acuitardo, debido a sus materiales finos de origen marino. Lamentablemente, también quedo definido que en el plano horizontal la capa productiva superior ha sido erosionada por el drenaje superficial, quedando fragmentada en bolsones aislados de geometría y extensión irregular, es decir que la

formación Caimito viene hacer la que conforma el principal acuífero. Esto coincide con los resultados de la Investigación de los Parámetros Hidrogeológicos, que clasificaron al acuífero como ***de Pobre a Muy Pobre con Permeabilidad Pequeña a Muy Pequeña.***

Si hubiéramos clasificado los acuíferos del área investigada según la capa geológica superior, se habría ubicado los acuíferos equivocadamente en categorías superiores. Estos resultados son realmente invaluable, ya que principal interés de cualquier investigación científica, es conocer la verdad de cada región, para poder tomar las decisiones de uso de los recursos naturales de manera racional.

Para definir el ámbito en el cual se dieron estas condiciones desfavorables, debemos exponer la evolución histórica de la región investigada o Paleogeografía. Se estima que el Istmo de Panamá inicia su actividad en el lecho marino hace unos 150 millones de años (periodo Jurásico) con alguno fallamientos. Pero es en el Oligoceno Medio, hace unos 32 millones de años cuando se forman capas geológicas, ya en la zona nerítica marina, (comprende desde las olas más bajas hasta unos 200 metros en la plataforma continental), concretamente en el Oligoceno Superior tenemos a la formación Caimito, que es cubierta con la formación Cañazas-Tocue en los inicios del Mioceno. Aparentemente se dio primero una gran expulsión de material piroclástico, que dejó una capa de aglomerado pobremente cementado, y luego se dieron derrames de lava de composición andesítica y basáltica. Después en el Plioceno se termina de cerrar el Istmo en es sector de Costa Rica – Panamá, separando el mar Caribe del Océano Pacífico. Finalizando, en el Cuaternario o ultimo millón de años, se dan grandes levantamientos y hundimientos en varios sectores del Istmo de Panamá. Esto último, aparentemente, pudo haber acelerado el proceso de meteorización y erosión de la capa superior volcánica de la formación Tocue, limitando de esta manera su capacidad acuífera a los niveles actuales.

2.2 TRABAJOS DE FILTRACION EXPERIMENTAL - HIDRAULICA DE POZOS

2.2.1 AGUAS SUBTERRANEAS

2.2.1.1 INTRODUCCION

El tipo básico de las investigaciones, que se efectúan durante el estudio de los yacimientos de aguas subterráneas y la solución de diversas tareas hidrogeológicas, es el cálculo de los parámetros hidrogeológicos de las capas acuíferas, tales como **la curva de caudal $Q = f(s_0)$, el coeficiente de filtración K , transmisividad T y coeficiente de almacenamiento S** . Sin haber determinado tales parámetros, es imposible realizar las evaluaciones cuantitativas, los cálculos técnicos y los pronósticos de distinto género, relacionados con la revelación de las aguas subterráneas, su estudio cuantitativo y cualitativo, y su incorporación en la economía nacional o su regulación.

Para determinar los parámetros hidrogeológicos estimados que caracterizan principalmente las propiedades filtrantes y la acuosidad de las rocas, se emplean diversos métodos de infiltración experimental, cuya conveniencia y eficacia de aplicación depende de las condiciones técnicas de ejecución de las investigaciones, el carácter y especificidad de las tareas que se resuelven, las condiciones naturales del objeto hidrogeológico que se estudia y otros factores. Estos métodos, como las pruebas de bombeo, inyecciones, infiltraciones, las investigaciones del laboratorio, métodos geofísicos, etc., se caracterizan por el grado diferente de seguridad de determinación de las propiedades filtrantes y la especificidad de su ejecución. Uno de los métodos que predomina en la práctica de las investigaciones hidrogeológicas y que garantiza una determinación eficaz y evidente de los parámetros hidrogeológicos calculados, es el de **las pruebas de bombeo**, ya que se basa en datos de las observaciones estacionarias, (datos de campo). La ventaja del mismo consiste en que en el campo se utilizan los valores obtenidos durante la filtración experimental en

condiciones reales más amplias, que a través de los análisis tradicionales de laboratorios con pequeñas muestras puntuales “inalteradas”.

2.2.1.2 OBJETIVOS DE LOS TRABAJOS DE FILTRACION EXPERIMENTAL

El objetivo general de la presente Investigación Hidráulica en este Proyecto ha sido la evaluación de las condiciones del subsuelo con relación a su característica esencial, como la capacidad de filtración, principal característica de la acuosidad de las dos formaciones geológicas involucradas en la zona estudiada.

2.2.1.3 METODOLOGIA DE TRABAJOS DE FILTRACIÓN, (PRUEBAS DE BOMBEO)

2.2.1.3.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Las formaciones geológicas en que se acumula el agua subterránea y que son capaces de cederla reciben el nombre de acuíferos. Los acuíferos sirven como conductos de transmisión y como depósitos de almacenamiento. Como conductos de transmisión, transportan el agua subterránea de las áreas de recarga, hacia lagos, pantanos, manantiales, pozos y otras estructuras de captación. Como depósitos de almacenamiento, los acuíferos actúan suministrando agua de sus reservas para ser utilizada cuando la extracción exceda a la recarga y, a la vez, almacenando agua durante los períodos en que la recarga resulta mayor que la extracción.

De acuerdo con el grado de confinamiento de las aguas que contienen, los acuíferos pueden clasificarse en cuatro tipos (Kruseman y De Ridder, 1970):

- a) Acuíferos libres, freáticos o no confinados
- b) Acuíferos confinados o artesianos
- c) Acuíferos semiconfinados
- d) Acuíferos semilibres

Los **acuíferos libres** son aquellos en que el agua subterránea presenta una superficie libre, sujeta a la presión atmosférica, como límite superior de la zona de saturación. Esta superficie libre se conoce como superficie freática y el nivel a que ella se eleva, respecto a otro de referencia, nivel freático. Está formado en general por un estrato permeable parcialmente saturado de agua que yace sobre otro estrato impermeable o relativamente impermeable.

Los **acuíferos confinados o artesianos** son formaciones geológicas permeables, completamente saturadas de agua, confinadas entre dos capas o estratos impermeables o prácticamente impermeables (una inferior y otra superior).

Los **acuíferos semiconfinados** son acuíferos completamente saturados sometidos a presión que están limitados en su parte superior por una capa semipermeable (acuitardo) y en su parte inferior por una capa impermeable (acuicierre o acuífugo) ó también por otro acuitardo. Las características del acuitardo confinante en un acuífero semiconfinado son tales que puede ignorarse la componente horizontal del flujo en el acuitardo.

Los **acuíferos semilibres** representan una situación intermedia entre un acuífero libre y uno semiconfinado. En este caso, la capa confinante superior es un estrato semipermeable o acuitardo, de características tales que la componente horizontal del flujo no puede ignorarse.

2.2.1.3.2 DEFINICION DE TERMINOS MAS USADOS EN HIDRAULICA DE POZOS

NIVEL ESTATICO - N.E.

Este es el nivel en que agua permanece dentro del pozo cuando no se esta extrayendo agua del acuífero por bombeo o descarga libre.

NIVEL DINAMICO - N.D.

Se refiere al nivel que alcanza el agua al ser bombeado el pozo.

ABATIMIENTO - s

Es la diferencia de nivel entre los niveles Estático y Dinámico.

COEFICIENTE DE TRANSMISIVIDAD - T

Es la razón por la cual fluye el agua a través de una franja vertical de acuífero de ancho unitario y de altura igual al espesor saturado del mismo, cuando el gradiente hidráulico es igual a 1, o sea 100%.

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO - S

Es el volumen de agua cedida o tomada del almacenamiento del mismo, por unidad de área superficial, cuando se produce un cambio unitario de carga.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD - K

Es la cantidad de agua que puede fluir a través de una sección transversal de área unitaria dentro de un material poroso, por unidad de tiempo y bajo gradiente hidráulico de 1.00 (100%) a una temperatura dada.

2.2.1.3.3 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO FILTRANTE DEL AREA INVESTIGADA

El área del Proyecto, según el Mapa Hidrogeológico Nacional, esta constituida principalmente por dos tipos de acuíferos: acuíferos predominantemente fisurados (discontinuos), de permeabilidad variable, moderadamente productivos ($Q=3-10 \text{ m}^3/\text{h}$), pertenecientes al grupo geológico Cañazas (TM-CA); y acuíferos locales (intergranulares o fisurados) de productividad limitada o poco significativa, de permeabilidad baja a muy baja, acuíferos de baja producción ($Q=3-5 \text{ m}^3/\text{h}$), pertenecientes al grupo geológico Caimito (TO-CAI), Figura No. 1.3.5-1.

Estos dos tipos de acuíferos, característicos de nuestra área estudiada, pueden considerarse como **Acuíferos Semilibres y Libres con Entrega Retardada**. Los acuíferos semilibres resultan ser una situación intermedia entre los acuíferos libres y

los semiconfinados. En este caso, el acuitardo que limita la parte superior del acuífero no es tan impermeable, que pueda ignorarse la existencia en él de una componente horizontal del flujo, que contribuye en cierto grado al caudal extraído en la mayoría de los pozos. El comportamiento de este tipo de acuífero es similar al que se presenta en un acuífero libre, en que no es inmediata la respuesta al drenaje del agua de gravedad contenida en él (conocido como acuífero libre con entrega retardada o drenaje diferido).

Al tratarse de los acuíferos con permeabilidad de tipo secundario, donde el almacenamiento y flujo de agua subterránea ocurre merced a una compleja red de grietas y fisuras interconectadas en el material sólido, la hidrogeología de búsqueda de recurso de agua subterránea está íntimamente ligada a la geología estructural.

Para estudiar el sistema de fallamiento local, aparte del estudio de fotos aéreas convencionales, realizamos una variante de investigación de la fotogeología, que en este caso representa un análisis con mapas topográficos y geológicos, escala 1:50,000. Basado en la morfología del terreno, donde puede inferirse que sí bien es cierto que no hay grandes fallamientos regionales, los cursos de drenajes superficiales muestran una trayectoria de líneas rectas, que cambian abruptamente en forma angular, formando bloques ortogonales, que deben interpretarse como de rocas ígneas, diaclasadas o falladas. Los trabajos de perfilaje geofísico realizados en el área del Proyecto, sirvieron de complemento en la confirmación de las zonas falladas más perspectivas para su explotación futura o en etapas subsiguientes del Proyecto.

La característica principal de este medio hidrogeológico es que el centro o núcleo de los bloques tienden a producir pozos secos o de muy bajo rendimiento. El flujo interno entre bloques y diaclasas está compuesto de muchos ángulos rectos en el plano vertical así como en el horizontal, en tanto que el flujo hacia los pozos es de tipo cónico y radial para los planos respectivos. Esto ocasiona muchas pérdidas por fricción y los pozos productivos tienden a rendir caudales modestos. Por otra parte, también son posibles bolsones de agua aislada en fracturamiento parcial con pozos de buen rendimiento inicial que luego tienden a agotarse.

En este estado de cosas, resulta conveniente que los emplazamientos que aprovechen estos fallamientos menores, deben estar apoyados por el flujo de agua de recarga permanente, que representa las fuentes de agua superficiales. Este es el caso evidente, por ejemplo, de los pozos de la Colorada, (P # T-4 y P # T-3). El Pozo P # T-4, que esta ubicado a unos 40 metros de la orilla del Río Tinajones y tiene excelentes características hidráulicas, al contrario del Pozo P # T-3 de muy bajo rendimiento, cercano a la Escuela, que esta localizado en un bloque sólido con las condiciones desfavorables ya descritas, es decir, sin apoyo de flujo superficial como recarga.

2.2.1.3.4 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION APLICADA

2.2.1.3.4.1 PREPARACION Y EJECUCION DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO

Para cumplir el objetivo de determinar los parámetros hidrogeológicos, que caracterizan principalmente las propiedades filtrantes de suelos y rocas, se empleó el ensayo hidrodinámico de campo más frecuente, conocido como **prueba de bombeo** en trece pozos profundos existentes, localizados en diferentes comunidades y pertenecientes a las Subcuencas de Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado.

El medio típico utilizado para esta investigación hidrogeológica han sido los pozos profundos con diámetro de 6 pulgadas, (0.15 m). El descenso del nivel del agua en los pozos se logró mediante el uso de bombas sumergibles de diferentes rendimientos (10 a 35 gpm), instaladas previamente por los propietarios, (comunidades), y que los usan para extracción de agua en sus acueductos locales, salvo el caso de la comunidad de Divisa, donde se instalo el equipo de bombeo y fuente de poder provisional de la empresa consultora en el pozo abandonado s/n, ya que el pozo nuevo P # T-6 de esta comunidad estaba parado por daños en el equipo de bombeo. Durante el período de bombeo se registraron los descensos del nivel del agua (abatimientos), y la extracción se efectuó a un caudal constante. Al finalizar las pruebas, se tomaron los datos de recuperación del nivel del agua en los pozos.



Figura No. 2.2.1.3.4.1-1 Prueba de bombeo en el Pozo S/N, Divisa.

2.2.1.3.4.2 ECUACIONES GENERALES QUE CARACTERIZAN EL MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA

La permeabilidad de los acuíferos se determinó mediante el uso de formulas del régimen de no equilibrio de Theis y Jacob, las cuales permiten establecer la transmisividad y la permeabilidad promedio desde las primeras etapas de la prueba de bombeo a partir de las mediciones de Tiempo – Abatimiento realizadas, graficándose los mismos en un sistema semi-logarítmico y doble logarítmico.

La fórmula de Theis es la siguiente:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) = \frac{0.0795Q}{T} W(u)$$

en la cual:

s = abatimiento en metros, en cualquier punto de la vecindad de un pozo que se esté bombeando a un caudal constante

Q = caudal de bombeo, en m³/hora

T = coeficiente de transmisividad, en m³/hora/metro

$W(u)$ = “función u de un pozo” que corresponde al integral exponencial que se escribe a continuación:

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

En esta expresión, $u = \frac{1.87r^2 S}{Tt}$, cuyos términos significan:

r = distancia en metros desde el centro del pozo de bombeo al punto en que se mide el abatimiento

S = coeficiente de almacenamiento, adimensional

t = tiempo transcurrido desde que se inicia el bombeo, en horas

El uso de la fórmula de Theis para la determinación de T y S mediante un ensayo de bombeo, exige que se tomen medidas del abatimiento en por lo menos un pozo de observación. Las mediciones deberán efectuarse a intervalos de tiempo convenientes, después de iniciado el bombeo.

Cuando el valor de “ u ” es suficientemente pequeño (<0.05), la fórmula de no equilibrio de Theis puede sustituirse por la siguiente expresión:

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S}$$

Esta fórmula modificada de no equilibrio (Jacob), es válida para valores de t suficientemente grandes y valores de r muy pequeños.

El coeficiente de transmisividad y de permeabilidad se calculan a partir del caudal de bombeo y de la pendiente de la recta de tiempo – abatimiento, utilizando para ello la relación:

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta s}$$

en la cual:

T = coeficiente de transmisividad, en m³/hora/metro

Q = Descarga del pozo de bombeo, en m³/hora

Δs = Pendiente de la recta, que se expresa como la diferencia de abatimiento entre dos valores del tiempo cuya relación sea de 10 en la escala logarítmica (un ciclo logarítmico).

El Coeficiente de Permeabilidad (K), se calcula con la fórmula:

$$K = \frac{T}{m}$$

donde:

K = Coeficiente de Permeabilidad, en m/día

T = Coeficiente de Transmisividad, en m³/día/m

m = Espesor saturado del acuífero antes del bombeo, en m

El coeficiente de almacenamiento se calcula mediante el gráfico, utilizando el tiempo correspondiente a un abatimiento nulo, el cual se obtiene mediante la prolongación de la recta del gráfico, utilizando para ello la relación

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2}$$

en la cual:

S = Coeficiente de Almacenamiento

t_0 = Tiempo correspondiente a la intersección de la prolongación de la recta del gráfico, con el eje de abatimiento nulo, en horas

r = Distancia del pozo de bombeo al pozo de observación en que se han medido los abatimientos, en metros

Dado el caso de que cálculos más precisos de almacenamiento requieren costosos pozos de observación, y debido a que los datos geológicos de campo permiten clasificar el tipo de acuífero según su condición de freático o artesiano, se utilizó el criterio de dar un valor asumido que recomienda la literatura especializada. En nuestro caso particular, teniendo acuíferos **Semilibres y Libres con Entrega Retardada** en la mayoría de los casos, el valor correspondiente de *Coeficiente de Almacenamiento* fue asumido **$S=0.10$** . Según Johnson Division UOP Inc., Minnesota, ("El Agua Subterránea y los Pozos", 1975, Libro de Referencia dedicado a la Industria de los Pozos de Agua), los resultados de los cálculos hidráulicos serán algo menos preciso, que si se conocieran los valores reales, pero para la mayoría de los casos serán suficientemente exactos. La experiencia lograda con la aplicación de las fórmulas y de sus relaciones gráficas por el concepto de Theis, ha sido satisfactoria.

2.2.1.3.4.3 REPRESENTACION GRAFICA DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE BOMBEO

Para representar los resultados de los ensayos de bombeo se utilizó el siguiente tipo de gráficos como el de **tiempo-abatimiento**. La representación gráfica de los resultados

de los ensayos se hizo en escala semilogarítmica, ya que los gráficos semilogarítmicos son los que más se utilizan y los que brindan en general una mayor potencialidad de análisis, (Ver Anexo).

Los gráficos de tiempo-abatimiento representan la relación entre el abatimiento, s , y el tiempo, t , a partir del comienzo del bombeo. Generalmente el tiempo se representa en el eje de las abscisas y el abatimiento en el eje de las ordenadas. Como se ha visto, la información que brinda el gráfico de tiempo-abatimiento es para un punto determinado del acuífero.

2.2.1.3.5 RESULTADO DE CALCULOS DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO

A consecuencia de la ejecución y elaboración de los datos de los trabajos de la filtración experimental en función de los objetivos del Proyecto, se determinaron los parámetros hidrogeológicos básicos como la Transmisividad, Coeficiente de Filtración y el Caudal de Explotación Óptima, que presentamos en El Anexo respectivo, desglosando cada caso según la Subcuenca que representa.

2.2.1.4 DETERMINACIÓN DE LA DIRECCIÓN DE FLUJO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS. MAPA DE NIVELES FREÁTICOS O DE ISOPIEZAS

Los mapas hidrogeológicos son la principal forma de representar gráficamente los resultados de levantamiento hidrogeológico. Deben reflejar la difusión, el orden, condiciones y la profundidad de yacimientos de agua, así como las características cualitativas y cuantitativas de la roca acuífera. Para cumplir con estos objetivos, durante la realización de los ensayos de permeabilidad, (pruebas de bombeo) en los 13 pozos existentes, se hicieron mediciones de los niveles freáticos de agua en los mismos.

Cuadro No. 2.2.1.4-1 Registros de Niveles de la Mesa Freática

Pozos	Elevación, m	Coordenadas	Nivel Freático, m	Elevación, N. F., m
SUBCUENCA LOS HULES				
P # LH-4	50.00	N 998718 E 620050	18.40	31.60
P # LH-5	63.00	N1001380 E619340	32.22	30.78
P # LH-6	62.00	N1001890 E619360	15.14	46.86
SUBCUENCA TINAJONES				
P # T-1	103.00	N994920 E621245	24.46	78.54
P # T-3	124.00	N992800 E618992	29.50	94.50
P # T-4	120.00	N990850 E618700	6.90	113.10
P # T-6	172.00	N987458 E615600	16.76	155.24
SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO				
P # AI-1	112.00	N996775 E626465	5.50	106.50
P # AI-2	110.00	N996585 E626685	10.00	100.00
P # CQ-3	120.00	N986400 626220	10.41	109.59
P # CQ-4	117.00	N988860 E623700	10.94	106.06
P # CQ-5	106.00	N988638 E623750	2.70	103.30
P # CQ-10	140.00	N993000 E630200	20.78	119.22

En general, resulta prácticamente imposible obtener valores suficientes de toda la extensión de una mesa freática a nivel de cuenca, debido a lo costosa de las

perforaciones para este fin expreso, en tal sentido el trabajo se realiza frecuentemente con datos de pozos puntuales dispersos.

Por suerte, existen puntos de coincidencia de la napa freática registrados en los mapas topográficos como; cursos de ríos en sectores de pendientes suaves, lagos, zonas pantanosas, etc. que permiten delinear un mapa hidrogeológico con buena aproximación integrando o complementando la información existente (geología, geofísica, hidrogeología etc.).

El tratamiento para procesar los datos para estos mapas hidrogeológicos es similar al utilizado en mapas topográficos. Actualmente, la llamada “Revolución Digital” nos ofrece opciones especialmente diseñados para reproducir las tendencias de las aguas subterráneas, que poseen curvas de nivel mucho más suaves que las topográficas, estas técnicas las hemos aplicado al presente trabajo.

Concretamente, los datos de campo obtenidos, fueron procesados con el software denominado RockWorks/2004, y permitieron, como resultado de esta investigación, confeccionar un mapa hidrogeológico, reflejando la dirección de flujo por degradación de colores y un modelo 3D tipo bloque de comportamiento de la mesa freática, su relación con la topografía actual del proyecto. Este bloque modelo permite ser rotado 360° para un mejor análisis.

2.2.1.5 RESULTADOS DE HIDRAULICA DE POZOS

- ❖ A consecuencia de la ejecución y elaboración de los datos de las pruebas de bombeo, utilizando las formulas de la filtración de las soluciones en movimiento no estabilizado, aplicable a las aguas subterráneas, se determinaron los parámetros hidrogeológicos básicos siguientes: caudal ***Q***, coeficiente de filtración ***K*** y la transmisividad ***T***.

**Cuadro No. 2.2.1.5-1 RESUMEN DE PERMEABILIDADES DE LOS POZOS
EN LAS SUBCUENCAS DE LH-T-CQ**

Pozo	Ubicación	K (m/s)	K (cm/s)	Clase	Clase de acuífero
SUBCUENCA LOS HULES					
P # LH-4	Los Hules Centro	4.23 E-06	4.23 E-04	8	muy pobre
P # LH-5	Los Hules Abajo	6.95 E-05	6.95 E-03	5	pobre
P # LH-6	Los Hules Abajo	5.83 E-07	5.83 E-05	9	impermeable
SUBCUENCA TINAJONES					
P # T-1	Tinajones Arriba	1.07 E-06	1.07 E-04	8	muy pobre
P # T-3	La Colorada	7.27 E-07	7.27 E-05	8	
P # T-4	La Colorada	1.64 E-05	1.64 E-03	7	
P # T-6	Divisa	3.04 E-06	3.04 E-04	8	
SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO					
P # AI-1	Mendoza	2.01E-06	2.01E-04	8	muy pobre
P # AI-2	Mendoza	1.44 E-06	1.44 E-04	8	
P # CQ-3	Las Yayas Afuera	1.05 E-05	1.05 E-03	7	
P # CQ-4	Las Zanguengas	1.77 E-05	1.77 E-03	7	
P # CQ-5	Las Zanguengas	2.66 E-05	2.66 E-03	6	pobre
P # CQ-10	Altos del Jobo	7.33 E-07	7.33 E-05	8	muy pobre

Con estos resultados podemos ver que el tipo de Permeabilidad, a la cual responde los acuíferos en la zona estudiada en su mayoría es de clasificación: **“Clase de 5 a 8: Acuífero de Pobre a Muy Pobre; Permeabilidad Pequeña a Muy Pequeña”**, según referencias de Custodio y Llamas (Hidrología Subterránea, Pag. 478, 1976), citando la Tabla de “Clases de terrenos de Bredding”

Cuadro No. 2.2.1.5-2 TABLA DE “CLASES DE TERRENOS DE BREDDING”

Clase	Permeabilidad según Hazen, cm/seg	Clase de acuífero	Clase de permeabilidad
1	3	muy bueno	muy alta
2	0.77	muy bueno	muy alta
3	0.1	bueno	alta
4	0.05	regular	media
5	9 E-03	pobre	pequeña
6	5 E-03	pobre	pequeña
7	2 E-03	muy pobre	muy pequeña
8	7 E-04	muy pobre	muy pequeña
9	7 E-05	impermeable	prácticamente impermeable
10	1 E-05	impermeable	prácticamente impermeable
11	< 1 E-05	impermeable	prácticamente impermeable
12	<< 1 E-05	impermeable	prácticamente impermeable

- ❖ La investigación de campo arrojó un nuevo enfoque sobre las características de los acuíferos del área investigada, ya que en la literatura de soporte, como los mapas nacionales geológicos e hidrogeológicos se le atribuyen a la formación geológica Cañazas, la capacidad de generar acuíferos en esta zona **de permeabilidad variable, moderadamente productivos**. Sin embargo, la información inédita del proyecto nos muestra que este medio filtrante tiene un espesor muy limitado, con poca capacidad de almacenamiento. En la mayoría de los casos, debido a los

procesos naturales de erosión, en laderas de colinas o los fondos de los drenajes superficiales, aflora la formación geológica Caimito con características hidráulicas pobres, (pozos de bajo o muy bajo rendimiento). Estos niveles de afloramiento coinciden en algunos casos con el horizonte de la mesa freática o lo profundizan en la formación Caimito. Esta condición da un carácter de acuífero **colgado** a los aportes de agua pertenecientes a la formación Cañazas, y el papel de acuífero propiamente dicho en la zona investigada, pertenece a la formación Caimito. Las presentes condiciones hidrogeológicas locales se dan debido a que la formación sedimentaria Caimito es más antigua (Oligoceno Superior) que la Cañazas (Mioceno Superior), y fue depositada en un ambiente marino de pobre circulación. La formación volcánica Cañazas esta caracterizada por un extenso derrame de lava, que fue sometido a lo largo del tiempo a un proceso natural de meteorización y constante degradación.

2.2.2 AGUAS SUPERFICIALES PARA SER CONSIDERADAS COMO ALTERNATIVA DE FUENTE SUPERFICIAL CON FINES DE ABASTECIMIENTO

2.2.2.1 EVALUACION DEL RIO CAÑO QUEBRADO (CABECERA RÍOTINAJONES), PUNTO AGUAS ARRIBA DE LA DESCARGA DE LA EMPRESA “BLUE RIBBON”

2.2.2.1.1 CARACTERIZACION DEL RÍO

Es un río con el curso típico de agua, aforado en la elevación 125 m, de un ancho promedio en este lugar no mayor de 0.75 m en época de ausencia de lluvias, que aumenta hasta 3.00 metros durante fuertes aguaceros, y que luego termina siendo tributario del Río Tinajones. El curso de agua en la temporada seca es de sección irregular, con profundidad promedio entre 0.068 a 0.094 m. La sección transversal de “micro cuenca” cala en forma de “V” con ángulos entre 35 y 45° en las laderas del relieve de cerros bajos y colinas.



Figura No. 2.2.2.1.1-1 Ubicación del Aforo, Puente del Río Caño Quebrado

El paquete aluvial es incipiente, constituido principalmente por limos arcilloso y fracciones gruesas como grava con pequeños rodados sub-angulares meteorizados, dispersos. El curso del Río Caño Quebrado tiene orientación de Sur Oeste (SW) a Nor Este (NE).

La cubierta vegetal esta constituida de áreas de cultivos, sabanas y vegetación secundaria pionera. Los suelos no son arables, con limitaciones severas, aptos para pastos, bosques, tierras de reserva, ya que el uso que se da a esa tierra es clasificado por el Atlas Nacional como típico para pastizales-rastrojos.

Las referencias históricas de los caudales que tenemos a nivel de comunicación verbal de la comunidad, son que para el período de menor precipitación (enero a mayo), los caudales pueden reducirse hasta un 50% con respecto a los de época lluviosa.



Figura No. 2.2.2.1.1-2 Curso de agua del Río Caño Quebrado

2.2.2.1.2 DATOS DE AFORO

Fecha de ejecución:	3 de mayo de 2004
Coordenadas:	N = 988,000 m, E = 617,620 m
Elevación sobre el nivel del mar:	125.00 m

a) Área de la sección del flujo de agua:

Sobre la base de una figura geométrica de forma irregular de un ancho de **0.75 m** y profundidad aproximada de **0.094 m** en el centro de la sección, se estimó un área de **0.04744 m²**, dándose estas cifras significativas para no afectar con redondeo, caudales tan pequeños a nivel de segundos, que luego son importantes cuando se estima el minuto y días.

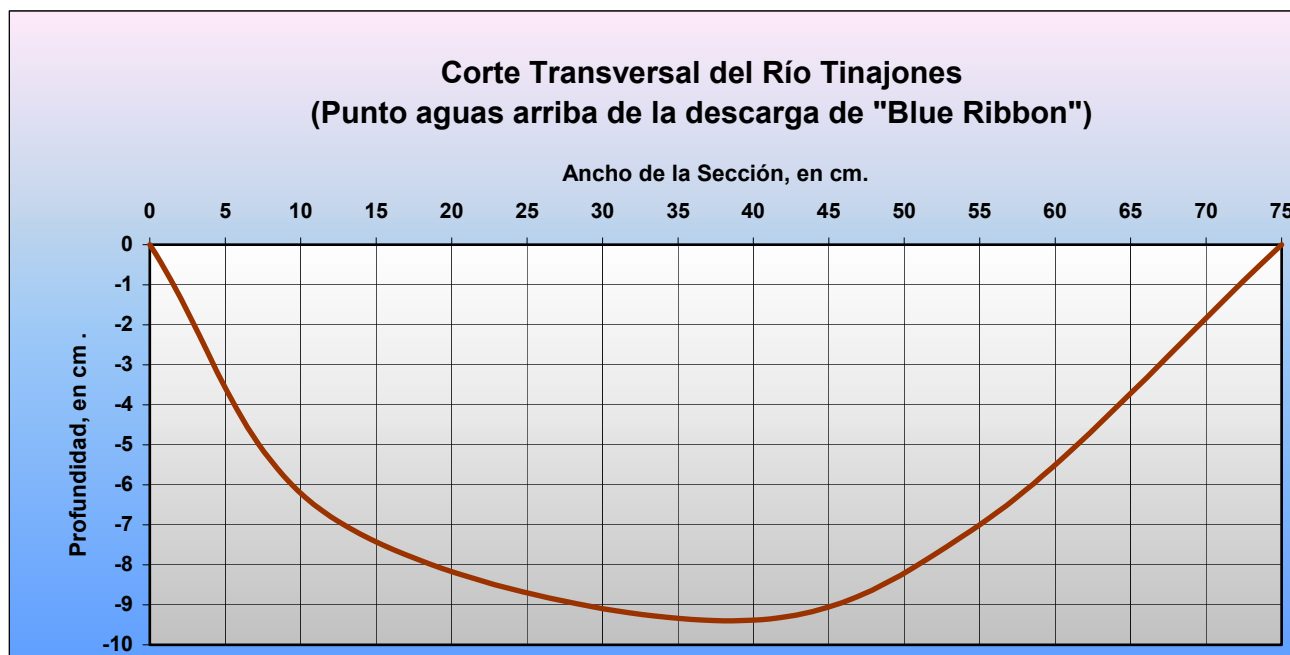


Fig. No. 2.2.2.1.2-1 Perfil de curso de agua del Río Caño Quebrado

b) Velocidad del Flujo:

Se utilizó el sistema de promediar 10 lecturas cronometradas de viaje de partículas en distintas posiciones por los filetes del flujo en un recorrido de 2.00 m del canal.

Lectura de aforo en segundos:	
1) 4.11	6) 4.13
2) 4.07	7) 4.33
3) 4.28	8) 4.78
4) 4.38	9) 4.53
5) 4.56	10) 4.45
Promedio de Tiempo, (t): 4.362 seg.	
Distancia, (L): 2.00 m	
Velocidad, (V): 0.458 m/seg.	
Area de la Sección, (A): 0.04744 m²	

c) Caudal estimado del canal natural en el punto de aforo:

$$Q = V \times A$$

En donde:

Q = Caudal de la Quebrada, en m³/seg

V = Velocidad de flujo, en m/seg

A = Area de la sección del canal, m²

De esta manera:

$$Q = 1.31 \text{ m}^3/\text{min} = 344.80 \text{ gpm} = 496,519 \text{ gl/día}$$

2.2.2.1.3 RECOMENDACIONES

El aforo y muestreo de este curso de agua dio como resultado la revelación de una fuente de agua cruda superficial de excelente calidad. Descartando los caudales ecológico y merma por ausencia de lluvias, estimamos que puede tenerse un caudal de explotación de unos 100 gpm. = 144,000 gl/día. Esta cantidad es suficiente para cubrir la demanda de poblaciones cercanas como Altos de Divisa, El Zaíno y la Colorada, incluso si se utilizan patrones de demanda con un escalón más alto como Urbano-Rural usado en Desarrollos Urbanísticos para el área de Arraiján adicionando un 50% como factor de seguridad, alcanzaría para unas 1600 personas. La razón de este ejercicio extremo es que a través de algunos años hemos verificado el consumo para muestras del área como la Población de Cerro Cama, y lo hemos encontrado por el orden de 180 gl./ persona / día que supera los 120gl./ persona / día estimado para la Ciudad de Panamá.

También hemos observado que se cuenta con cotas cercanas de unos 200 m.s.n.m., que le otorgan a esta fuente un elemento de factibilidad adicional para diseño de eventuales obras de purificación de agua potable. Incluimos en estas previsiones a la población del Zaíno, pese a que su dirigente rechazó la prueba de bombeo que este Proyecto tenía contemplada, ya que tal negativa podría no representar una decisión colectiva.

2.2.2.2 EVALUACION DE LA QUEBRADA S/N UBICADA EN LOS TERRENOS, PROPIEDAD DE LA FLIA. DÍAZ, LAS ZANGUENGAS

2.2.2.2.1 CARACTERIZACION DE LA QUEBRADA

Es una quebrada con el curso típico naciente de agua en la elevación 110 m, de un ancho promedio en el lugar de aforo no mayor de 0.23 m en época de ausencia de lluvias, que aumenta hasta 1.20 metros durante fuertes aguaceros, y que luego termina siendo tributaria de la quebrada El Almendral. El curso de agua en la temporada seca es de sección irregular, con profundidad promedio entre 0.015 a 0.025 m. La sección transversal de “micro cuenca” cala en forma de “V” con ángulos entre 35 y 45° en las laderas del relieve de cerros bajos y colinas.



Figura No. 2.2.2.2.1-1 La Sección Transversal de “Microcuenca”

El paquete aluvial es muy incipiente, constituido principalmente por limos arenosos y fracciones gruesas como grava con pequeños rodados sub-angulares, meteorizados, dispersos. El curso de la quebrada tiene orientación Nor Oeste (NW) - Sur Este (SE).



Figura No. 2.2.2.2.1-2 Curso de agua de la quebrada s/n en Las Zanguengas

La cubierta vegetal esta constituida de “áreas de cultivos, sabanas y vegetación secundaria pionera”. Los suelos son arables, muy severas limitaciones en la selección de las plantas, requieren un manejo muy cuidadoso o ambas cosas, ya que el uso que se da a esa tierra es clasificado por el Atlas Nacional como típico para pastizales-rastrojos.

Las referencias históricas de los caudales de esta fuente superficial que tenemos a nivel de comunicación verbal de los propietarios, son que para el período de menor precipitación (enero a mayo), los caudales pueden reducirse hasta un 50% con respecto a los de época lluviosa.

2.2.2.2 DATOS DE AFORO

Fecha de ejecución:	14 de mayo de 2004
Coordenadas:	N = 990,448 m, E = 622,300 m
Elevación sobre el nivel del mar:	110.00 m

a) Área de la sección del flujo de agua:

Sobre la base de una figura geométrica de forma irregular de un ancho de **0.23 m** y profundidad aproximada de **0.022 m** en el centro de la sección, se estimó un área de la sección mojada de **$A = 0.0032 \text{ m}^2$** , dándose estas cifras significativas para no afectar con redondeo caudales tan pequeños a nivel de segundos, que luego son importantes cuando se estima el minuto y días.

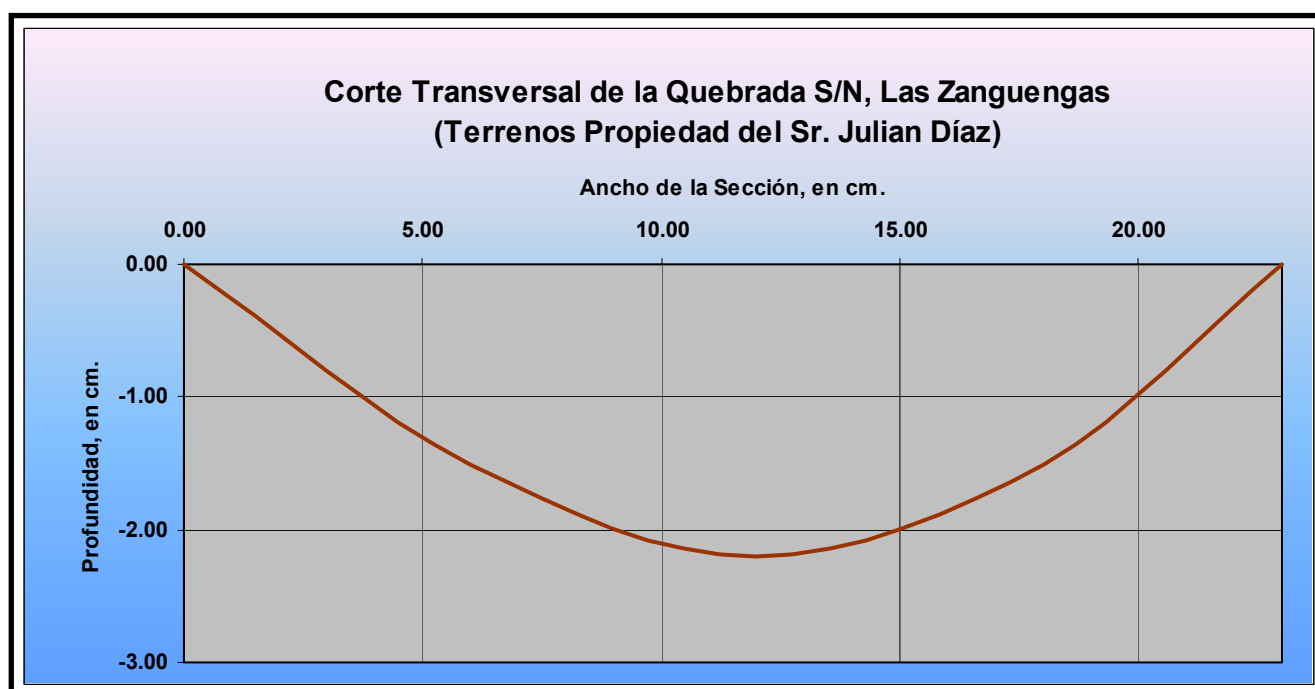


Figura No. 2.2.2.2-1 Perfil de curso de agua de la quebrada

b) Velocidad del Flujo:

Se utilizó el sistema de promediar 10 lecturas cronometradas de viaje de partículas en distintas posiciones por los filetes del flujo en un recorrido de **$L = 1.50 \text{ m}$** del canal.

Lectura de aforo en segundos:	
1) 4.53	6) 4.99
2) 4.54	7) 4.73
3) 4.53	8) 4.79
4) 4.58	9) 4.56
5) 4.90	10) 4.56
Promedio de Tiempo, (t): 4.671 seg.	
Distancia, (L): 1.50 m	
Velocidad, (V): 0.321 m/seg.	
Area de la Sección Mojada, (A): 0.0032 m²	

c) Caudal estimado del canal natural en el punto de aforo:

$$Q = V \times A$$

En donde:

Q = Caudal de la Quebrada, en m³/seg

V = Velocidad de flujo, en m/seg

A = Area de la sección del canal, m²

De esta manera:

$$Q = 0.062 \text{ m}^3/\text{min} = 16.30 \text{ gpm} = 23,448 \text{ gl/día}$$

2.2.2.2.3 RECOMENDACIONES

Estimamos que esta fuente puede ser útil si se usa a nivel de las necesidades de una finca que este cercana, pero lamentablemente, el modesto caudal y la gran distancia a cubrir, estimada en unos 2.5 Km., la descarta como una variante de primer orden, ya que el caudal aforado incluye el aporte de los primeros aguaceros, que deben restarse junto con el llamado caudal ecológico, quedando un flujo estimado explotable de 5 a 8 gpm.

2.2.2.3 EVALUACION DE LA QUEBRADA S/N UBICADA EN LOS TERRENOS, PROPIEDAD DE LA FLIA. ROMERO, MENDOZA

2.2.2.3.1 CARACTERIZACION DE LA QUEBRADA

Es una quebrada con el curso típico naciente de agua aforada en la elevación 78 m, de un ancho promedio en este lugar no mayor de 0.34 m en época de pocas lluvias, que aumenta hasta 1.00 metros durante fuertes aguaceros, y que luego termina siendo tributaria de la quebrada La Mendoza. El curso de agua en la temporada seca es de sección irregular, con profundidad promedio entre 0.024 a 0.040 m. La sección transversal de “micro cuenca” cala en forma de “V” con ángulos entre 35 y 45° en las laderas del relieve de cerros bajos y colinas.



Figura No. 2.2.2.3.1-1 Vista General del bosque galería asociado a la quebrada aforada

El paquete aluvial es muy incipiente, constituido principalmente por limos arcilloso y fracciones gruesas como grava con pequeños rodados sub-angulares meteorizados dispersos. El curso de la quebrada tiene orientación Norte (N) - Sur (S).



Figura No. 2.2.2.3.1-2 Curso de agua de la quebrada s/n en Mendoza

La cubierta vegetal esta constituida de áreas de cultivos, sabanas y vegetación secundaria pionera. Los suelos no son arables, con limitaciones severas, aptos para pastos, bosques, tierras de reserva, ya que el uso que se da a esa tierra es clasificado por el Atlas Nacional como típico para pastizales-rastrojos,

Las referencias históricas de los caudales que tenemos a nivel de comunicación verbal de los propietarios, son que para el período de menor precipitación (enero a mayo), los caudales pueden reducirse hasta un 50% con respecto a los de época lluviosa.

2.2.2.3.2 DATOS DE AFORO

Fecha de ejecución:	13 de mayo de 2004
Coordenadas:	N = 997,110 m, E = 626,925 m
Elevación sobre el nivel del mar:	78.00 m

a) Área de la sección del flujo de agua:

Sobre la base de una figura geométrica de forma irregular de un ancho de **0.34 m** y profundidad aproximada de **0.04 m** en el centro de la sección, se estimó un área de **0.0085 m²**, dándose estas cifras significativas para no afectar con redondeo, caudales tan pequeños a nivel de segundos, que luego son importantes cuando se estima el minuto y días.

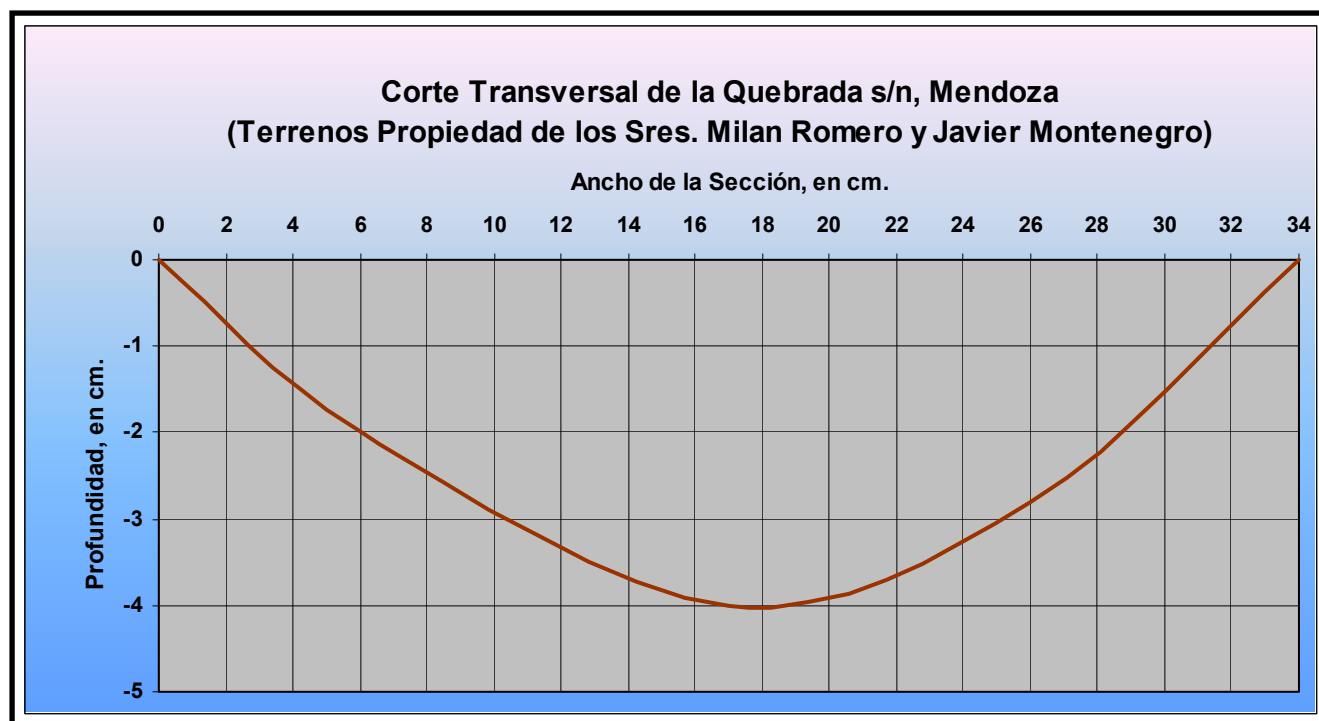


Figura No. 2.2.2.3.2-1 Perfil de curso de agua de la quebrada

b) Velocidad del Flujo:

Se utilizó el sistema de promediar 10 lecturas cronometradas de viaje de partículas en distintas posiciones por los filetes del flujo en un recorrido de **1.50 m** del canal.

Lectura de aforo en segundos:	
1) 3.65	6) 3.82
2) 5.68	7) 4.83
3) 4.28	8) 4.98
4) 4.68	9) 5.53
5) 4.29	10) 3.45
Promedio de Tiempo, (t): 4.519 seg.	
Distancia, (L): 1.50 m	
Velocidad, (V): 0.332 m/seg.	
Area de la Sección, (A): 0.0085 m²	

c) Caudal estimado del canal natural en el punto de aforo:

$$Q = V \times A$$

En donde:

Q = Caudal de la Quebrada, en m³/seg

V = Velocidad de flujo, en m/seg

A = Area de la sección del canal, m²

De esta manera:

$$Q = 0.169 \text{ m}^3/\text{min} = 44.73 \text{ gpm} = 64,417 \text{ gl/día}$$

2.2.2.3.3 RECOMENDACIONES

El punto de agua investigado tiene las características de fuente ideal para atender las necesidades de habilitación de nuevas fuentes de agua para el acueducto de la población de Mendoza:

- ❑ Cercanía a un punto elevado del relieve (Elev. 135 m), donde puede ubicarse un tanque de reserva y cubrir por gravedad amplios sectores del poblado, lo que se traduce en menores costos de bombeo.
- ❑ Al optarse por esta variante no se alterarían las actuales condiciones de explotación del acuífero que tiene una configuración muy limitada en forma lenticular sobre una especie de meseta, como puede apreciarse en el Mapa Hidrogeológico, producto de esta investigación. Esta geometría del acuífero no le permite recibir reposición de agua de la periferia, solamente desde el plano vertical por lluvia en su muy limitada extensión, ya que si se perforan nuevos pozos se baja el nivel freático general y entonces todos los pozos serían ineficientes, dando menos agua a mayor costo.
- ❑ El caudal registrado es alentador, puesto que los moradores nos indicaron que los pocos aguaceros que se habían registrado al momento del aforo, no cambiaron en gran medida el caudal típico de la estación seca, observado por ellos a través de los años.
- ❑ Los resultados de laboratorio sí indican, una contaminación por bacteria tipo coli que resulta lógica, tratándose de una fuente expuesta al ambiente en medio de un potrero. Esto en modo alguno descalifica a la fuente, ya que es responsabilidad de quien realice los diseños finales de captación, tomar las medidas que garanticen la potabilidad del agua, que a nuestro juicio no son ni complicadas, ni tampoco costosas.

CAPITULO 3. TRABAJOS DE LABORATORIO

3.1 AGUAS SUBTERRANEAS

3.1.1 INVESTIGACIONES HIDROQUÍMICAS REALIZADAS

Las investigaciones hidroquímicas durante el levantamiento hidrogeológico en este Proyecto se realizaron tanto para determinar la calidad y particularidades hidrogeoquímicas de las aguas subterráneas y superficiales, como para evaluar las perspectivas de las áreas estudiadas con el fin de integrarlas en el futuro a los sistemas de abastecimiento de agua locales.

Con este propósito se tomaron las muestras de agua para análisis físico-químico y bacteriológico en doce (12) pozos existentes y cuatro (4) fuentes superficiales, todos ubicados dentro de los límites de las tres Subcuencas como el del Río Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado.



Figura No. 3.1.1-1 Toma de muestras de agua para análisis físico-químico y bacteriológico en la comunidad de Mendoza, Pozo # AI-1

3.1.2 RESULTADOS

Los resultados obtenidos en los análisis físico-químico y bacteriológico en su gran mayoría no presentaron problemas con el contenido permitido de minerales disueltos en el agua, o su calidad bacteriológica. Los mismos fueron comparados con la Lista de “Valores Máximos Permitidos de las Características Biológicas, Físicas y Químicas

Inorgánicas para el Agua Potable” de la Norma COPANIT 395-99. Los datos correspondientes a cada parámetro se incluyen en el Anexo respectivo.

Sin embargo, algunos parámetros evaluados se encuentran con valores elevados:

- ❑ **Turbiedad:** El deficiente diseño de los captadores es el principal causante de esta anomalía. Efecto indeseable que puede producir: posible irritación gastrointestinal. Solución sugerida: Puede ser corregida con la realización profesional de un mantenimiento de pozos. En caso de persistir la turbiedad, después de la limpieza respectiva, sería necesario entonces la reconstrucción de la unidad captadora afectada.
- ❑ **Alcalinidad:** Los valores elevados de este parámetro solamente se presentaron en los pozos de la Subcuenca de Hules, donde predomina la roca acuífera de origen marino con alto contenido arcilloso, (lama consolidada – lutita). Efecto indeseable: solo se circunscribe al uso de estas aguas con fines industriales, farmacéuticos, etc. Tratándose de un área rural, no se considera algo de perjuicio para los usuarios.
- ❑ **Fosfato:** Este parámetro se encuentra algo elevado en la mayoría de los pozos. Consideramos, que estos valores no afectan sensiblemente a los usuarios y pueden considerarse como normales, ya que los límites máximos permisibles comparativos, aplicados en este caso, corresponden a la captación de agua de los manantiales, (COPANIT 427-99). Se usaron estas normas debido a que las Normas COPANIT 395-99 no incluyen este elemento en su listado de características de agua potable.
- ❑ **Hierro:** Las aguas de los pozos No.No. LH-5, T-6 y CQ-4 tienen muy elevado contenido de hierro. Este fenómeno tiene su explicación en el grado de descomposición que tuvo la capa geológica de origen volcánico, donde en su composición mineralógica predomina el hierro. Efecto indeseable: las aguas portadoras de hierro favorecen al crecimiento de bacterias ferrosas, tal como la crenothix. Estos desarrollos se forman abundantemente en las tuberías de agua, al

extremo de ejercer una acción obstructora tal que impiden el flujo. Solución sugerida: mantenimiento de pozos con productos químicos y corrección con procesos de separación de hierro.

3.2 AGUAS SUPERFICIALES

Durante la realización de este Proyecto, se tomaron muestras para análisis físico-químico y bacteriológico del agua del Río Tinajones y Caño Quebrado o Cabecera del Río Tinajones, pertenecientes a la Subcuenca Tinajones. En la Subcuenca Caño Quebrado se muestrearon dos quebradas, una en Las Zanguengas y otra en Mendoza. Los parámetros de las aguas de todas estas fuentes superficiales evaluadas están dentro de las Normas COPANIT 395-99 (Normas Agua / Agua Potable) con los valores menor a los máximos permisibles. Sin embargo, las aguas de la quebrada muestreada en la comunidad de Mendoza, presentó muy elevado contenido de número de colonias de coliformes fecales, que se debe a su presencia en el medio de un potrero cercano a la comunidad y con mucho movimiento de personas y animales. En el caso tal, si se toma la decisión de ser utilizada esta quebrada como futura fuente de agua potable, se deberá construir una zanja protectora perimetral en forma de herradura para el desvío de las aguas contaminadas fuera del área de influencia del sistema de tratamiento, al mismo tiempo que una cerca con idénticos fines de protección, todo esto combinado con el diseño de la obra que asegure la explotación segura de la fuente de agua.

CAPITULO 4. TEMAS ESPECIALES

4.1 MANTENIMIENTO PREVENTIVO DE LOS POZOS EXISTENTES

4.1.1 GENERALIDADES

Todo estudio hidrogeológico para asegurar el mayor beneficios posibles a los usuarios, debe incluir en la hoja de cálculos respectiva, el detalle de “Eficiencia de Pozo”. Merece atención, porque representa un punto de referencia para saber cuando se debe tomar la iniciativa de dar mantenimiento a un pozo.

La eficiencia representa la relación abatimiento teórico dividido entre abatimiento real (prueba de bombeo) por 100. Por lo general no es extraño que un pozo bien construido que utilice tubería ranurada PVC, tenga entre 70 a 100% de eficiencia que se considera bueno. Desde luego que aquellos pozos donde se hayan instalado rejillas de abertura continua y diseño hidrodinámico deberán mostrar los mejores resultados, aunque suelen ser algo costosos para nuestro medio cuando la eficiencia disminuye es porque ha habido una reducción del área abierta a causa de incrustaciones o derrumbe interno detrás del forro, en otros tiempos podría deberse a la corrosión de la tubería de hierro galvanizado. Pero hace años que este tipo de tubería dejó de utilizarse como entubado final de pozos, no obstante es posible que en los acueductos inspeccionados con pozos “viejos” tengan problema de mantenimiento, más que nada por ignorar su implementación como rutina periódica.

Los derrumbes internos se dan como problema por una construcción deficiente del pozo. Las causas varían desde ignorancia sobre el tema de diseño e hidráulica de pozos, hasta la intención de ahorrar en materiales y tiempo de construcción. Algunos pozos pueden estar tan mal contruidos, que ni siquiera resistirían una acción de mantenimiento normal, pudiendo derrumbarse debido a un forrado parcial de sus paredes. Esta situación, existente en nuestro medio, plantea serios problemas contractuales para realizar una limpieza y desarrollo del captador, al punto, que la única manera de dar mantenimiento a pozos contruidos sin la entrega de la ficha técnica de diseño, como hacen los profesionales, es aclarando antes al cliente las posibles consecuencias, y no sea que tengamos un pozo sin ninguna información técnica, que por mejorarlo lo dañamos.

No existe, por lo general, un patrón o rutina para la aplicación de técnicas de mantenimiento de pozos, porque, aparte de la necesidad de un buen diseño como hemos indicado, la merma en el rendimiento de pozos puede tener como causa; equipo sub o sobre dimensionado, desgastado, con suministro de energía eléctrica defectuoso, interferencia producida por la incorporación de nuevos pozos ubicados muy cerca entre

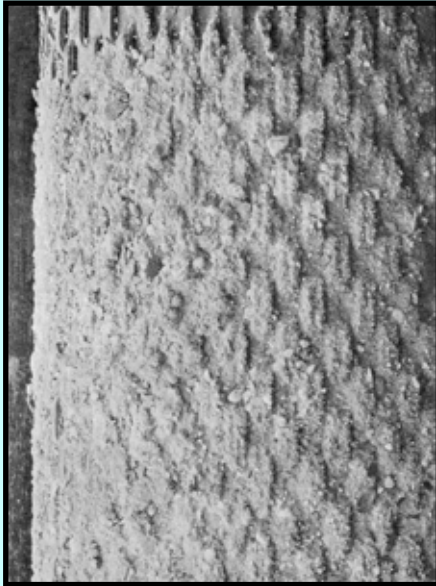
ellos, etc. También podríamos tener un acuífero con reservas limitadas, pero una de las causas más frecuentes es la aparición de incrustaciones minerales en la zona de entrada del flujo de agua al pozo. Los minerales pueden ser compuestos a base de hierro, manganeso, sulfatos, silicato, magnesio y principalmente carbonato de calcio entre otros.

La calidad del agua y los gases disueltos en la misma, son los factores que determinan el tipo de incrustación o depósito mineral que se produce. Como las sustancias disueltas en el agua subterránea se hallan presentes en una condición de equilibrio bastante inestable, cuando se altera el medio como bajando la presión por el bombeo y forzando las líneas de flujo a un estrecho punto central como un pozo, algunos minerales dejan de estar en solución siendo depositados como materia sólida, en forma de costras que obstruyen la captación de agua.

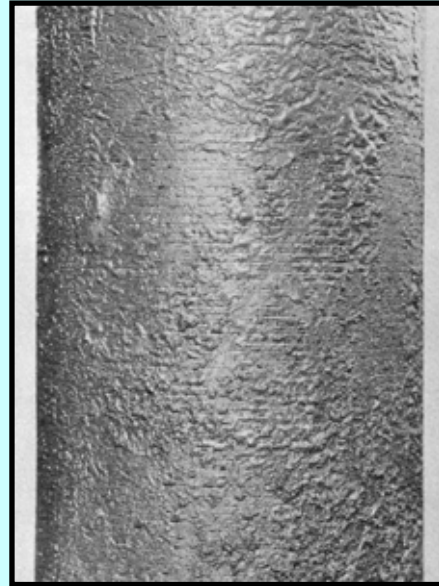
De esta manera, vemos que la necesidad de preservar el rendimiento de los pozos con un adecuado mantenimiento es innegable, aunque la realidad es que muchas veces, cuando mencionamos este tema, causa alguna extrañeza. Se llega a pensar que el pozo si merma el rendimiento, ha cumplido su periodo de vida útil y se debe perforar uno nuevo.

Por otra parte, resulta conveniente indicar que los métodos de tratamiento a la formación acuifera, si bien en algunos casos pueden causar mejoras modestas de un 5 a 10 % hasta llegar a duplicar el caudal de explotación. Tampoco pueden generar agua que no se tiene en el entorno que es captado.

Su principal mérito radica en que, al extraer agua del subsuelo las obstrucciones se inician, y sabemos que es solo cuestión de tiempo para cubrir la necesidad de limpiar tales obstrucciones. El mejor candidato siempre será el pozo que en cierta época fue bueno y mermó ese rendimiento original.



Esta incrustación, que ha resultado de la deposición de carbonatos de calcio y magnesio, llegó a cerrar completamente las aberturas de este tubo de forro perforado con ranuras de tipo puente.



Ejemplo típico de la obstrucción de las aberturas de una rejilla de pozo, por gelatinas de hierro y manganeso producidas por actividad de la bacteria ferrosa.

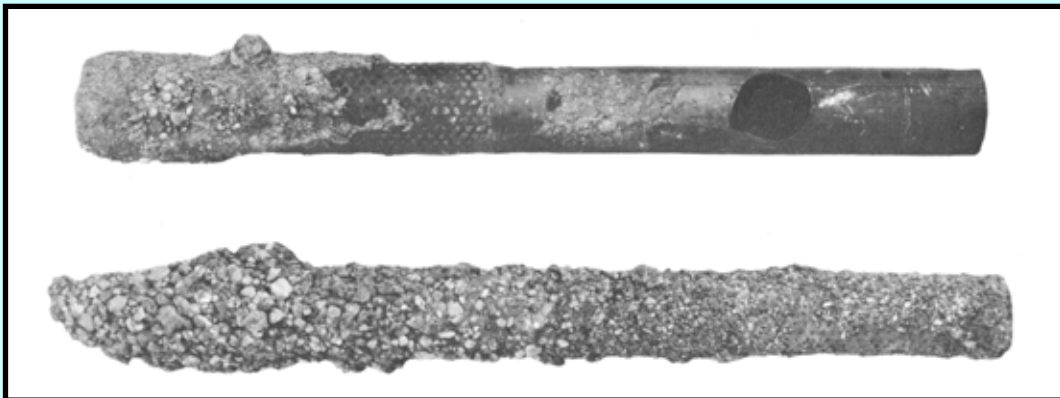


Figura No. 4.1.1-1 Ejemplo de incrustaciones, que producen las obstrucciones de la tubería de forro de los pozos y poros de la formación acuífera, (Johnson Division, UOP Inc., Minnesota, 1975)

4.1.2 DESARROLLO Y ESTIMULACIÓN DE POZOS EN MATERIALES CONSOLIDADOS

Luego de concluido un pozo, se debe tomar acciones para eliminar los recortes, lodos y otras impurezas, estabilizando la formación para tratar de obtener el mayor caudal posible. A estos trabajos se les denomina “desarrollo del pozo”. También se le llama desarrollo a otras operaciones, cuyo objetivo es mejorar el rendimiento específico del pozo, aún cuando se intente remover incrustaciones, o se trate de un pozo operativo. Existe en la literatura especializada el término estimulación, bastante parecido, referente a provocar mejoras de captación con estímulos químicos, como acidificando o empleando métodos mecánicos poderosos, como explosivos, hidrofracturas o aire comprimido, etc. En este trabajo investigativo, con fines prácticos hemos tenido a bien describir los métodos de desarrollo y estimulación de pozos, disponibles en la República de Panamá y a precios razonables.

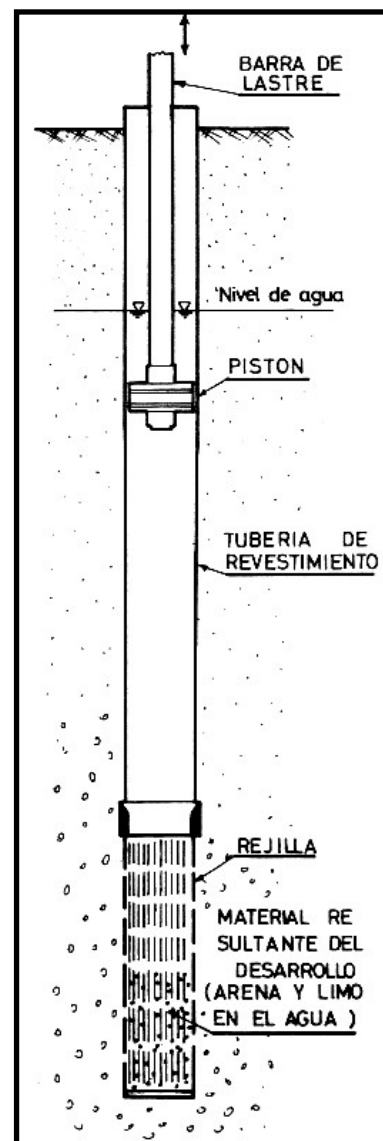
A nivel nacional, al igual que en estas tres cuencas investigadas, la mayoría de los pozos profundos están perforados en material consolidado (roca). El desarrollo de los pozos en estos materiales tiene como misión principal, limpiar las grietas y fisuras que son las vías acuíferas, de lodo, residuos de perforación y otros materiales, que los puedan obstruir, tales como limos, arenas, etc., e incluso recristalizaciones, especialmente de carbonatos, hierro o manganeso según los detalles ya mencionados.

Este tipo de incrustaciones puede empeorar el flujo de agua cuando son algo mixto en forma apelmasada. Aunque los métodos a emplear son similares a los de uso en acuíferos granulares o no consolidados, lo mismo que para acuíferos en roca, pero para obtener mejores resultados en este último medio, es necesario recurrir a los métodos más energéticos, tales como el pistoneo, la acidificación, uso de hielo seco, limpieza con sifón de aire comprimido, chorros de agua con inyectoras a presión y uso de agentes dispersantes como los polifosfatos. Existen también métodos con explosivos, que por los daños que pueden ocasionar al pozo si no son calculadas con precisión las cargas, no recomendamos.

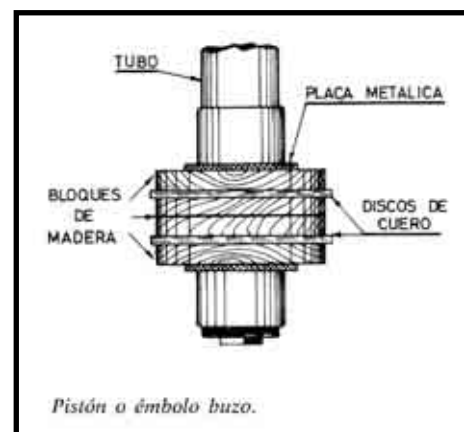
4.1.3 DESARROLLO DE POZOS CON PISTON

Se trata de un método muy eficaz para desarrollar pozos debidamente entubados. Consiste en comprimir y aspirar el agua en el pozo para producir un enérgico flujo, hacia adentro y hacia fuera en el acuífero a través de los orificios de entrada, que son limpiados. Esto se logra con el uso de un pistón especialmente diseñado, integrado a una perforadora de pozos del tipo percusión por herramienta de cable, desde luego que si se tiene interés se puede duplicar este efecto con otros medios mecánicos pero este tipo de perforadora ya viene con la potencia, regulación de las pulsaciones, peso de la herramienta y cuchara de limpieza, adecuados.

Existen dos tipos básicos de pistones para desarrollo de pozos: pistón macizo y pistón con válvula, la diferencia estriba en que el primero por acción simple cubre los efectos limpiadores descritos, en tanto que el segundo tiene su principal efecto en un solo sentido según se disponga la válvula que le da el nombre, que suele ser de vacío al ascender el pistón. La acción de este tipo es más suave por lo que es usado en formaciones arcillosas o de limos y arenas.



En nuestro medio, este método de desarrollo era de uso común en el IDAAN hace algunos años, pero en el Ministerio de Salud es desconocido. En el sector privado sólo lo ofrecen las empresas con personal profesional especializado, probablemente por razones de productividad comercial en el uso del equipo de perforación.

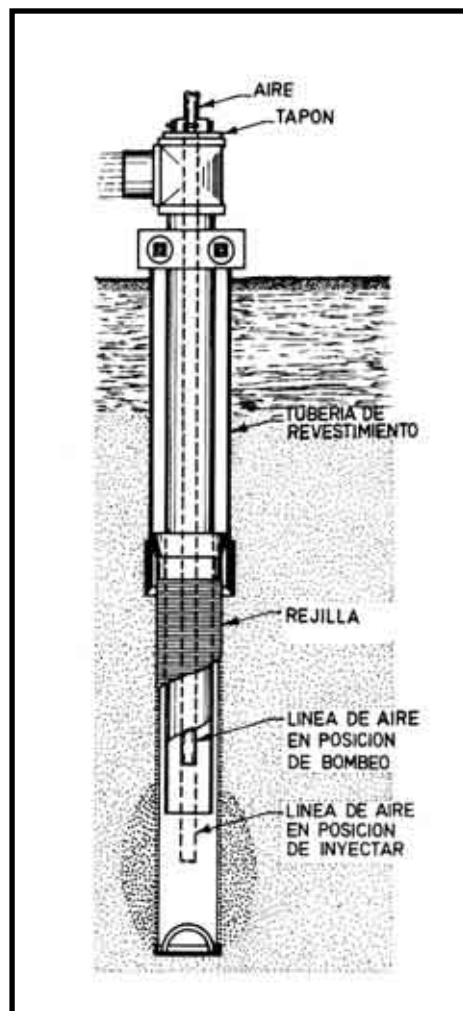


4.1.4 DESARROLLO CON AIRE COMPRIMIDO

El desarrollo con aire comprimido es uno de los métodos con las características más ventajosas de relativa economía, sencillez de aplicación y efectividad de acción. También conlleva mayor seguridad para el pozo y el personal que lo aplica.

Existen dos técnicas básicas de uso, uno donde la línea de inyección de aire va por dentro del tubo sifonador, y otro donde la misma va en paralelo. La más extendida es la de líneas paralelas, ya que la de uso interno es muy engorrosa en su aplicación y requiere de un manguito especial para mantener la separación de líneas.

El equipo de compresión de aire debe tener por lo menos unos 210 pies cúbicos por minuto de capacidad a 250 p.s.i. o más. El procedimiento es ir aplicando agitación en tramos de 5 a 10 pies, donde actúa el enorme volumen de aire, comenzando de la parte superior del pozo.



Durante el desarrollo de un pozo con el aire comprimido, se deberá resistir la tendencia a trabajar en orden inverso, ya que lo primordial, es extraer los sedimentos que van quedando en el fondo, aunque buena parte es expulsada por la boca del pozo o el efecto de sifón del arreglo, esto, si se tiene el factor de sumergencia adecuado. El factor de sumergencia es la relación entre la línea de agua dividido entre la línea total del aparato por 100. El sifonaje es efectivo a partir de un 60%.

Si no se consigue sifonaje, realmente no tiene mayor importancia, porque es el efecto de la agitación, lo que realmente limpia el pozo, en tales casos sin sifonaje, se podría utilizar al final una cuchara de limpieza para retirar los sedimentos, si solo se utiliza una línea directa de aire en el pozo.



Figura No. 4.1.4-1 Cambio notorio de la calidad de agua, producto de una limpieza con aire comprimido y tratamiento con agentes dispersantes químicos, (HidroGeo Servicios)



Figura No. 4.1.4-2 Ejemplo de limpieza del sistema de pozos punteras en el área de Río Chame, realizada por la empresa HidroGeo Servicios Consultores, S.A., (2,000)

4.1.5 USO DE AGENTES DISPERSANTES

Ya sea durante la limpieza de lodos de recorte de la perforación o cuando por la acción de agitación durante un desarrollo de mantenimiento el agua se satura o contiene las impurezas en suspensión, resulta conveniente utilizar ciertos agentes químicos dispersantes para evitar que se sedimenten o depositen en la zona ranurada. Estos agentes se añaden directamente al agua en el pozo o a la utilizada para desarrollar por inyectora a presión.

El más usual es el hexametáfosfato de sodio, aunque también se usan otros polifosfatos, como el pirofosfato tetrasódico y el fosfato trisódico. Una dosis de empleo normal es de 15 Kg por m³ de agua, pero es efectivo a partir de 1 Kg por m³ de agua, si se deja que actúen más de 1 hora, se puede usar en tratamientos con ácido. Si hay depósitos orgánicos, puede ayudar la adición de cloro. El uso de estos agentes químicos es muy eficaz, combinado con los métodos de desarrollo de pozos ya descritos.

4.2 ASISTENCIA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE FILTRO LENTO PARA LA COMUNIDAD DE CERRO CAMA

4.2.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de instalaciones para abastecimiento de agua en comunidades rurales debe basarse en la aplicación adecuada de la tecnología actual, con el fin de poder aprovechar al máximo el total de inversión de capital, material y recursos humanos disponibles, reconociendo las limitaciones que puedan existir.

Aunque el campo de tratamiento de agua ofrece para escoger una diversidad de tecnologías, solo unas pocas de ellas pueden, en principio, satisfacer plenamente las necesidades específicas de los países en desarrollo, como nuestro país. El método recomendado es la **filtración lenta en arena** - técnica de tratamiento de agua sencilla, eficiente y confiable. Sus costos, por lo general, están al alcance de los recursos de las comunidades rurales y/o del país, y las facilidades para diseño, construcción, operación y mantenimiento se encuentran usualmente disponible a nivel local o pueden adquirirse en forma relativamente fácil.

Ya que la filtración lenta en arena puede adaptarse rápidamente a la situación local, sin necesidad del equipo importado y que las comunidades a lo largo y ancho de la geografía de Panamá pueden participar activamente en las diversas etapas de introducción y utilización del abastecimiento de agua, las plantas de filtración lenta en arena están en condiciones de proveer servicio por largo tiempo.

4.2.2 METODOS DE PURIFICACION DEL AGUA SUPERFICIAL – POTABILIZACION

En general, los **Procesos de Potabilización** comprenden: Aireación, Coagulación, Sedimentación, Filtración, Eliminación de olor y sabor, Ablandamiento, Eliminación de hierro y manganeso, Control de corrosión, Evaporación y Desinfección.

Una Planta Potabilizadora convencional puede operar con la combinación de uno o más de los procesos indicados, según sea la naturaleza de las impurezas que contiene y la calidad final del agua que se desee. **En el medio rural generalmente, sólo son aplicables procesos de sedimentación, filtración y cloración.**

- **SEDIMENTACION:** Es el asentamiento por gravedad de las partículas sólidas contenidas en el agua. Puede ser simple o secundaria. La simple se emplea para eliminar los sólidos más pesados sin necesidad de tratamiento especial; mientras mayor sea el tiempo de reposo, mayor será el asentamiento y consecuentemente la turbiedad será menor, haciendo el agua más transparente. El reposo prolongado natural también ayuda a mejorar la calidad del agua debido a la acción del aire y los rayos solares; mejora el sabor y el olor, oxida el hierro y elimina algunas sustancias.

- **FILTRACION:** Se emplea para obtener una mayor clarificación y generalmente se aplica después de la sedimentación. Hay muchos tipos de filtros con características que varían de acuerdo a su empleo. Los filtros más útiles en el medio rural son los que se construyen con grava y arena.

- **CLORACION:** Es el nombre que se da al procedimiento para desinfectar el agua, utilizando el cloro o alguno de sus derivados, como los hipocloritos de calcio o de sodio. Indudablemente, es el método de desinfección más generalizado por las múltiples ventajas que ofrece: efectivo, económico y de fácil control.

4.2.3 PRINCIPIOS DE FILTRACIÓN LENTA EN ARENAS

4.2.3.1 GENERALIDADES SOBRE FILTROS LENTOS

La filtración lenta es un proceso de purificación de agua que consiste en hacerla pasar a través del lecho poroso de un medio filtrante. Durante este paso, la calidad del agua se mejora considerablemente por reducción del número de microorganismos (bacterias, virus, quistes), eliminación de materias en suspensión y de la materia coloidal, y cambios en la composición química. En la superficie de un lecho ya maduro se forma

una película delgada llamada el ***Schmutzdecke***, que consta de una gran variedad de microorganismos, biológicamente muy activos, que descomponen la materia orgánica, mientras gran parte de la materia inorgánica en suspensión queda retenida por la acción de filtrado. El proceso de filtración lenta se distingue esencialmente del de filtración rápida por el ***Schmutzdecke*** y por el proceso de purificación que tiene lugar en esta delgada capa superficial. El principal carácter distintivo de los filtros de arena de acción rápida consiste en la eliminación de partículas en suspensión relativamente grandes por procesos físicos. Es más, los filtros de arena de acción rápida requieren limpiarse mediante una operación de reflujo un tanto complicado, mientras que la limpieza de los filtros lentos se realiza por el procedimiento relativamente simple al remover periódicamente la parte superior del lecho filtrante, incluido el ***Schmutzdecke***.

4.2.3.2 LOS ELEMENTOS BASICOS DE UN FILTRO LENTO DE ARENA

Básicamente, una unidad de filtración lenta en arena consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, de un lecho de arena filtrante, de un sistema de drenaje y de un juego de dispositivos de regulación y control de filtro:

4.2.3.2.1 CAPA DE AGUA SOBRENADANTE

La capa de agua sobrenadante tiene dos propósitos: primero, proporciona una carga de agua suficiente para hacer que el agua cruda pase a través del lecho del medio filtrante; segundo, origina un tiempo de retención de varias horas del agua cruda a ser tratada, período durante el cual las partículas pueden asentarse y/o aglomerarse, o ser sometidas a cualquier otro proceso físico o (bio)químico. Sin embargo, de ningún modo el “reservorio” de agua sobrenadante debe considerarse como un estanque de sedimentación. Si el agua cruda tiene contenido relativamente alto de materia en suspensión, se debe instalar una unidad de pretratamiento para prevenir la rápida obstrucción del filtro lento de arena.

La altura adecuada de la capa de agua sobrenadante es de **un metro** (puede variar entre 1 y 1.5 metros). Es práctica normal mantener el nivel de agua sobrenadante a una altura constante, pero hay diversas formas de operación. Las paredes del reservorio de agua sobrenadante deben tener altura suficiente como para dejar un **borde libre de 0.2 a 0.3 metros** sobre el nivel del agua. En este caso, el borde libre es la distancia vertical entre el nivel máximo de agua de un tanque y el tope superior de sus paredes laterales, y que sirve para impedir que el contenido del tanque se derrame por encima de las paredes en casos de viento fuerte.

Para la remoción de capa de grasas y aceites junto con partículas de plástico, material de envolver flotante, restos de vegetación y algas, que suben a la superficie de la capa de agua sobrenadante debido a que su gravedad específica es inferior a la del agua (**nata**), el reservorio de agua sobrenadante puede estar dotado de un dispositivo manual desnatador y un canal de drenaje de nata. El reservorio debe contar así mismo, con un vertedero de derrame o rebose que drene el exceso de agua y la retorne a la fuente de agua cruda.

4.2.3.2.2 LECHO DEL MEDIO FILTRANTE

El medio filtrante debe estar compuesto por material granular, inerte y durable. Normalmente, se prefiere arena (lavada). Debe estar exento de arcilla y de preferencia libre de la materia orgánica.

El medio filtrante se caracteriza por su **diámetro efectivo** (tamaño de los agujeros de la malla del tamiz a través de los cuales pasará justo el 10% del material del lecho del filtro, d_{10}), y su **coeficiente de uniformidad** (d_{60}/d_{10}). Normalmente, se elige un diámetro efectivo dentro de una gama de 0.15 y 0.35 mm. De preferencia, el coeficiente de uniformidad debe ser menor de 2, aunque pueden aceptarse valores hasta de 5. Para un funcionamiento adecuado del proceso de purificación se debe proveer un lecho filtrante de 0.6 metros como mínimo.

En vista de que la capa superior (10-20 mm) del lecho filtrante necesitará ser cambiada regularmente durante la operación, un filtro nuevo debe estar provisto de un lecho filtrante de un metro de espesor (rango 1.0-1.4 metros) de forma que el lecho no necesite rellenarse más de una vez cada varios años.

4.2.3.2.3 SISTEMA DE DRENAJE

Este sistema de drenaje sirva para dos propósitos: permite un paso libre para la recolección de agua tratada y da soporte al lecho del medio filtrante, de modo que se asegure una velocidad de filtración uniforme sobre toda el área del filtro.

El sistema de drenaje puede tener diversas configuraciones, ya sea una capa de grava gruesa o de piedra triturada durable, o estructuras de drenes principales y laterales construidas de tuberías perforadas o separadas, bloques o ladrillos de concreto. Este sistema de drenes está cubierto por capas de grava.

La grava se tiende en capas, comenzando con los granos mayores en el fondo y reduciendo progresivamente el diámetro hacia arriba. La grava impide que el material granular del lecho del filtro sea acarreado hacia el sistema de drenaje. Incluidas las capas de grava, el sistema de drenaje debe tener un espesor de 0.5 metros (rango 0.4 -0.7 metros).

4.2.3.2.4 DISPOSITIVOS DE REGULACION Y CONTROL DEL FILTRO

Mencionamos a continuación las operaciones más importantes a ser reguladas y controladas por medio de válvulas, vertederos y otros dispositivos, Fig No. 4.2.3.2.4-1:

- ◆ entrada de agua cruda al reservorio de agua sobrenadante hasta un nivel constante dentro del tanque del filtro (**A**)
- ◆ eliminación del exceso de agua y de la nata por medio de un vertedero de derrame o rebose (**B**)
- ◆ drenaje del agua sobrenadante antes de efectuar la limpieza del filtro (**C**)

- ◆ drenaje del agua en la capa superior del lecho filtrante (**D**)
- ◆ medida del caudal del agua efluente por medio de un dispositivo calibrado de medición de caudal (**E**)
- ◆ regulación de la tasa de filtración (**F**)
- ◆ ingreso de agua limpia para llenar en forma ascendiente el lecho filtrante después de efectuar la limpieza del filtro (**G**)
- ◆ dispositivo de prevención de presiones negativas (“tranca de aire”) en el lecho filtrante (**H**)
- ◆ descarga del agua tratada al tanque de almacenamiento de agua tratada (**I**) o al desagüe (**J**)

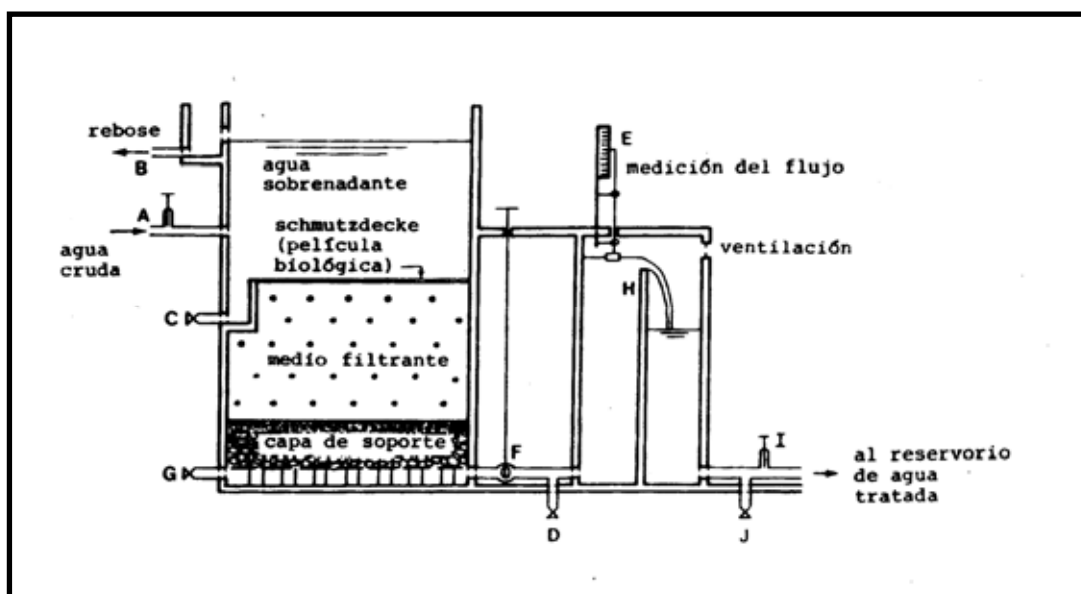


Figura No. 4.2.3.2.4-1 Elementos Básicos de un Filtro Lento de Arena, (OMS, 1978)

4.2.3.3 EL PRINCIPIO DEL PROCESO DE PURIFICACION

La purificación empieza en la capa sobrenadante de agua cruda donde las partículas grandes se asentarán sobre el lecho filtrante y las partículas más pequeñas pueden aglomerarse y conformar flóculos sedimentables debido a interacciones físicas o (bio) químicas. Por acción de la luz solar se desarrollan algas que producen oxígeno, elemento conveniente para otros propósitos en la capa de agua sobrenadante y en el

lecho filtrante. Se produce una disminución del número de bacterias y alguna reducción de materia orgánica debido a su consumo por las algas o a su oxidación química.

La mayor eliminación de impurezas, así como la considerable mejora de la calidad física, química y bacteriológica del agua cruda, tiene lugar en el lecho filtrante y, especialmente, en el ***Schmutzdecke***, en la parte superior del lecho filtrante. En esta capa superior abundan microorganismos tales como algas, plancton, diatomeas y bacterias, los que mediante su intensa actividad biológica, descomponen la materia orgánica. Más aún gran cantidad de materia inorgánica en suspensión es retenida al filtrarse el agua.

El agua en su paso a través del lecho, cambia constantemente de dirección de manera que las partículas acarreadas por el agua toman contacto con los granos del filtro por diversos mecanismos de transporte. Los granos van quedando cubiertos por una capa pegajosa, principalmente de materia orgánica, la que a su vez atrapa estas partículas por diversos mecanismos de “enganche”. Al mismo tiempo, los microorganismos activos (bacterias, protozoos, bacteriófagos) que se encuentran en la capa pegajosa que rodea a los granos, se alimentan de las impurezas atrapadas y se devoran entre sí. En esta forma, la materia orgánica degradable, incluidos bacterias y virus de origen fecal, es descompuesta gradualmente y convertida en agua, anhídrido carbónico y sales inorgánicas inocuas.

La zona viviente, donde tienen lugar estos mecanismos de purificación, se extiende hasta unos 0.4 a 0.5 metros por debajo de la superficie del lecho filtrante, pero disminuye en actividad al aumentar la profundidad conforme se purifica el agua y ésta contiene menos materia orgánica y menos compuestos nutrientes. A mayor profundidad dentro del lecho filtrante, los productos de los procesos biológicos continúan eliminándose por procesos físicos (adsorción) y acción química (oxidación).

Los mecanismos de transporte, fijación y purificación descritos funcionarán en forma efectiva en el agua que va a ser tratada sólo si se permite un tiempo de retención

suficiente en el lecho filtrante. Especialmente, cuando la filtración lenta en arena es el proceso de tratamiento principal, la tasa de filtración debe ser mantenida a un valor de **0.1 ó 0.2 metros/hora** (ó 0.1 - 0.2 m³/m² de área de lecho por hora).

Otro parámetro, importante para el proceso de purificación, es el contenido de oxígeno del agua. La actividad de la biomasa disminuirá considerablemente si el contenido de oxígeno del agua en el medio filtrante es menor de **0.5 mg/l**. Si se presenta una condición anaeróbica, la biomasa puede añadirle al agua diversas impurezas ofensivas. Tales ocurrencias pueden ser prevenidas mediante la **aeración** del agua cruda, la pre-sedimentación del agua cruda, o un reciclado de parte del efluente aerado hacia el reservorio de agua sobrenadante

Un contenido de oxígeno de más de 3 mg/l en el efluente del filtro es la meta normal. Como un agua con este contenido de oxígeno puede no ser muy adecuada para el abastecimiento público, se requiere aeración adicional del agua filtrada. Con este objeto se instala en el canal de efluente un simple **vertedero de derrame o rebose** que cumple el doble propósito relacionado con la aeración. El vertedero incrementa el contenido de oxígeno del agua filtrada y, simultáneamente, elimina el contenido de anhídrido carbónico y otros gases ofensivos disueltos, que se han incorporado al agua como derivados de los procesos bioquímicos. Para mayor eficacia de este proceso, la cámara del vertedero debe estar provista de un tiro para la ventilación.

El vertedero del efluente tiene otras dos funciones importantes: impide que se presenten presiones negativas en el lecho filtrante al asegurar que el nivel del agua sea independiente de las fluctuaciones del nivel del agua en el tanque de agua filtrada.

4.2.3.4 PRETRATAMIENTO Y POSTRATAMIENTO DEL AGUA

4.2.3.4.1 PRETRATAMIENTO

Los filtros lentos de arena son los más prácticos para el tratamiento de agua con turbiedades menores de **50 UTN**, pero la mejor purificación ocurre cuando la turbiedad

es menor de **10 UTN**. Por esta razón, para los filtros lentos de arena el **pretratamiento** es indispensable, si la turbiedad del agua cruda tiene un valor promedio de más de **50 UTN** en períodos que sobrepasan unas pocas semanas o más, de **100 UTN** en períodos que sobrepasan unos pocos días.

Las fuentes de agua superficiales en toda la República de Panamá presentan amplias fluctuaciones de corriente y turbiedad, siendo las altas turbiedades una consecuencia de acarreo de fango en las estaciones lluviosas. El pretratamiento adecuado durante los períodos de turbiedad excesiva puede reducir la carga en las unidades de tratamiento subsecuentes (filtro lento), y producir ahorros importantes en los costos de operación totales. En el caso concreto del Río Tinajones, que abastece parcialmente a la comunidad de Cerro Cama, las aguas en época de ausencia de lluvias presentaron elevado contenido de turbiedad, **(35 UTN)**, siendo lógico pensar que en el período lluvioso esta cantidad sería mayor. La Tabla No. 4.2.3.4.1-1 indica los métodos comunes convencionales de pretratamiento para algunas turbiedades.

Tabla No. 4.2.3.4.1-1 Métodos convencionales de pretratamiento

Pretratamiento	Intervalo de turbiedad (UTN)
Sedimentación Simple	20 a 100
Almacenamiento	> 1000
Filtración Preliminar	20 a 150

Fuente: Adaptada de Huisman y Wood, 1974

De estos tres métodos de pretratamiento arriba mencionados, recomendamos el proceso de sedimentación simple. Este método es bastante conveniente en países tropicales, como Panamá, por las siguientes razones: 1) La turbiedad de los ríos se puede atribuir en gran parte a la erosión del suelo, y el barro es sedimentable; y 2) Las altas temperaturas del medio ambiente mejoran el proceso de sedimentación al reducir la viscosidad del agua.

La construcción de los tanques de sedimentación simple puede ser considerablemente sencilla. Existen diferentes tipos de dichos tanques. El tipo de tanque y método de sedimentación más adecuados para la comunidad de Cerro Cama se escogerían en la fase de diseño formal, según los recursos económicos disponibles y la anuencia de los propietarios de terrenos, donde se ubicará la futura obra.

Además del tanque sedimentador, con el fin de mejorar la calidad física de las aguas de la toma, se recomienda el uso de **Gradas Sedimentadoras**. Son estructuras en forma de pequeñas represas en el flujo aguas arriba de la toma. Los propósitos de tales estructuras son los de servir de desarenadores y/o sedimentadores por decantación, separando aparte de partículas finas en suspensión, algunos elementos indeseables, como hojas y ramas de desecho, también controlar el ímpetu del flujo durante tormentas y proporcionar algo de oxígeno adicional para prevenir o mitigar posibles problemas de olores o sabores desagradables.

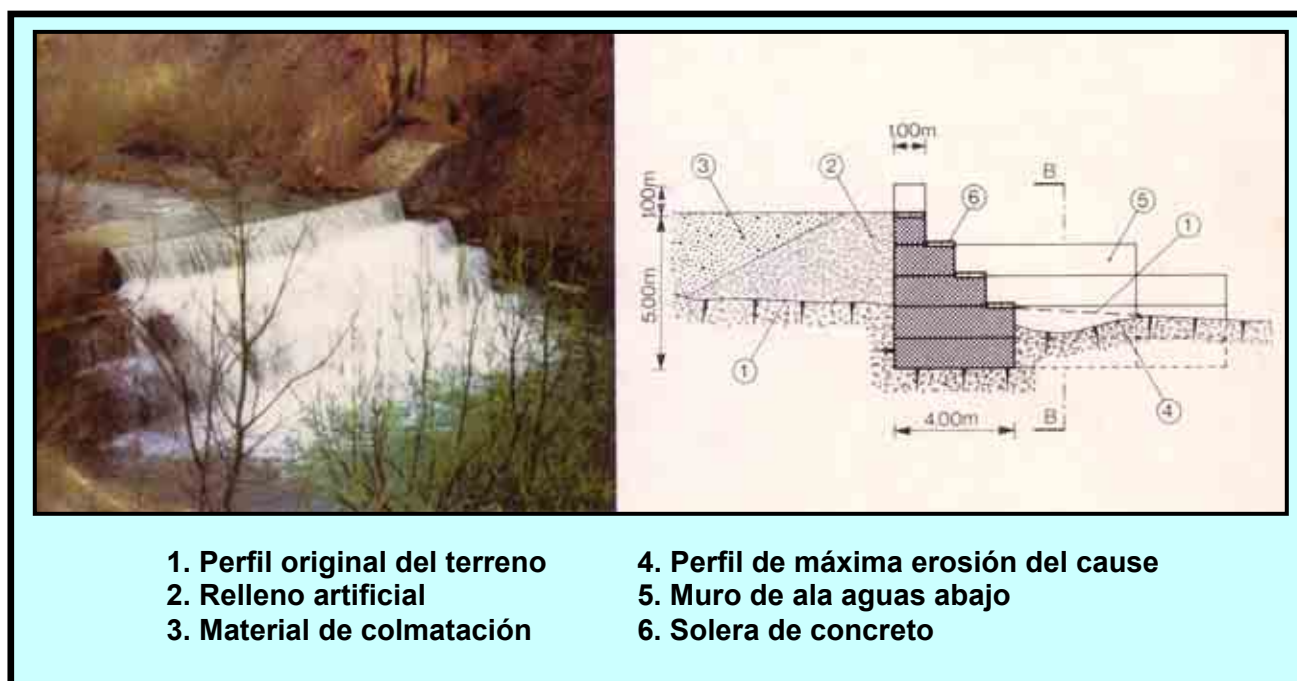


Figura No. 4.2.3.4.1-1 Grada Sedimentadora básica con estructura de gaviones que se utiliza para estabilizar el flujo y separar elementos en suspensión

4.2.3.4.2 POSTRATAMIENTO

El único postratamiento que puede requerirse para el efluente de un filtro lento de arena es la **cloración de seguridad**, la que está principalmente dirigida a prevenir el desarrollo posible de bacterias en los tanques de almacenamiento o en el sistema de distribución. También deberá ser aplicada como medida de precaución si la fuente de agua cruda esta fuertemente contaminada con materia orgánica de origen fecal, por ejemplo, para agua cruda con contenido de E.Coli de 10,000/100 ml o más (desinfección).

4.2.3.5 VENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS

La filtración lenta en arenas es un método eficiente para la eliminación de materia orgánica y de organismos patógenos. Es por lo tanto un método de tratamiento particularmente apropiado para aguas superficiales que contienen cantidades indeseables de esas impurezas. La turbiedad de algunas aguas superficiales puede, no obstante, limitar el rendimiento de los filtros lentos de arena por lo que, con bastante frecuencia, debe aplicarse algún pretratamiento.

En comparación con varios otros métodos de tratamiento diseñados para la remoción de la materia orgánica, los organismos patógenos, de turbiedad y de color, la filtración lenta en arena tiene muchas ventajas. Es la única operación unitaria conocida que consigue tan alto grado de mejora simultánea en la calidad física, química y bacteriológica del agua cruda, con un número de ventajas especiales para los países en desarrollo tales como nuestro:

- ◆ La sencillez del diseño, construcción y operación que permite la aplicación de materiales y capacidades localmente disponibles, con supervisión técnica limitada; sólo se requieren tuberías y dispositivos comunes y no necesita de equipo o instrumentación especial.

- ◆ Si se dispone de suficiente material para el lecho filtrante, el costo de la construcción es relativamente bajo.
- ◆ La eficacia en la eliminación de las bacterias totales es igual que en los filtros rápidos.
- ◆ Casi no existe la necesidad de importar materiales y equipos, y fuera de una preventiva desinfección o cloración del efluente para seguridad, no se necesitan compuestos químicos.
- ◆ La operación y mantenimiento pueden ser llevados a cabo por mano de obra semiespecializada; Un filtro lento de arena no requiere lavado por flujo ascendiente (en comparación con un filtro rápido de arena).
- ◆ Puede necesitarse de energía sólo para bombear agua cruda al reservorio de agua sobrenadante; el proceso de filtración es llevado a cabo por gravedad; no hay otras partes mecánicas que precisen de energía para funcionar.
- ◆ No se requiere agua de lavado para la limpieza del filtro, por lo tanto se ahorra cierta cantidad de agua en comparación con otros sistemas de filtración
- ◆ El manejo de lodos no causa problemas; las cantidades de lodos son pequeñas y tienen muy alto contenido de materia seca.

4.2.3.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO DE FILTROS LENTOS DE ARENA

Cuando una unidad de filtración lenta en arena ha sido bien diseñada y construida, sólo se requiere de una sencilla rutina de operación y mantenimiento, a excepción de algunos análisis físicos, químicos y bacteriológicos de muestras de agua efluente. Todas las actividades de operación y mantenimiento pueden ser desarrolladas por mano de obra local. En tal sentido, presentamos a continuación una tabla del Centro Internacional de Referencia para Abastecimiento Público de Agua de la OMS (1978), donde se puede apreciar de manera sintetizada el potencial del filtro lento en materia de Potabilización.

Tabla No. 4.2.3.6-1 Rendimiento de los Filtros Lentos de Arena

Parámetro	Efecto Purificador
Materia orgánica	Los filtros lentos de arena producen un efluente claro, virtualmente libre de materia orgánica.
Bacteria	Puede eliminarse entre el 99 % y el 99.99 % de bacterias patógenas; las cercarías de esquistosoma, los quistes y huevos son eliminados aún con mayor grado. E. Coli se reduce entre 99 % y 99.9 %.
Virus	En un filtro lento ya maduro los virus se eliminan en forma virtualmente total.
Color	El color se reduce en forma significativa.
Turbiedad	Puede tolerarse en el agua cruda turbiedades de 100 - 200 UTN sólo por unos pocos días; turbiedades de mas de 50 UTN son aceptables solo por unas pocas semanas; de preferencia, la turbiedad de agua cruda debe ser menor de 10 UTN; para un filtro lento diseñado y operado con propiedad, la turbiedad de efluente será menor de 1 UTN.

4.2.4 DISEÑO DE PLANTAS DE FILTRACION LENTA CON ARENA

4.2.4.1 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

4.2.4.1.1 DATOS GENERALES

Teniéndose una población actual de la comunidad de Cerro Cama de 1,192 habitantes, con una demanda mínima por persona por día de **40 galones**, estimado para uso en acueducto “urbano-rural” dotado con plumas domiciliarias, (Ministerio de Salud), y con un factor de seguridad de **1.5**, la demanda actual del Proyecto sería **97,200 galones por día**, que exigiría una fuente mínima de **70 galones por minuto** aproximadamente.

Cubriéndose un período máximo de **20 años** para las expectativas de uso de fuente, como podrá verse en la siguiente Tabla de Predicción, las necesidades futuras de agua potable de la comunidad de Cerro Cama se resumen en:

Tabla No. 4.2.4.1.1-1 Predicción de Población y Requerimientos de Agua Potable

Año	Población	Demanda	Caudal mínimo de fuente
2004	1,192	71,520 gl/día = 271 m³/día	50 gpm
2025	2,237	134,220 gl/día = 508 m³/día	94 gpm

4.2.4.1.2 CALIDAD FÍSICO-QUÍMICA DEL AGUA

Durante la realización de este Proyecto, se tomaron muestras para análisis físico-químico y bacteriológico del agua del Río Tinajones, en el sitio ubicado aguas abajo, a unos 50 m de la Toma existente, cabiendo destacar que casi todos sus parámetros cumplen con las Normas COPANIT 395-99, (Normas Agua / Agua Potable), no habiendo inconveniente para permitir su consumo como fuente de agua potable, después del respectivo tratamiento. Los únicos dos parámetros que se encuentran algo elevados, son el fosfato y la turbiedad. Tratándose de agua superficial cruda, que pasaría por el proceso de purificación, el valor de fosfato puede considerarse como normal, ya que los límites máximos permisibles, aplicados en este caso, corresponden a la captación de agua de los manantiales, (COPANIT 427-99). Se usaron estas normas debido a que las Normas COPANIT 395-99 no consideran este elemento en su listado de características de agua potable. Además, debe tenerse en consideración que las aguas subterráneas tienen naturalmente este valor mucho más alto, sin dejar de ser potables o aptas para consumo humano.

Con respecto a la turbiedad, como ya se mencionó anteriormente, este parámetro va ser corregido con la implementación de un tanque sedimentador, que formaría parte del diseño de la obra.

4.2.4.1.3 CRITERIOS O DIRECTRICES DE DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DEL FILTRO

En esta etapa de evaluación tenemos que la fuente cumple en volumen diario y calidad las exigencias para el período proyectado de uso. A fin de hacernos una idea de lo factible que será construirlo y operarlo económicamente, debemos señalar lo siguiente:

Para obtener un área de lecho filtrante, que cumpla con régimen de explotación planteado de **134,220 galones por día, (508 m³/día)**, presentamos a consideración la siguiente fórmula:

$$A = \frac{Q}{(0.1a + b)}$$

en donde:

- A** = Área de lecho filtrante requerida (m²)
- Q** = Demanda diaria de diseño (m³/día)
- a** = Número de horas de producción diaria a régimen normal (con tasa 0.1 m/hora)
- b** = 0.5 para un período de filtración con tasa declinante de 8 horas consecutivas
0.7 si el período de filtración con tasa declinante es de 16 horas continuas
0.0 si el funcionamiento no contempla tasa declinante

Tratándose de un filtro lento, que manejaría volúmenes de producción altos, más de 500 m³/día, el método más adecuado para operarlo sería de tres turnos diarios, descartando en este caso el método de filtración con tasa declinante con turnos de 8 o 16 horas, que si es recomendado para pequeños filtros, que se encuentren en un rango de producción menor de 300 m³/día.

De esta manera tenemos, que para la población de Cerro Cama el presupuesto estimado deberá considerar un **Filtro Lento de 212 m²**, que tendría una configuración por el orden de **19.50 x 11 metros**, dividido en tres unidades rectangulares independientes, (**6.50 x 11 m**), para asegurar que durante las labores de mantenimiento no se suspenda el servicio. Se recomienda los filtros rectangulares, ya que este tipo de filtros, alineados a lo largo de una tubería común dan resultados óptimos, cuando se trata de instalaciones de estas dimensiones, (tres o más filtros). El acceso a las tuberías y a los reguladores del filtro es fácil, la instalación está bien organizada y las ampliaciones futuras pueden ejecutarse sin problemas. Desde un punto de vista estructural, las plantas rectangulares tienen la ventaja de que todos los lados mayores tienen cargas simétricas, a excepción de los ubicados en los extremos, mientras que la mayor parte de las cargas actúan sobre los muros cortos y los muros soportantes.

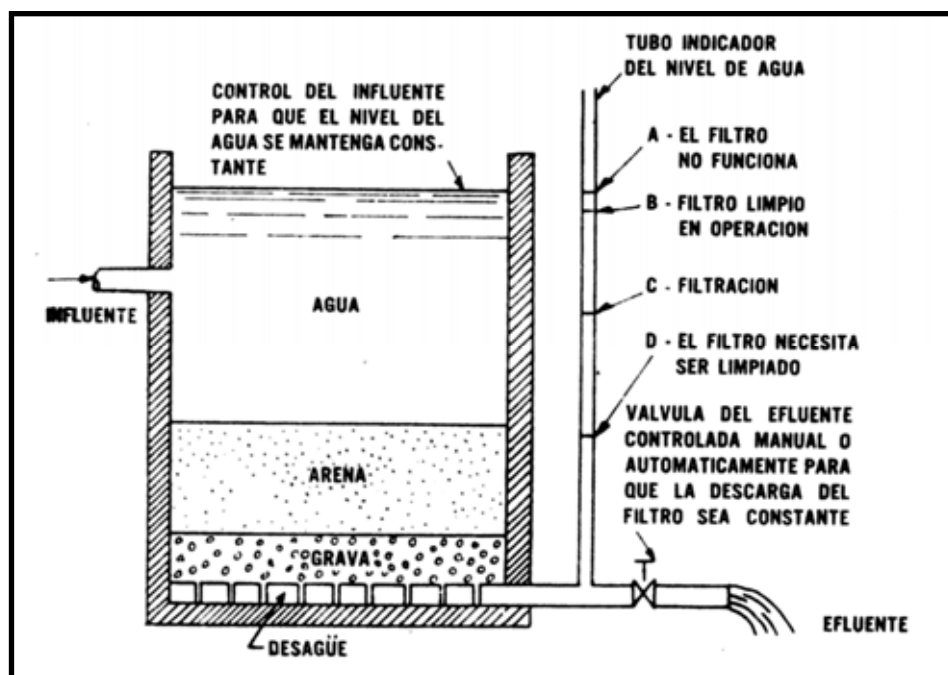


Figura No. 4.2.4.1.3-1 Esquema de Operación de un Filtro Lento de Arena

Con respecto a la limpieza, estamos incluyendo un esquema de operación, (Figura No. 4.2.4.1.3-1) de un Filtro Lento de Arena, que es tan práctico, que solo analizando por simple inspección su contenido, se podrá dotar al operador de una herramienta poderosa de trabajo. El mismo, es propiedad intelectual del Departamento de Sanidad del Estado

de Nueva York, (EDITORIAL LIMUSA, México, 1981), y nos indica cuando deba ejecutarse la limpieza. Citaremos textualmente a esta fuente: “La limpieza del filtro se lleva a cabo casi siempre a mano, desprendiendo los 2 a 3 cm que forman la capa más superficial del lecho de arena, después de vaciado completamente de agua. Esta capa de arena sucia que se quita del lecho debe lavarse y almacenarse, para ser empleada de nuevo después. En operaciones normales, podrán hacerse varias limpiezas antes de reponer cualquier cantidad de arena, pero debe tenerse presente que, por lo general, hay que renovar el lecho de arena cuando su espesor sea de unos 60 cm”

4.2.4.1.4 CARACTERIZACIÓN DEL FILTRO LENTO EXISTENTE

Ante la falta de agua potable en la población de Cerro Cama, con una secuela de muchos años, en el 2,002 se construyó por la comunidad, con el apoyo de la Junta Comunal y el MINSA, un sistema de tratamiento de aguas superficiales, (Filtro Lento), adicional al sistema ya existente, que se abastece a través de los pozos de agua subterránea. Este sistema de potabilización esta ubicado en la orilla del Río Tinajones, a unos 200 metros aguas arriba del puente, en el camino que conduce a la comunidad de Tinajones Arriba.



Figura No. 4.2.4.1.4-1 El Río Tinajones aguas abajo de la Toma del Filtro Lento

Después de realizar la gira de inspección y evaluación de la obra, tenemos a bien presentar a continuación las siguientes consideraciones:

1. La estructura de Filtro Lento existente tiene la siguiente configuración: 6.00 m x 5.50 m x 2.30 m, que nos da un área de lecho filtrante de 33 m². Estas dimensiones, con los procedimientos correctos de operación, permitirían producir diariamente **79.20 m³** de agua tratada, **(20,925 galones diario)**, con el régimen de operación del filtro de 24 horas continuos. Esta producción alcanzaría para abastecer aproximadamente a 350 habitantes.

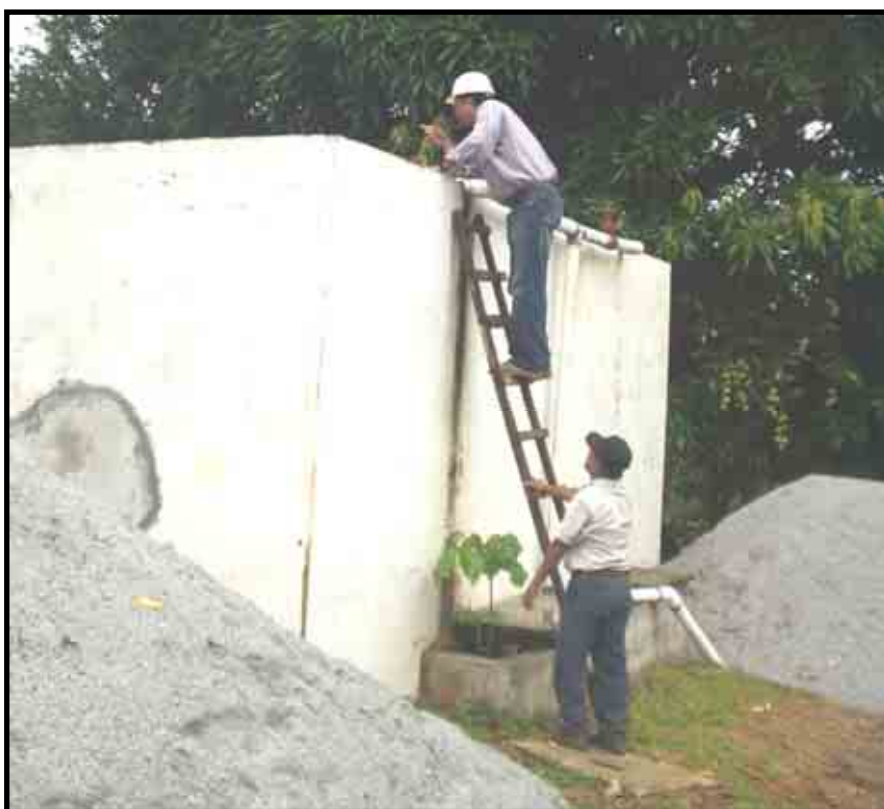


Figura No. 4.2.4.1.4-2 Filtro Lento de la comunidad de Cerro Cama

2. El Filtro Lento existente adolece de las estructuras y/o accesorios necesarios para que pueda realizar un trabajo eficiente, o sea, actualmente no esta funcionando de manera correcta para poder ser considerado como un “Filtro Lento”. Por ejemplo, no existe estructura difusora del flujo, que controla la velocidad de entrada de agua cruda al

filtro; no se prevé que tenga, por lo menos, un metro de agua sobrenadante con respecto al lecho de arena; no tiene el elemento más importante para un operador de filtro lento, como lo es el tubo indicador de nivel del agua en el filtro. Con este accesorio se obtiene la información de funcionamiento y el grado de obturación de la unidad filtrante, al punto que puede programarse con la debida anticipación las labores de mantenimiento de rutina.



Figura No. 4.2.4.1.4-3 La estructura actual de entrada de agua al Filtro Lento evaluado

3. Este sistema de tratamiento de agua superficial esta siendo utilizado por la comunidad solamente en época seca, ya que durante el invierno o estación lluviosa, los niveles de turbiedad del río superan los parámetros de diseño para este tipo de sistema (10 UNT) y el agua ya tratada es percibida por la comunidad como de calidad **no adecuada para el consumo humano**, por el color y el sabor.
4. El sistema de tratamiento actual no cuenta con las estructuras tales, como el tanque sedimentador y gradas sedimentadoras, que tienen una función muy importante de ser correctoras de altas turbiedades.

5. La calidad de la fuente de agua superficial del sistema es afectada por diferentes actividades humanas, como la de producción pecuaria, que se da aguas arriba de la captación de la fuente. Además, han ocurrido en varias ocasiones derrames de aguas residuales de fincas de producción porcina en Arosemena, ubicadas aguas arriba de la toma del filtro en cuestión, y que han afectado negativamente la calidad del agua para su consumo humano.



Figura No. 4.2.4.1.4-4 Peces muertos debido a la contaminación del Río Tinajones por el reciente derrame de aguas industriales residuales

El último derrame fue a finales del mes de abril de este año, y según los medios de comunicación: ***“... Como un "crimen ecológico" catalogaron los pobladores de Cerro Cama, en el corregimiento de Amador en La Chorrera, la contaminación del río Tinajones y la consecuente muerte de peces a causa del derrame del contenido de una de las tinas de oxidación de la empresa Blue Ribbon, donde crían cerdos y ... que dejó inservible el sistema de filtros de arena, utilizado por el acueducto del lugar”***, (El Panamá América, Martes 27 de abril de 2004).

4.2.5 CONCLUSIONES

- Aunque la tendencia general para abastecimiento público se orienta hacia la construcción de plantas de tratamiento convencionales, que utilizan el sistema de filtros rápidos por arena, con un alto costo inicial y consumo de agua en retrolavado periódico de los filtros. Estos filtros rápidos convencionales o llamadas Plantas “Paquetes” prefabricadas, supuestamente diseñados para pequeñas poblaciones, con sofisticados aditamentos y piezas de repuestos, han tenido serios problemas en la República de Panamá para su mantenimiento o bien la calidad de las aguas que producen en materia de turbiedad especialmente, no es satisfactoria. Podemos citar como ejemplo algunas, manejadas y administradas por el IDAAN: la Planta Paquete de Tocúmen y de Ciudad Jardín Las Mañanitas, Villa Lobos de Pedregal, Pacora.
- En virtud de que existe un rango alto de poblaciones rurales con modestas fuentes superficiales, como quebradas y riachuelos, que pueden ser efectivamente aprovechados con el sistema de purificación de agua por filtros lentos, estamos recomendando ampliamente este tipo de tratamiento como una solución de tecnología adecuada para obtener a bajo costo, con materiales del área y la mano de obra local en construcción, operación y mantenimiento, agua segura y potable.
- Para el caso concreto de la comunidad de Cerro Cama, recomendamos la construcción de un Filtro Lento con las dimensiones de **19.50 x 11 metros**, dividido en tres unidades de **6.50 x 11 m** cada una. Esta planta de tratamiento por filtración lenta tendrá capacidad de abastecer de manera segura a la comunidad, con proyecciones de población hasta el año 2025.
- El Río Tinajones, como fuente de agua cruda, cumple en volumen diario y calidad por si solo, las exigencias para el período proyectado de uso.
- Es de suma importancia la incorporación al diseño de esta obra un tanque sedimentador y las gradas sedimentadoras. Estas estructuras sirven para bajar la

turbiedad de las aguas crudas y de esta manera hacer factible el uso del sistema de tratamiento durante todo el año, incluso en períodos de fuertes aguaceros. La comunidad podría utilizar con este fin la estructura de filtro lento existente, ya que el mismo tiene el área de tratamiento muy pequeña, de 33 m², que serviría solamente para 350 personas aproximadamente, pero sí es adecuado su uso como el tanque de sedimentación simple del filtro lento proyectado.

- El Filtro Lento existente adolece de las estructuras y/o accesorios necesarios para que pueda realizar un trabajo eficiente. Por ejemplo, no existe estructura difusora del flujo de entrada de agua; no se prevé que tenga por lo menos un metro de agua sobrenadante con respecto al lecho de arena; no tiene el elemento más importante para un operador de filtro lento, como lo es el tubo indicador de nivel del agua en el filtro.
- Tratándose de un Filtro Lento que manejaría volúmenes de producción altos, más de 500 m³/día, el método más adecuado para operarlo sería de tres turnos diarios. En tal sentido, la comunidad debe prever medidas administrativas que incluyan ausencias fortuitas, vacaciones o enfermedad, o cualquier otra causa por parte del personal de operaciones de la planta.

4.3 BALANCE HIDRICO DEL AREA DE ESTUDIO

4.3.1 INTRODUCCION

Para poder cuantificar los recursos hidráulicos disponibles de una cuenca hidrográfica y establecer el caudal seguro del respectivo embalse subterráneo (acuífero), es de suma importancia la evaluación de los componentes de un ciclo hidrológico. Esta evaluación recibió distintos nombres a nivel mundial, siendo la más común “evaluación hidrológica” y “balance hidrológico”.

Balance hidrológico es la cantidad de agua que entra a la región o zona considerada en un tiempo dado y es igual a la cantidad de agua que sale de dicha región o zona en el mismo período, más o menos el cambio de almacenamiento dentro de la zona durante este período. En caso nuestro estimaremos el Balance Hidrológico para cada Subcuenca y su respectivo río.

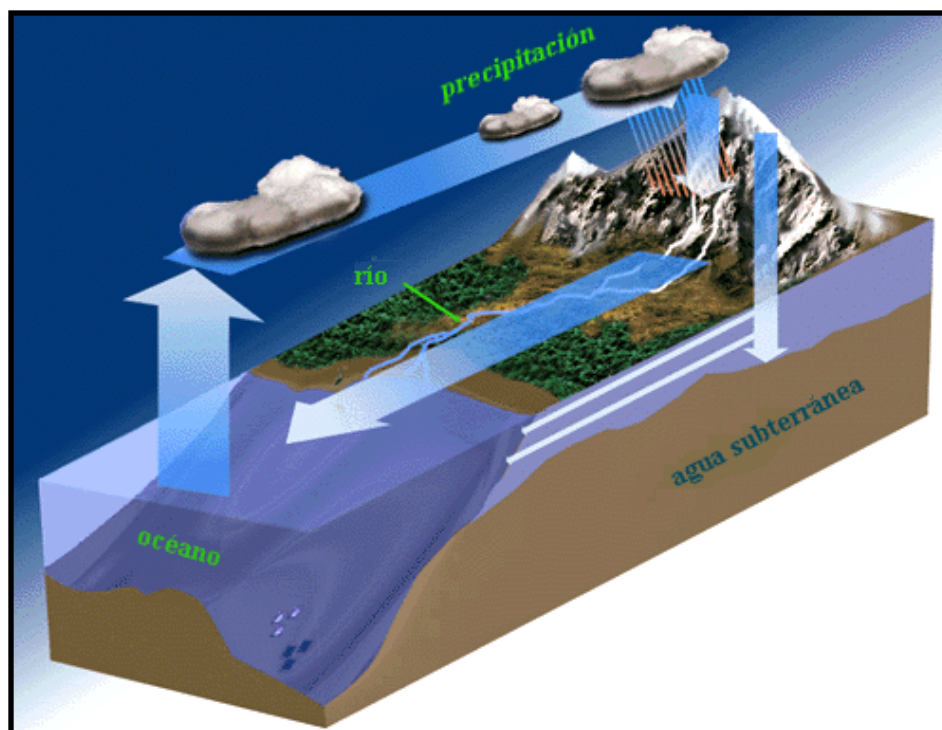


Figura No. 4.3.1-1 Esquema general de un balance hídrico

4.3.2 OBJETIVO

El objetivo de la presente investigación es la realización de un análisis cuantitativo de las reservas hídricas en las Subcuencas de Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado. Estas reservas fueron objeto de un ejercicio de balance hídrico, con el fin de estimar el papel y la importancia de las aguas subterráneas y superficiales en el desarrollo socio-económico de las Subcuencas, determinando, además, el grado su interrelación con la Cuenca Hidrográfica del Canal de Panamá.

4.3.3 METODOLOGIA

El balance hidrológico utilizado para este estudio, tuvo en cuenta la evaluación de precipitación, temperatura, escorrentía y evapotranspiración real, basada en las series hidrometeorológicas históricas de la región. Con estos parámetros interrelacionados se determinó el comportamiento de las diferentes fases del ciclo hidrológico, cuantificando el recurso hídrico y su disponibilidad para la zona de estudio.

4.3.4 DESCRIPCIÓN DE DATOS DISPONIBLES

4.3.4.1 PRECIPITACIÓN PLUVIAL, P

Para determinar la Precipitación Pluvial del área de estudio se utilizaron los datos de observaciones y mediciones de las Estaciones Pluviométrica y Meteorológica Secundaria más cercanas, pertenecientes a la cuenca hidrográfica No. 115 del Río Chagres.

De esta manera, el valor total promediado de Precipitaciones sería:

$$P = 1,887.2 \text{ mm/año}$$

4.3.4.2 TEMPERATURA, t

La temperatura media anual del aire superficial en el área de proyecto es de:

$$t = 26^{\circ}\text{C}.$$

4.3.4.3 ESCORRENTÍA, ESC

La Escorrentía o cantidad de agua precipitada en milímetros que se pierde por escurrimiento para el sector estudiado, según el Atlas Nacional, se estimó con valores no mayores de:

$$ESC = 900.00 \text{ mm/año}$$

Estaríamos utilizando este valor para efectuar los análisis en el inventario de reservas de agua.

4.3.4.4 EVAPOTRANSPIRACION REAL, ETR

Dentro de los métodos ampliamente conocidos y avalados por la UNESCO, se encuentran los que determinan la Evapotranspiración real (ETR) por medio de fórmulas empíricas, utilizando parámetros meteorológicos obtenidos a partir de observaciones directas o estimándola mediante la diferencia de la precipitación y la escorrentía.

Debido a la no-disponibilidad de la información de campo necesaria para la determinación de este parámetro, se adoptó la primera metodología, ya que se trata de una Investigación Hidrológica con fines prácticos. De esta manera, siguiendo la idea de algunos investigadores, que han propuesto fórmulas para calcular la Evapotranspiración Real anual en función de variables climáticas como precipitación, temperatura, etc., se utilizó la fórmula de Turc, (Custodio y Llamas, Editorial Omega, Madrid, 1976), porque hemos estado obteniendo a nivel nacional estimados bastante razonables al balancear las cuencas hidrográficas en distintos proyectos. Cabe destacar, que Turc, experimentando con más de 200 cuencas en diversas partes del mundo, nos ofrece la siguiente expresión sin valores o rangos de vigencia condicionados, como sucede con algunas formulas de otros autores.

$$E T R = P / (0.9 + P^2/L^2)$$

En la que:

E T R	=	Evapotranspiración Real en mm/año
P	=	Precipitación en mm/año
L	=	$300 + 25 t + 0.05 t^2$ (adimensional)
t	=	temperatura media anual en °C

Así, de nuestros datos climáticos tenemos:

$$E T R = 412.07 \text{ mm/año}$$

4.3.4.5 INFILTRACIÓN

La infiltración total puede considerarse como formada por dos fracciones: una que sirve para renovar el almacenamiento de agua en la zona de aireación y es de rápido drenaje, y otra denominada infiltración eficaz, que recarga las aguas subterráneas. De esta última, una parte alimenta el caudal de los cursos de agua (donde exista conexión hidráulica) como caudal de base, y otra se pierde por el diaclasamiento y fallas profundas, infiltrándose a los acuíferos profundos.

Si bien existe flujo de agua hacia las capas profundas, el tiempo de circulación o renovación es mucho más largo que para las capas acuíferas someras ubicadas en la zona no saturada y saturada, y por lo tanto no participan activamente en el intercambio hídrico, ni están vinculadas al régimen climático actual. Dicho ciclo es de orden geológico (tiempo de renovación de algunas décadas a milenios de años). En tal sentido, la variación de las reservas de las capas profundas presenta una duración superior al tiempo de agregación del balance, y para efectos prácticos no se toma en consideración.

Para el desarrollo del balance hídrico en este trabajo se han utilizado los datos generales, obtenidos de correlación de todos los componentes del ciclo Hidrológico. De estos datos se obtuvo la Infiltración Eficaz o Profunda correspondiente al área de estudio:

$$I = 575.13 \text{ mm/año}$$

4.3.5 ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE RESERVA DE AGUA

4.3.5.1 DEMANDA GLOBAL DE LAS AREAS INVESTIGADAS

Para el cálculo de la Demanda Global de agua potable de las Areas Evaluadas, se asumió que para el año 2025, la Población Total de las Subcuencas Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado sería de **8,953 personas** y la Demanda Anual de agua potable para esta población sería de:

$$1,214.7 \text{ m}^3/\text{día} = 443,365.50 \text{ m}^3/\text{año}$$

4.3.5.2 BALANCE HIDROLÓGICO

La Ecuación General del Balance Hidrológico se expresa como:

$$\text{ENTRADAS} = \text{SALIDAS} \pm \text{VARIACIÓN DE ALMACENAMIENTO}$$

y es aplicable para solución de todos los problemas hidrológicos.

Se asume con fines de simplificación, que las Entradas y Salidas del régimen de Aguas Subterráneas están balanceadas, al igual que las superficiales, que entran al segmento en su parte superior, permaneciendo inalteradas al salir, concretándonos al área estudiada exclusivamente. Se debe tener en consideración que se trata de un estimado con rango de reconocimiento, donde son válidas las informaciones aportadas por el Atlas Nacional y en cálculos más detallados deben tomarse en cuenta otros factores que no son despreciables, pero que en zona rural pueden ser omitidos, como espacios techados, terrenos pavimentados, etc.

En síntesis, el Balance Hídrico no es más que aplicación del principio de la conservación de masa, aunque puede y suele realizarse en volumen, si las densidades pueden considerarse constantes, como es normal. De esta manera, es válido recordar el Axioma de Lavoisier, que dice que *“la materia no se crea ni se destruye, solo se transforma”*. Así:

$$P = ESC + ETR + I + \Delta S$$

dónde:

P	=	Precipitación media anual, mm
ESC	=	Escorrentía media anual, mm
ETR	=	Evapotranspiración real, mm
I	=	Infiltración, mm
ΔS	=	Almacenamiento de reservas

De esta manera la ecuación anterior de balance hidrológico para la zona estudiada se reduce a:

$$P = ESC + ETR + I$$

dónde:

Cantidad que entra por Precipitación (P)		1,887.20 mm/año
Cantidad que sale por Escorrentía Directa (ESC)	-	900.00 mm/año
Cantidad que sale por Evapotranspiración Real Anual Calculada (ETR)	-	412.07 mm/año
Cantidad que sale por Infiltración Eficaz o Profunda	-	575.13 mm/año

El Volumen Global Estimado de Infiltración Efectiva Anual de las tres Subcuencas sería:

$$V = h \times A$$

en donde

h = Altura de la columna de agua de Infiltración Profunda, en m

A = Área de Infiltración Efectiva, en m²

$V = 0.575 \text{ m/año} \times 152,671,713 \text{ m}^2 = 87,786,235 \text{ m}^3/\text{año}$
--

El aporte por Infiltración Efectiva es el que mantendrá la columna de agua en el acuífero a su máximo nivel al final de la estación lluviosa pese a que los datos se refieren a la Precipitación Anual y ya que el bombeo se mantendrá a lo largo de la época seca. Los aportes por Infiltración Efectiva son suficientes para cubrir la Demanda

Global del Proyecto de **443,365.50 m³/año**, tomando en consideración el crecimiento poblacional para el año 2025.

4.3.5.2.1 SUBCUENCA LOS HULES

4.3.5.2.1.1 RESERVAS DINÁMICAS (Q_{din})

Estas reservas están constituidas por el volumen de agua que se desplaza a través del acuífero con dirección al lago Gatún. Las mismas están determinada por la conocida Ley de Darcy:

$$Q_{din} = H \times K \times B \times I$$

donde:

- H** = 12.63 m (Espesor medio del acuífero)
- K** = 0.21 m/día (Permeabilidad Promedio, Representativo del Área)
- B** = 3,231 m (Ancho promedio del acuífero en el área de descarga al lago)
- I** = 9.9×10^{-3} (Gradiente hidráulico del flujo subterráneo)

$Q_{din} = 84.84 \text{ m}^3/\text{día} = 30,966 \text{ m}^3/\text{año}$
--

4.3.5.2.1.2 RESERVAS ESTÁTICAS (Q_{est})

Las representan los volúmenes de agua contenidas en poros y/o sistema de grietas o fisuras, que pueden obtenerse de un acuífero bajo la acción de la fuerza de gravedad:

$$Q_{est} = \text{porosidad eficaz} \times \text{volumen del acuífero}$$

La porosidad eficaz para formaciones sedimentarias consolidadas de lutitas y areniscas, además de una delgada capa de aglomerado, como en nuestro caso, se ha estimado (Custodio y Llamas, Omega 1976), en un 5% del volumen total productivo de

acuífero. Usaremos solo 3% para reflejar la presencia de materiales finos en la escoria volcánica de la colada de lava basáltica aglomerada visibles en superficie.

El área de Infiltración efectiva de la Subcuenca Los Hules es aproximadamente de 41,100,255 m². Como la columna estratigráfica incluye aproximadamente 4.55 metros de material arcilloso de suelo sin compactar del espesor “H” del acuífero (H = 12.63 m), el mismo tendría un 2% como valor promedio de porosidad eficaz.

De esta manera tenemos:

$$\text{Arcilla sin compactar (volumen} \times 0.02) = 3,740,123 \text{ m}^3$$

$$\text{Formación sedimentaria, lutita (volumen} \times 0.03) = 9,962,701 \text{ m}^3$$

Reservas Estáticas $Q_{\text{est}} = 13,702,825 \text{ m}^3$
--

De estas Reservas Estáticas productivas durante el verano se podría utilizar hasta 10% sin alterar sensiblemente la capacidad de respuesta hidráulica al bombeo del espesor saturado “H”, lo que significarían unos **1,370,282 m³** de agua subterránea, y estarían actuando como reguladores de las probables imperfecciones de cálculos por variaciones naturales (no predecibles) de los factores climáticos.

4.3.5.2.2 SUBCUENCA TINAJONES

4.3.5.2.2.1 RESERVAS DINÁMICAS (Q_{din})

Estas reservas están constituidas por el volumen de agua que se desplaza a través del acuífero con dirección al lago Gatún. Las mismas están determinada por la conocida Ley de Darcy:

$$Q_{\text{din}} = H \times K \times B \times I$$

donde:

$$H = 18.70 \text{ m} \quad (\text{Espesor medio del acuífero})$$

- K** = 0.46 m/día Permeabilidad Promedio)
- B** = 1,734 m (Ancho promedio del acuífero en el área de descarga al lago)
- I** = 1.08×10^{-2} (Gradiente hidráulico del flujo subterráneo)

$$Q_{din} = 161.09 \text{ m}^3/\text{día} = 58,798 \text{ m}^3/\text{año}$$

4.3.5.2.2 RESERVAS ESTÁTICAS (Q_{est})

Las representan los volúmenes de agua contenidas en poros y/o sistema de grietas o fisuras, que pueden obtenerse de un acuífero bajo la acción de la fuerza de gravedad:

$$Q_{est} = \text{porosidad eficaz} \times \text{volumen del acuífero}$$

La porosidad eficaz para formaciones volcánicas de tobas, aglomerados, coladas basálticas y formaciones sedimentarias representadas por lutitas, como en nuestro caso, se ha estimado (Custodio y Llamas, Omega 1976), en un 5% del volumen total productivo de acuífero. Usaremos solo 3% para reflejar la presencia de materiales finos en la escoria volcánica de la colada de lava basáltica aglomerada visibles en superficie.

El área de Infiltración efectiva de la Subcuenca Tinajones es aproximadamente de 37,324,193 m². Como la columna estratigráfica incluye aproximadamente 3.70 metros de material arcilloso de suelo sin compactar del espesor “H” del acuífero (H = 18.70 m), el mismo tendría un 2% como valor promedio de porosidad eficaz.

De esta manera tenemos:

$$\text{Arcilla sin compactar (volumen} \times 0.02) = 2,761,990 \text{ m}^3$$

$$\text{Formación volcánica, basalto y sedimentaria, lutita (volumen} \times 0.03) = 16,795,886 \text{ m}^3$$

$$\text{Reservas Estáticas } Q_{est} = 19,557,876 \text{ m}^3$$

De estas Reservas Estáticas productivas durante el verano se podría utilizar hasta 10% sin alterar sensiblemente la capacidad de respuesta hidráulica al bombeo del espesor saturado “H”, lo que significarían unos **1,955,787 m³** de agua subterránea, y estarían actuando como reguladores de las probables imperfecciones de cálculos por variaciones naturales (no predecibles) de los factores climáticos.

4.3.5.2.3 SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO

4.3.5.2.3.1 RESERVAS DINÁMICAS (Q_{din})

Estas reservas están constituidas por el volumen de agua que se desplaza a través del acuífero con dirección al lago Gatún. Las mismas están determinada por la conocida Ley de Darcy:

$$Q_{din} = H \times K \times B \times I$$

donde:

- H** = 29.53 m (Espesor medio del acuífero)
- K** = 1.01 m/día (Permeabilidad Promedio)
- B** = 1,518 m (Ancho promedio del acuífero en el área de descarga al lago)
- I** = 9.2×10^{-3} (Gradiente hidráulico del flujo subterráneo)

$Q_{din} = 416.50 \text{ m}^3/\text{día} = 152,022 \text{ m}^3/\text{año}$
--

4.3.5.2.3.2 RESERVAS ESTÁTICAS (Q_{est})

Las representan los volúmenes de agua contenidas en poros y/o sistema de grietas o fisuras, que pueden obtenerse de un acuífero bajo la acción de la fuerza de gravedad:

$$Q_{est} = \text{porosidad eficaz} \times \text{volumen del acuífero}$$

La porosidad eficaz para formaciones volcánicas de tobas, aglomerados, coladas basálticas y formaciones sedimentarias representadas por lutitas, como en nuestro caso, se ha estimado (Custodio y Llamas, Omega 1976), en un 5% del volumen total productivo de acuífero. Usaremos solo 3% para reflejar la presencia de materiales finos en la escoria volcánica de la colada de lava basáltica aglomerada visibles en superficie.

El área de Infiltración efectiva de la Subcuenca Caño Quebrado es aproximadamente de 74,247,265 m². Como la columna estratigráfica incluye aproximadamente 3.26 metros de material arcilloso de suelo sin compactar del espesor “H” del acuífero (H = 29.53 m), el mismo tendría un 2% como valor promedio de porosidad eficaz.

De esta manera tenemos:

$$\text{Arcilla sin compactar (volumen} \times 0.02) = 4,840,922 \text{ m}^3$$

$$\text{Formación volcánica y sedimentaria (volumen} \times 0.03) = 58,514,269 \text{ m}^3$$

Reservas Estáticas $Q_{\text{est}} = 63,355,191 \text{ m}^3$
--

De estas Reservas Estáticas productivas durante el verano se podría utilizar hasta 10% sin alterar sensiblemente la capacidad de respuesta hidráulica al bombeo del espesor saturado “H”, lo que significarían unos **6,335,519 m³** de agua subterránea, y estarían actuando como reguladores de las probables imperfecciones de cálculos por variaciones naturales (no predecibles) de los factores climáticos.

4.3.5.3 RESERVAS DINÁMICAS Y ESTÁTICAS GLOBALES DE LAS SUBCUENCAS LOS HULES – TINAJONES - CAÑO QUEBRADO

Las Reservas Dinámicas Globales de las Subcuencas Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado serían:

Reservas Dinámicas, $Q_{\text{din}} = 241,786 \text{ m}^3/\text{día} = 88,251,890 \text{ m}^3/\text{año}$

Las Reservas Estáticas Globales de las Subcuencas Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado serían:

Reservas Estáticas, $Q_{est} = 96,615,892 \text{ m}^3$
--

Las Reservas Estáticas y Dinámicas solo servirían como colchón para cubrir imperfecciones del cálculo por fluctuaciones de lluvia u otros, ya que los aportes por Infiltración Efectiva son suficientes para abastecer la Demanda del Proyecto hasta el año 2025.

4.3.6 CONCLUSIONES

Se llevo a cabo un ejercicio de balance hídrico para estimar las posibilidades de las reservas de aguas subterráneas de hacer frente a las demandas del proyecto hasta el año 2025. Los detalles del balance en cuestión pueden verse en el contenido de este trabajo, teniéndose como cifras finales del cálculo lo siguiente:

- La práctica profesional en materia de explotación de acuíferos freáticos indica que para mantener un caudal de explotación seguro, los volúmenes de extracción deben ser iguales o menores a los aportes por infiltración profunda. En nuestro caso la demanda estimada del proyecto representa menos de 1% de esta fuente de reposición anual. No obstante, se tiene como factor de regulación de las imperfecciones de los datos climáticos, a las Reservas Estáticas, que con solo pequeños aportes pueden mantener la viabilidad del proyecto, en tanto que las Reservas Dinámicas aunque fueron calculadas, al ser poco significativas, no fueron consideradas como de mayor importancia.
- Podemos deducir que existe la reserva suficiente para abastecer por fuente subterránea las necesidades de agua, no solo del Proyecto, sino también cualquier

eventual usuario del sector privado que no haya sido incluido en este inventario, sin afectar con estas extracciones a la Cuenca Hidrográfica del Canal de Panamá.

4.4 SISTEMAS DE POZOS DE PUNTERA

Se entiende como sistemas de pozos de puntera, los grupos de pozos poco separados entre sí, conectados por lo general a un tubo recolector y que se bombean mediante aspiración a presión atmosférica. Se utilizan para ello, pozos de pequeño diámetro. Estos no son mayores de 20cm. (8 pulgadas), pero por lo común consisten de punteras de 5 cm. (2 pulgadas) de diámetro, con tubos de extensión de 3.8 cm (1 ½ pulgada) de diámetro o mayores. La tubería de extensión constituye el ademe del pozo y la puntera la rejilla de éste.

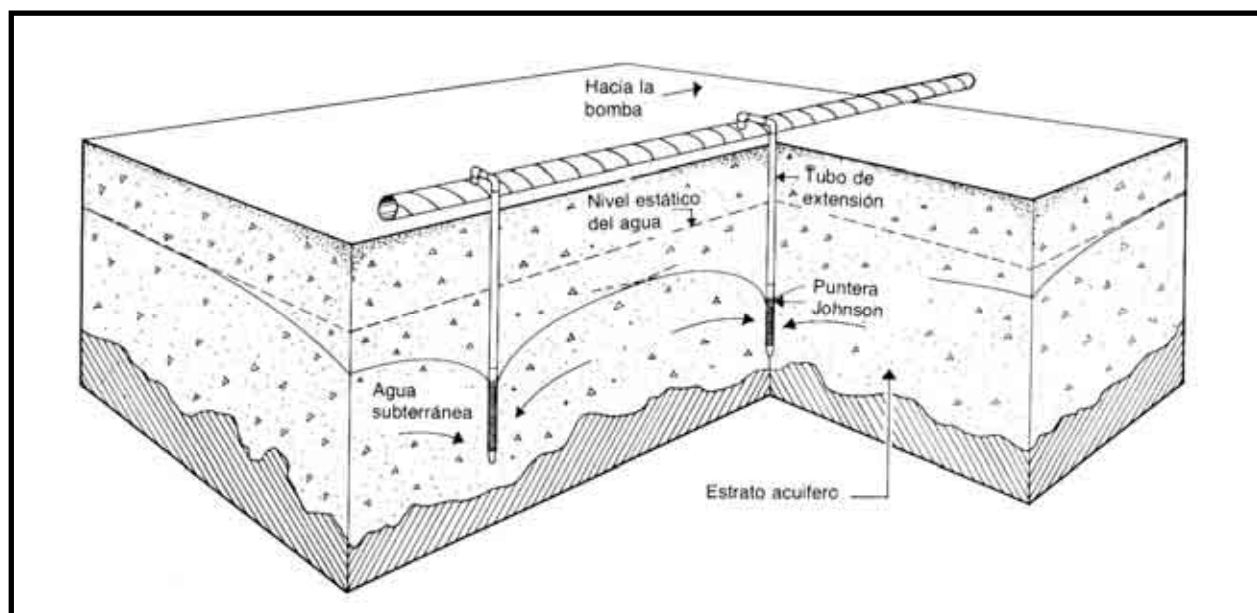


Figura No. 4.4-1 Esquema general de un sistema de punteras

Los sistemas de punteras se utilizan para abastecimiento de agua de diversos propósitos, tales como para consumo humano, industrial y riego. Cuando las condiciones son favorables, los sistemas de punteras pueden suministrar grandes cantidades de agua en forma económica. Su operación satisfactoria depende por lo

general de tres condiciones como: el nivel freático debe hallarse a unos pocos metros desde la superficie del terreno, para que se puede bombear el agua utilizando 1 presión atmosférica; deberá existir un estrato de buenas condiciones acuíferas a una profundidad que oscile entre 6 y 15 m; los pozos deberán ser altamente eficientes.

A suministrar agua para algún uso de interés, la disposición del sistema de pozos múltiples puede adaptarse a cualquiera de los modelos que presentamos en la Figura No. 4.4-2.

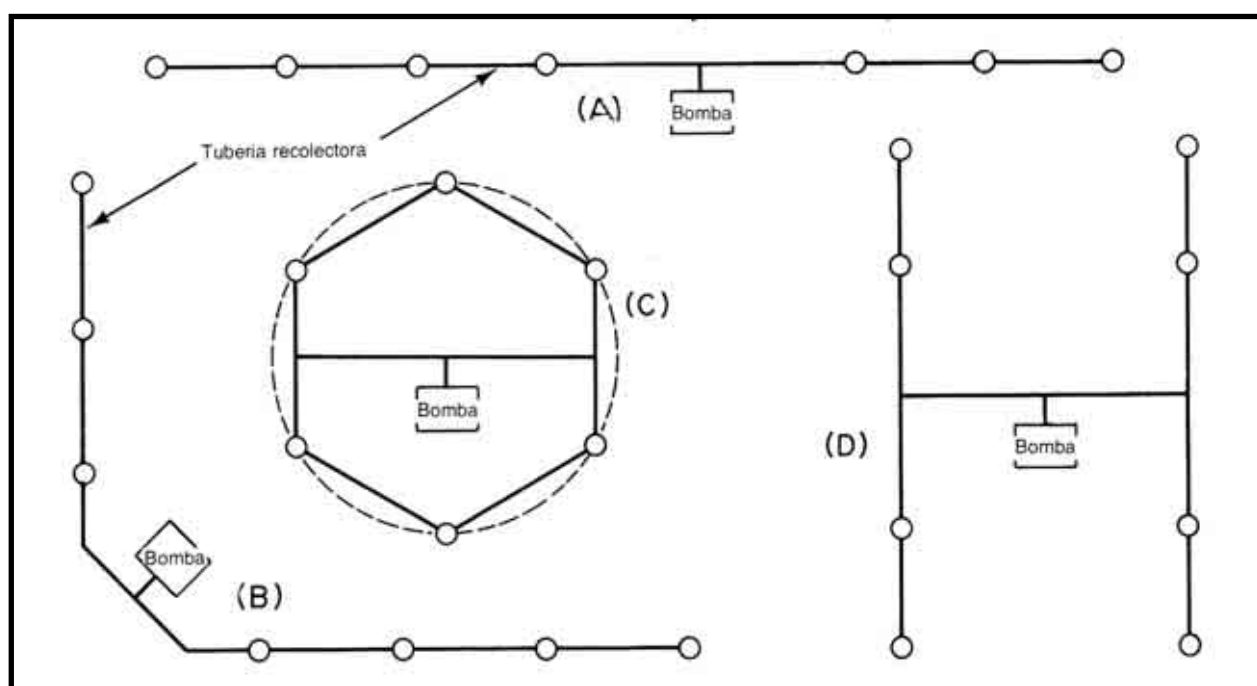


Figura No. 4.4-2 Diversos modelos para disponer un sistema de punteras.

El área dentro de la cual el agua se abate por debajo del nivel estático al bombear un pozo, se denomina área de influencia. La extensión y el área de influencia varían conforme lo hacen el caudal de bombeo, la permeabilidad y el espesor del acuífero, el coeficiente de almacenamiento, la manera en que el agua subterránea extraída del acuífero es repuesta por la recarga, la presencia de barreras que limiten la extensión del acuífero y el tiempo durante el cual se bombea.

Es importante en un sistema de abastecimiento separar los pozos individuales, de modo que sus áreas de influencia se traslapen solamente muy poco. Esta separación puede estar entre 7 a 15 metros. Por lo general, se usan ciertas normas basadas en el criterio y la experiencia, para establecer la separación entre los pozos.

CAPITULO 5. RECOMENDACIONES FINALES DEL PROYECTO

5.1 DISCUCION GENERAL SOBREE LAS ALTERNATIVAS DE OPTIMA EXPLOTACION DEL RECURSO HIDRICO EN EL AREA DEL PROYECTO

Los términos de referencia del Proyecto nos proponen considerar una gama de cuatro alternativas razonables para dar solución a los problemas de agua y saneamiento en las Subcuencas de Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado. La totalidad de este informe esta orientado a cubrir ampliamente estos temas, en este párrafo solo pretendemos emitir un breve concepto o enfoque orientador sobre los mismos :

1. Mejorar los sistemas existentes.
 2. Perforar nuevos pozos.
 3. Captar aguas superficiales.
 4. Captar las aguas del lago Gatún.
-
- 1 Todos los sistemas involucrados en mayor o menor medida necesitan de un mejoramiento, pero en las acciones organizadas esta la clave para que los resultados sean duraderos. Cuando el agua o cualquier otro recurso es facilitada sin costo o esfuerzo para el beneficiario, se tiene menos interés en su conservación o uso eficiente, notándose gastos y pérdidas innecesarios. El agua potable para que aparezca por el grifo requiere de tiempo y esfuerzo que hay que pagar. Este costo por lo general alto tiene diferentes aristas, puede ser despilfarrando energía en explotación por paradas y arrancadas debido a un deficiente asesoramiento técnico, también porque el operador es escasamente recompensado o no se cobra en proporción al agua consumida. Existen métodos indirectos de juzgar este consumo sin necesidad de costosos medidores, tales como pago por cantidad de grifos, tarifas punitivas por uso en jardinería, abrevaderos, no reparación de daños y fugas, etc.
 - 2 Las prácticas actuales de búsqueda de sitios para perforar toma niveles de hilaridad cuando se llega a catalogar bajo el rango de “ Aparato de detección “ a

una varita de virtud al servicio de los mejores intereses del operario, que proporciona información completa sobre, sitio, cantidad, calidad y profundidad de las aguas subterráneas. Estos servicios medievales son antepuestos a búsquedas serias del vital líquido, lo cual es lamentable. Mientras continúe el actual estado de cosas, donde el sector esta huérfano de asistencia técnica, no habrá mejoría y nuevos pozos no serán la solución. La ciencia hidrogeológica es tan vasta y al mismo tiempo desconocida en nuestro país, que lo más prudente para un cliente sería solicitar una solución de un problema de abastecimiento de agua, que especificar sus deseos de pozos u otra alternativa, ya que por derecho propio tiene el rango de ciencia al contar con efectivos recursos para beneficio del ser humano.

- 3 Las fuentes superficiales pueden y deben jugar un papel preponderante en el plan de manejo de recursos hídricos y su uso racional. Su principal característica en las cuencas investigadas es que la cubierta de suelo arcilloso y las rocas de granulación fina de la Formación Caimito entregan sus reservas lentamente, debido a su baja permeabilidad, lo que le permite mantener el flujo estable a través de la estación seca, aunque con caudales modestos. En todo caso, esto favorece la utilización de este recurso en forma planificada. El aforo de la cabecera del Rio Tinajones representa una gran promesa para este tipo de fuente que no ha sido explotada adecuadamente asta el momento. El principal obstáculo para la exitosa operación de unidades potabilizadoras es que demandan atención básica, tienen aspecto de complicadas sin serlo y son rechazadas sin conocerlas. Es un recurso, que al igual que las fuentes subterráneas, no puede ser descartado sin darle una oportunidad seria.
- 4 La Investigación Hidrogeológica realizada permite dar rango de ultima instancia a la alternativa de tratamiento y distribución de las aguas del lago Gatún para abastecer a las comunidades de las Subcuencas de Los Hules, Tinajones y Caño Quebrado. Tomemos, por ejemplo, el caso de la Planta Potabilizadora existente de Laguna Alta que utiliza las aguas del lago Gatún con idénticos fines. Con un costo inicial de 30 millones de Balboas produce 20 millones de galones de agua al día,

para servir a zonas densamente pobladas del Sector Oeste de la Ciudad de Panamá. Esta inversión tiene expectativas de mayor impacto en los beneficios y recuperación de capital.

Por otra parte, el producto de esta obra, (agua) se entrega a una Institución con la capacidad técnica y experiencia administrativa para hacer llegar el agua al mayor número de usuarios sin entrar en competencia con otros rubros de la Economía Nacional, como el Riego Agrícola que puede verse beneficiado por la opción de fuente superficial o mixta con aguas subterráneas.

Las condiciones de alta producción de agua en función de grandes poblaciones concentradas, no se dan para las dispersas poblaciones rurales en el caso de las Subcuencas investigadas, lo que permite por simple inspección como hemos señalado, descartar esta alternativa y abordar directamente el tema de las otras dos variantes consideradas como las fuentes superficiales y aguas subterráneas.

5.2 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES Y LA EFECACIA DE TRABAJO DE LOS SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA EXISTENTES

Las conclusiones y recomendaciones que podemos inferir de los pobres resultados de algunos pozos y las fallas operativas típicas observadas en los sistemas de abastecimiento de agua de las tres cuencas estudiadas, son las siguientes:

- ❑ La ubicación de los pozos pareciera responder más bien a una cómoda instalación del equipo de perforación a la vera de buenos caminos, que a la búsqueda de una mayor columna de agua en el corte de la perforación. Tenemos pozos con 20 metros o más de puro aire en vez de agua, cuando 3 a 4 metros sería razonable. Como los caminos asociados con los pozos están por lo general en puntos elevados, buscando un buen drenaje natural en divisorias de aguas principalmente, los resultados son los que ya conocemos, pérdida o desperdicio de la inversión. Hay mayores posibilidades de pozos exitosos si se combinan tres factores primordiales: puntos bajos del relieve, fallamientos geológicos y cursos de agua superficial

cercanos, (30 a 40 m). Dado el caso de que por lo general los trazos rectos en la topografía con abruptos cambios angulares, pueden atribuirse a fracturamiento de la corteza rocosa, especialmente cuando dan origen a cursos de agua, esta condición existente en nuestro caso, puede explotarse en la ubicación de nuevos pozos para los acueductos, enmarcados en el área del proyecto. Los detalles respectivos para cada lugar en particular o por comunidad se incluyen en el apartado de recomendaciones de este informe. Cabe destacar que ubicar en mejor sitio los nuevos emplazamientos de pozos no cambiará el rendimiento del acuífero, pero sí se tendrán los beneficios de una explotación más eficiente de los recursos. Consideramos, que es tiempo de revisar el uso de grandes mastodontes perforadores como única alternativa para acueductos y poner la obtención de agua potable como principal objetivo. Si el agua esta en sitios de difícil acceso, entonces la tarea deberá cumplirse con equipos de perforación que puedan con ella.

- ❑ Los resultados de las pruebas de bombeo indican acuíferos de clasificación pobre, sin embargo los equipos de bombeo son para acuíferos de mayor capacidad, que trabajan principalmente en régimen intermitente, lo que aumenta los costos de operación del sistema, con menor suministro de agua. El sistema de paradas y arrancadas no es para explotación del pozo, sino de eventual protección o una voz de alerta de que deben hacerse los ajustes según la capacidad del pozo. Por otra parte se trata de equipos costosos que se echan a perder con tales abusos. Los acuíferos de rendimiento modesto pueden ser explotados exitosamente si se tiene comprensión de este hecho y propugnamos por un aprovechamiento racional de los mismos. Estimamos conveniente considerar las pruebas de bombeo como asunto de norma antes de comprar el equipo de explotación de cada pozo nuevo.
- ❑ Las personas que operan los sistemas deben ser capacitadas sobre los fundamentos de una buena utilización del equipo, no se trata de convertirlos en Electromecánicos o Hidrogeólogos, pero sí deben saber que los niveles de las aguas subterráneas suben o bajan en el pozo de acuerdo al régimen de lluvias y también a las tasas de extracción que se le imponga. Deben saber ajustar el cable

con el electrodo de ré-inicio, ya que podrían dejar al pueblo sin agua todo el verano, cosas tan sencillas como saber estrangular con medida la llave de paso, quizás donde se encuentra el botón de desbloqueo o “reset” de la caja eléctrica. Durante la ejecución de las pruebas de bombeo al estar en contacto con la comunidad se produjeron algunos intercambios de opiniones que redundaron en mejor servicio, pero sería positivo una instrucción menos casual.

- La comunidad podría beneficiarse con una mejor asistencia técnica si llevara un registro sistemático de los datos del pozo, como profundidad, caballaje de la bomba, curva de rendimiento del equipo, profundidad de bajada, registro de reparaciones. De ser posible, aforar el caudal de llegada al tanque o datos indirectos como facturación y tiempo de bombeo. No descartar el uso de manómetro en la acometida de plomería del pozo. La medición de los niveles de agua dentro del pozo, durante el bombeo y en ausencia del mismo, todo el año (1 vez por semana) sería muy útil para saber si un pozo con problemas tiene la bomba dañada o necesita un desarrollo y/o limpieza. Los aparatos, indicadores de nivel “oficiales”, pueden costar unos B/. 600.00, pero puede construirse uno casero por cerca de B/. 60.00 o menos, con alambre para bocinas y un galvanómetro con lector de agujas que tenga graduación 10K para conductividad. Esta debería de ser una herramienta imprescindible en la operación de acueductos con pozos.

5.3 RECOMENDACIONES PARA MEJORAR EL SERVICIO EN LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA EN BASE A LO INVESTIGADO

5.3.1 SUBCUENCA LOS HULES

5.3.1.1 COMUNIDAD DE LOS HULES ABAJO

La operación inadecuada es manifiesta en la parte técnica de captación y distribución del agua en este acueducto, desconocemos si es lo mismo en la parte financiera y administrativa. Con el interés de búsqueda de soluciones, hacemos los siguientes comentarios sobre fallas técnicas encontradas.

El rendimiento modesto de los pozos debido a que captan reservas en un acuífero de bajos parámetros como el que le tocó en suerte a esta comunidad y prácticamente todas las comprendidas en el marco del proyecto, no debiera ser impedimento para su explotación. La respuesta a este problema es tan sencilla como calibrar con la llave de paso respectiva la tasa de extracción a los niveles que la naturaleza puede darnos. Las referencias al detalle sobre el caudal óptimo de explotación de cada pozo probado, aparecen en el capítulo de hidráulica de pozos de este informe, no obstante en base a estas investigaciones tenemos el pozo LH-5 que debe ser regulado a una tasa de extracción de 10 gpm. y el LH-6 que prácticamente es un pozo fallido ya que para que funcione en forma continua debe ser ajustado a sólo 3 gpm. con lo cual debe ser, objeto de un buen mantenimiento para ver si mejora, estimamos que para uso público es viable un rendimiento no menor de 5gpm.que representan un potencial de 7200 gl./día. Las paradas y arrancadas son únicamente mecanismos de protección por eventual descuido ante las pérdidas de nivel durante la estación seca, no son un régimen de captación de agua. Las consecuencias de esta práctica se deben pagar con una mayor facturación de energía, y rápido deterioro del equipo.

También en este acueducto se debe pagar más, por no utilizar al tanque de reserva para distribuir el agua ya que con una línea directa al tanque de diámetro óptimo y constante, se tienen menores cargas hidráulicas en vez de inyectar el agua a través de los estrechos nodos de la red que disipan la energía aplicada al sistema, también se imponen pulsaciones irregulares al motor de la bomba, dependiendo de cuantas plumas se usen o estén cerradas aleatoriamente.

La solución a los problemas de filtración en tanques estructuralmente “sanos” es realmente sencilla y al alcance de cualquier comunidad que obtenga los servicios de un buen albañil, el procedimiento es aplicar una capa de repello en la parte interior tratándolo con aditivos especialmente diseñados de la marca registrada Sika por ejemplo. Los distribuidores locales brindan amplias explicaciones sobre la dosificación adecuada y procedimientos de aplicación del producto.

Con respecto a las inquietudes sobre la capacidad de reserva de cara a la demanda podemos indicar que para acueductos abastecidos por pozos, el proyectista debe tener la flexibilidad de aumentar la reserva tanto como su fuente sea escasa y puede ser igual a la demanda, a diferencia de aquellos sistemas que tienen suministro constante donde se usa el criterio de tener en reserva un 33% de la demanda. Si se tiene menor capacidad en el tanque, el caudal de los pozos debe estar acorde con las demandas pico. De esta manera, deberá tenerse una estrategia definida del papel regulador del tanque de reserva, puesto que los pozos deben entregar un volumen igual a la demanda diariamente. Como referencia podemos indicar que el Ministerio de Salud asigna como demanda de 80 a 120 litros por persona por día (22 a 32 gppd.) para Acueductos con plumas domiciliarias, entonces tendríamos una demanda de 8,800 gl./día. Ponemos de relieve que, según estos criterios, se tiene la capacidad para tener agua las 24 horas, ya que los pozos, con caudal combinado de 13 gpm. satisfacen la demanda en poco menos de medio día de trabajo. Por otra parte, el tanque de 7,000 gl. existente sería perfecto, con solo darle mantenimiento al problema de filtraciones.

Las expectativas para el emplazamiento de nuevas perforaciones han sido cubiertas con los trabajos de exploración geofísica.

5.3.1.2 COMUNIDAD DE LOS HULES CENTRO

EL pozo que abastece esta comunidad que fue construido originalmente para Cerro Cama, al ser probado demostró pobres resultados, aunque si es aplicado un mantenimiento con ayuda de dispersantes químicos y debidamente regulado, puede dar unos 5 a 6 gpm. que pueden ser muy útiles bajo el concepto de caudal combinado para satisfacer la demanda.

Estimamos, que el potencial hidráulico de la quebrada llamada de Cama, que corre frente al Pueblo, puede ser utilizado para satisfacer el consumo de energía para el bombeo en tanto, que la demanda puede ser suplida por la construcción de un sistema de captación de aguas subterráneas tipo punteras, que son los más adecuados para equipos de poca succión como estos. Si se diera el caso de que la quebrada en

cuestión no tenga la capacidad de llenar un tubo de 6" de diámetro todo el verano, para activar la rueda hidráulica, entonces se podría utilizar el río los Hules en el área cercana al puente por el camino de acceso.

Dependiendo de los rendimientos de la bomba hidráulica y el de las punteras, se tendría un sistema que no requiere gastos de energía en metálico, además de tener un mantenimiento poco complicado. Pueden verse mayores detalles en el capítulo Temas Especiales de este Informe.

La población prevista para el año 2025 es de 224 personas que tendrían, según los lineamientos del Ministerio de Salud para acueductos con plumas públicas, incluyendo factor de seguridad de 1.5, una dotación de 48 gppd., totalizando 10,742 gl. diarios como demanda del sistema.

Estimamos que la implementación de las acciones aquí detalladas, dará como resultado la plena satisfacción de los usuarios, con el logro de los objetivos propuestos.

5.3.2 SUBCUENCA TINAJONES

5.3.2.1 COMUNIDAD TINAJONES ARRIBA

Con respecto a la fuente de abastecimiento que representa el pozo T-1 única operativa actualmente en este sistema, debemos decir que se trata de un pozo fallido ya que sus parámetros hidrogeológicos son precarios según las pruebas respectivas. Como pozo fallido el mejor provecho que podría obtenerse es extrayendo 5gpm., a sabiendas que tenderá a agotarse.

Con el mayor interés de brindar una solución cónsona con la realidad socio económica de esta pequeña población, recomendamos la construcción de un sistema de pozos tipo puntera, combinado con una bomba de accionamiento hidráulico, para evitar costosas operaciones de bombeo desde Cerro Cama, puesto que no se tiene gravedad

favorable para el trasvase respectivo al tanque de reserva, estando ambas comunidades emplazadas por el orden de los 100 metros de elevación. Se puede aprovechar la construcción de una presa decantadora para el filtro lento de Cerro Cama y tomar la energía para bombear el agua necesaria al tanque de esta comunidad. A los pozos profundos que actúan puntualmente con gran abatimiento de la napa freática no puede aplicarse esta tecnología porque la succión en este tipo de bombas no sobrepasa los 6 metros y la formación geológica Caimito que detectó la investigación geofísica en el subsuelo tiene alta incidencia de pozos fallidos. La mejor estrategia en estos casos es aprovechar el principio de una extracción extensiva con poco galonaje y pequeño abatimiento de los pozos puntera, además de el efecto inductivo de recarga de la propia represa que ayuda a bombear con el costo inicial, ininterrumpidamente. Solo se debe atender un mantenimiento mínimo. Otra ventaja de las punteras es que puede hacerse un número plural de pozos por tanteo hasta tanto se consiga el caudal y abatimiento deseado calibrando distancias y profundidades de los pozos.

La población prevista para el año 2025 es de 216 personas que tendrían según los lineamientos del Ministerio de Salud para acueductos con plumas públicas, incluyendo factor de seguridad de 1.5, una dotación de 48 gppd., totalizando 10,368 gl. diarios como demanda del sistema.

Esta demanda representa 7.2 gpm., si perforamos 10 punteras cada una aportará menos de 1 gpm, dando confiabilidad a las perspectivas de éxito de los captadores. Esta tasa de extracción está comprendida en bombas de mediano rendimiento para el tipo analizado, aunque se consideran costosas su funcionamiento las justifica, pues cuestan hasta un 50% menos que alternativas solares comparables.

Observamos problemas menores de filtración en el tanque de reserva que tiene la capacidad óptima para una fuente de bajo rendimiento como la propuesta.

La solución a los problemas de filtración en tanques estructuralmente “sanos” es realmente sencilla y al alcance de cualquier comunidad que obtenga los servicios de un

buen albañil, el procedimiento es aplicar una capa de repello en la parte interior tratándolo con aditivos especialmente diseñados de la marca registrada Sika por ejemplo. Los distribuidores locales brindan amplias explicaciones sobre la dosificación adecuada y procedimientos de aplicación del producto.

Estimamos que la implementación de las acciones aquí detalladas, dará como resultado la plena satisfacción de los usuarios, con el logro de los objetivos propuestos.

5.3.2.2 COMUNIDAD LA COLORADA

Luego de ejecutados los trabajos de investigación respectivos tenemos a bien esbozar nuestra opinión, para aportar soluciones a los problemas actuales del sistema evaluado. Se cuenta con un excelente pozo T-4, que el análisis de la prueba de bombeo recomienda para su explotación más confiable 40 gpm., siendo por si solo capaz de satisfacer la demanda de diseño. En tanto que el pozo T-3 puede considerarse fallido.

La población prevista para el año 2025 es de 1100 personas que tendrían según los lineamientos del Ministerio de Salud para acueductos con plumas públicas, incluyendo factor de seguridad de 1.5, una dotación de 48 gppd. totalizando 52,800 gl. diarios como demanda a satisfacer.

Para dar confiabilidad al sistema ya que el pozo T-4 requerirá eventualmente reparación y/o mantenimiento, además de reducir el tiempo de bombeo, se recomienda la perforación de un nuevo pozo cercano al T-4 aguas abajo unos 80 metros del puente, por la margen derecha del río y con un retiro lateral de la orilla de 40 metros, su profundidad estimada sería de 120 a 150 pies. Desde luego teniendo la anuencia del propietario del terreno respectivo, el acceso sería más factible en época de verano con la ayuda de una retroexcavadora. El sitio indicado tiene la ventaja de no estar lejos de la fuente de suministro eléctrico y el apoyo de una buena conexión hidráulica con el río Tinajones que ayudaría a resistir los periodos de ausencia de lluvias.

La actual dotación de una reserva de 10,000 gl., no cubrirían los criterios mínimos de 33% de la demanda, en todo caso estimamos conveniente proveer al sistema de otro tanque de 10,000 gl.

No se descarta la posibilidad de apoyo parcial de fuente superficial, si se materializa la construcción de un filtro lento con capacidad de 100gpm., en la cabecera del río Tinajones que tendría un impacto radial y beneficioso para un numero plural de pequeñas comunidades aledañas a la fuente en cuestión.

Estimamos que la implementación de las acciones aquí detalladas, dará como resultado la plena satisfacción de los usuarios, con el logro de los objetivos propuestos.

5.3.2.3 COMUNIDAD DE DIVISA

Este acueducto prácticamente no esta operativo ya que se tenían cifradas grandes esperanzas en el pozo T-6 y en primera instancia, su profundidad es tan somera (70 pies) que despierta muchas inquietudes sobre su tan importante papel. Podríamos asumir por el análisis de sus características, que no tiene la capacidad de captación de caudales de importancia. Por otra parte cuando intentamos probarlo comprobamos su nivel freático y fue de 31 pies. Si por razones de hidráulica de pozos donde debe mantenerse un flujo laminar y no turbulento, el abatimiento máximo no debe pasar de el 70% de la columna de agua en el pozo, al formarse el cono de depresión respectivo. De esta manera tendríamos solo 11 pies para admitir el agua en el pozo a través de finas grietas en la roca sólida (0.5 a 2 mm.) estaríamos hablado de agotamiento, o régimen de para y arranca.

Estimamos que debe tomarse muy seriamente la tragedia de cero acueducto en verano, pero sabemos que el mejor camino para comenzar, es capacitar a los moradores en aspectos de finanzas básicas, además de operación y mantenimiento de

bienes comunes, puesto que tenemos el resultado de que se tenga primero el acueducto y después... veremos que se hace.

Nos preocupa estos aspectos, porque la solución que vislumbramos como excelente, desde el punto de vista técnico, es la fuente superficial aforada en la cabecera del río Tinajones y la misma sería impracticable sin una comunidad capacitada y organizada.

Con 100 gl. por minuto potabilizados por el sistema de filtración lenta, se puede dar mejor calidad de vida a más de 1600 personas de este y todos los pueblos vecinos, según detallamos en el capítulo correspondiente a aforo de fuentes superficiales.

Como la situación es realmente grave y un filtro lento también lo sería (lento) para construirse, estimamos conveniente que se siguieran las recomendaciones que aparecen en el capítulo correspondiente a pruebas de bombeo, como lo es explotar los 2 pozos existentes al más bajo caudal posible (de 3 a 5 gpm), con lo cual se podría entregar unos 3800 gl./día a los usuarios, mientras se materialice una solución verdadera.

5.3.3 SUBCUENCA CAÑO QUEBRADO

5.3.3.1 COMUNIDAD DE MENDOZA

Esta comunidad que representa uno de los más activos centros de población del área puede mejorar notablemente su sistema de abastecimiento de agua, si se materializan las obras de captación del manantial o quebrada naciente, que fue aforado durante la ejecución de este proyecto, cuyos detalles aparecen en la sección de aforo respectiva. Cabe destacar que se debe tener en cuenta que para reducir los costos de bombeo resultaría conveniente diseñar un tanque colector de gran capacidad en el punto bajo junto al manantial, para luego hacer transferencias en corto tiempo con una bomba de alto galonaje, al nuevo tanque de reserva que se localizaría en sitio elevado cercano y previsto para el eficiente aprovechamiento de esta fuente.

El mantenimiento de los pozos existentes no deberá ser olvidado.

La comunidad debe ser informada que cuenta con un sitio de reserva para la obtención de nuevas fuentes subterráneas, ubicado en el punto bajo del Perfil Geoeléctrico # 1 (Coord. N 996,035 E 626,410, Elev. 117m.), para el cual recomendamos pozos tipo punteras. Este sitio está convenientemente situado frente al tanque de reserva que está en explotación actualmente.

5.3.3.2 COMUNIDAD DE LAS ZANGUENGAS

Esta comunidad que tiene dirigentes con gran experiencia al haber operado este acueducto desde el año 1,996 solo necesita asegurar el producto de sus recientes acciones, como nuevo tanque de reserva y pozo, perforando un pozo más para apoyarse mutuamente con el sistema de las Yayas Adentro en la explotación del mismo.

El sitio para el pozo en cuestión sería 80 metros del pozo CQ-5 aguas abajo de la quebrada que está en frente y con un retiro de la orilla de 30 a 35 metros. La complejidad de los problemas de calidad y agotamiento de fuente, sufridos anteriormente, nos hicieron practicar exploraciones geofísicas más allá de las realizadas en otras comunidades del proyecto. En tal sentido, aconsejamos el concurso profesional en la perforación del nuevo pozo, para que se realice un buen diseño, ya que con simple bombeo los dos pozos de esta comunidad tienen pequeños derrumbes de material arcilloso, el caso fue más grave en el CQ-4, donde creaba problemas de sedimentación en el tanque de reserva y el agua turbia provocaba rechazo.

Durante las pruebas de bombeo se tuvo la oportunidad de enseñarle al operador del pozo como desviar la línea a descarga libre para purga e inspección y solo mandar al tanque después de unos minutos de bombeo, cuando ha clarificado, con lo que estos problemas han quedado resueltos.

Otra razón por la cual se necesita a un especialista en perforación de pozos, es porque se debe muestrear la roca que atraviese la perforación para ayudar a esclarecer las causas de contaminación salina en pozos anteriores. Como la formación Caimito presente es de origen marino, no sería extraño que guardara bolsones aislados de ese origen, sin embargo también puede tratarse de mineralización, producto de lavas con escoria, tobas u otros productos volcánicos, algunos minerales dan sabores supuestamente salado y se trata de hierro y azufre de la pirita, por ejemplo, que tienen restricciones en aguas para consumo humano.

5.3.3.3 COMUNIDAD DE LAS YAYAS AFUERA

La necesidad primordial en esta comunidad en materia de abastecimiento de agua es la restauración o reemplazo del pozo CQ-2 ubicado en la plaza frente al sub centro de salud, y así poder equiparlo con una nueva bomba sumergible, recuperando su capacidad operativa. Durante la ejecución de la prueba de bombeo del pozo CQ-3, se nos informo que la bomba del pozo dañado fue afectada por un tramo de tubería caído dentro del mismo anteriormente, con lo cual aportamos como donación los servicios de nuestro equipo portátil para rescate de bombas y accesorios en pozos, encontrando que se trataba realmente de un derrumbe a la profundidad de 80 pies, donde sobresale unas 2 a 3 pulgadas la punta de una roca.

Considerando que el pozo es de 6 pulgadas, la obstrucción es significativa, aunque objetos de sondeo de 3 pulgadas bajan libremente luego de este paso estrecho hasta los 104 pies. No debemos olvidar que se tienen referencias de que este pozo contaba originalmente con 160 pies, indicando que con 56 pies de escombros, de complicación adicional tenemos el tubo caído de 20 pies y diámetro desconocido, las labores de reconstrucción pueden ser difíciles, con riesgo de que la herramienta de corte quede atorada.

En tales casos resulta más conveniente hacer un pozo al lado, más o menos a unos 10 metros procurando tener los beneficios de un mejor diseño, que el del pozo derrumbado. Aconsejamos, adoptar la práctica de especificar y verificar que cada nuevo pozo esté forrado debidamente de la boca al fondo, y que tenga instalado el filtro de grava fina, (# 5).

5.3.3.4 COMUNIDAD DE ALTOS DEL JOBO

Las necesidades inmediatas del sistema de abastecimiento de agua en esta comunidad son la adquisición de una planta generadora de energía para activar una bomba sumergible de 3 HP, que ya tienen instalada en pozo alternativo, provisto de caseta y demás accesorios. Para hacer llegar el agua al tanque de reserva, se les deberá facilitar unos 800 metros lineales de tubería PVC de 2 pulgadas de diámetro con accesorios menores de acople.

En segunda instancia se deberá considerar la construcción de un nuevo tanque de reserva, para aumentar la actual capacidad de 5,000 galones a un total de 10,000 galones, ubicándolo preferentemente al lado del tanque existente, que esta en buen estado y donde hay espacio disponible para esta obra.

Para futuras expansiones se deberá intentar profundizar los pozos existentes algunos metros por debajo de la elevación de 106 metros, ya que actualmente los pozos toman reservas de bolsones aislados de aguas como puede observarse en el mapa hidrogeológico, parte de este informe, que son fácilmente abatibles, provocando agotamiento en ausencia de lluvias por falta de recarga periférica. Las profundidades en cuestión estarían entre los 180 y 200 pies, para utilizar la medida comercial de perforación. Decimos intentar profundizar, debido a que en algunos casos los pozos no tienen la estabilidad suficiente y no permiten realizar profundizaciones.

Se investigó con métodos geofísicos un pequeño valle frente al tanque de reserva que puede utilizarse para la instalación de una eventual nueva fuente de captación.