

29439

# AMPLIACION DE LAS OBRAS DE CAPTACION Y CONDUCCION DE AGUA POTABLE

VILLA MERCEDES  
PCIA DE SAN LUIS

CATALOGADO

<sup>0</sup>  
F. 331.9

L 26a

Inf Fin. Def

II

SEGUNDO INFORME  
TOMO I TEXTOS

## INDICE GENERAL

### Capítulo 1: Análisis Demográfico

- 1.1.- Desarrollo Area de Riego
- 1.2.- Desarrollo Area Industrial
- 1.3.- Desarrollo Urbano
- 1.4.- Fijación de la Población Futura e Intermedias
- 1.5.- Dotación Futura e Intermedias
- 1.6.- Proyección de la Demanda
- 1.7.- Radio a Servir en el Período de Diseño

### Capítulo 2: Diagnóstico de la Situación Actual

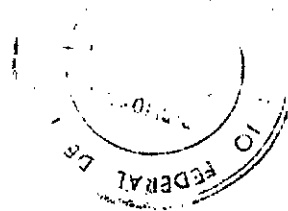
- 2.1.- Fuentes Subálveas y Subterráneas.  
Obras de Captación Existentes.
  - 2.1.1.- Subálveas
  - 2.1.2.- Subterráneas
- 2.2.- Obras de Conducción Existentes
- 2.3.- Obras de Almacenaje Existentes.

### Capítulo 3: Estudio de Posibles Fuentes de Captación

- 3.1.- Fuentes Subálveas
  - 3.1.1.- Conclusiones
- 3.2.- Fuentes subterráneas
  - 3.2.1.- Hidrogeología
  - 3.2.2.- Hidroquímica
  - 3.2.3.- Conclusiones
- 3.3.- Fuentes superficiales

### Capítulo 4: Planteo de Alternativos - Estudio de Partes

- 4.1.- Captación
  - 4.1.1.- Captación para Fuentes Subálveas
    - 4.1.1.1.- Variante con Canal Secundario Derivador a Toma Nueva
    - 4.1.1.2.- Variante sin Canal Secundario Derivador a Toma Nueva
  - 4.1.2.- Captación para Fuentes Subterráneas
    - 4.1.2.1.- Estimación de Caudales Probables
    - 4.1.2.2.- Conclusiones
    - 4.1.2.3.- Ensayos Realizados
  - 4.1.3.- Obras de Toma para Fuentes Superficiales
    - 4.1.3.1.- Toma sobre el Canal Revestido



- 4.1.3.2.- Toma sobre Dique Vulpiani
- 4.2.- Potabilización del Agua
  - 4.2.1.- Agua del Subálveo
  - 4.2.2.- Aguas Subterráneas
  - 4.2.5.- Agua Superficial
- 4.3.- Obras de Conducción
  - 4.3.1.- Acueductos Actuales
    - 4.3.1.1.- Captación teórica de los -  
Acueductos
    - 4.3.1.2.- Capacidad real de los Acueductos
    - 4.3.1.3.- Comparación de Resultados
    - 4.3.1.4.- Recorrido de los Acueductos
  - 4.3.2.- Construcción de Nuevos Acueductos
    - 4.3.2.1.- Traza de Acueductos Existentes
    - 4.3.2.1.- Variante de traza en Segundo Tramo
- 4.4.- Obras de Regulación y Reserva
  - 4.4.1.- Obras de Regulación
  - 4.4.2.- Obras de Reserva
    - 4.4.2.1.- Fijación de tiempos equivalentes de Reserva
    - 4.4.2.2.- Fijación de Años de incorporación de las Reservas

## Capítulo 5: Costos de Alternativas

### 5.1.- Desarrollo de Alternativas

#### 5.1.1.- Alternativa 1 - Captación y tratamiento de agua superficial

##### 5.1.1.1.- Alternativa 1 - Variante 1 - Captación de agua sobre canal revestido

###### 5.1.1.1.1.- Conducto de Aducción

###### 5.1.1.1.2.- Tratamiento del Agua

##### 5.1.1.2.- Alternativa 1 - Variante 2 - Captación de agua sobre Dique Vulpiani

###### 5.1.1.2.1.- Bombeo y Acueducto de Impulsión

###### 5.1.1.2.2.- Planta de Tratamiento

###### 5.1.1.2.3.- Acueducto Reserva - Tanque Elevado

###### 5.1.1.2.4.- Reservas

#### 5.1.2.- Alternativa 2 - Captación de Agua Subterránea

##### 5.1.2.1.- Alternativa 2 - Variante 1 - Captación sobre margen izquierda del Río Quinto

###### 5.1.2.1.1.- Batería de Pozos

###### 5.1.2.1.2.- Cañería de Impulsión

###### 5.1.2.1.3.- Reserva

##### 5.1.2.2.- Alternativa 2 - Variante 2 - Captación sobre margen derecha del Río Quinto.

###### 5.1.2.2.1.- Batería de Pozos

5.1.2.2.2.- Cañería de Impulsión

5.1.2.2.3.- Reserva

5.1.3.- Alternativa 3 - Captación de agua Subálvea

5.1.3.1.- Alternativa 3 - Variante 1 : Ampliación de Cañería Filtrante en Toma Vieja, con canal derivador en Toma Nueva

5.1.3.2.- Alternativa 3 - Variante 2 - Ampliación de Cañería Filtrante en Toma Vieja, sin canal derivador en Toma Nueva

5.1.3.3.- Acueducto

5.1.3.4.- Reserva

5.2.- Desarrollo de los costos de implantación y anuales de las alternativas

5.2.1.- Alternativa 1

5.2.2.- Alternativa 2

5.2.3.- Alternativa 3

5.2.4.- Comparación de Costos Totales Anuales

## Capítulo 6: Comparación y Selección de Alternativas

6.1.- Comparación de Alternativas

6.2.- Selección de Alternativas

6.3.- Propuesta - Pautas Específicas

## Capítulo 7: Alternativa Definida

## INDICE DE CUADROS

1.4/1	Población de Proyecto Final e Intermedias.
1.5/1	Dotación de Proyecto, Final e Intermedias
1.6/1	Consumo Medio diario, Final e Intermedios
1.7/1	Densidad de Población por Areas.
3.1/1	Caudales específicos de los radiales
3.1/2	Capacidad de captación de las Tomas
4.3.1/1	Análisis de agua
4.3.1/2	Análisis de agua
4.3.1/3	Resumen de anexos
4.3.1.3/1	Capacidad de conducción de los acueductos
5.4/1	Inversiones totales por alternativas
5.4/2	Gastos de operación y mantenimiento
6.1/1	Valor presente total por alternativas
6.1/2	Captación subterránea. Inversiones por etapas
6.1/3	Captación del subálveo. Inversiones por etapas
6.2/1	Captación subterránea y subálvea.
	Inversiones acumuladas.
7.1/2	Etapas de implantación del Proyecto

## CONTENIDO:

- 1.1.- Desarrollo Area de Riego
- 1.2.- Desarrollo Area Industrial
- 1.3.- Desarrollo Urbano
- 1.4.- Fijación de la Población Futura  
Intermedias
- 1.5.- Dotación Futura e Intermedias
- 1.6.- Proyección de la Demanda
- 1.7.- Radio a Servir en el Período  
de Diseño



## 1.- ANALISIS DEMOGRAFICO

En capitulos 3, 4 y 5 del Primer Informe Parcial (P.I.P.) se efectuó, en posesión de la información disponible, un análisis detallado sobre el impacto que el desarrollo de las áreas urbana, industrial y agraria podría tener en la evolución global de la ciudad de Villa Mercedes.

Con referencia específicamente a la provisión de agua potable, el análisis se centraba en el aspecto poblacional y espacial.

### 1.1.- Desarrollo Area de Riego

Con respecto al área de riego se establecía que "la población rural...no puede estimarse como "consumidora directa" dentro del período de diseño..Se hace necesaria, sin embargo, su consideración por el impacto que sobre la población en general, provocaría al conjunto de familias a radicarse en la zona de influencia de Mercedes".

Sobre la base de una serie de supuestos tendientes a superar vacíos de información se llegó a estimar la población de la zona agrícola de influencia de Villa Mercedes en la cantidad de 2.800 habitantes. Esta cantidad, en el porcentaje en que pudiera constituirse en "consumidora directa" (estudiantes, radicación temporaria en la ciudad, etc.) es poco significativa

para el análisis demográfico que se efectuó.

En lo espacial esta población no puede ser tenida en cuenta por asentarse en zona alejada del radio servido y alto grado de dispersión.

#### 1.2.- Desarrollo Area Industrial

En el área industrial, se demuestra en dicho trabajo la amplia dispersión del personal ocupado que tiene el conjunto de la industria. Excluidos del análisis dos establecimientos (Frigorífico La Morocha y Molino Fenix) que "entre ambos ocupan el 82% del total del personal ocupado por la industria", "el resto marca una amplia dispersión en la actividad. Aún así, este resto de establecimientos tienen un promedio de personal ocupado de 10,27 personas/establecimiento. Índice éste que es el doble del promedio provincial".

En punto 4.3.P.I.P. se analizan las previsiones de radicación industrial en Villa Mercedes. Sobre la base de estas posibilidades y en función de los datos existentes en los organismos provinciales, se estimó la demanda global de agua que involucraban los proyectos.

A los efectos de no sobredimensionar instalaciones básicas por la incorporación de las industrias, se desagregó de sus requerimientos el agua destinada al consumo industrial y sólo se evaluó el agua de consumo humano de las industrias. Al

año 2010 el requerimiento en tal concepto arrojó la cantidad de 666 m<sup>3</sup>/día.

Este consumo se inserta, en la propuesta efectuada en el consumo de una distribución homogénea y diferencial por zonas, de la población actual y del incremento de población al final del período de diseño.

En lo espacial se fijó como área a servir la marcada en plano 4.4/1 del Primer Informe Parcial (entre la ruta y la vía férrea) desagregándose las industrias a radicarse en la zona I<sub>e</sub> y la fábrica FATE por su dispersión.

Todo ello se condensa en la propuesta general que se efectúa en los puntos 1.6 Proyección de la Demanda y 1.7 Radio a servir para, el horizonte de 30 años.

### 1.3.- Desarrollo Urbano

En Capítulo 5, P.I.P., se desarrolla el tema del desarrollo urbano de Villa Mercedes.

Se pone énfasis en la reciente promulgación del Código de Planeamiento Municipal que establecía la "elección de una alternativa de crecimiento físico de la ciudad, en densidad y extensión" así como la "definición de los usos del suelo, considerando especialmente las medidas adoptadas sobre incentivación de la radicación industrial".

Se establece la zonificación del éjido Municipal

en sectores comercial, residencial, industrial, agropecuaria, industrial exclusivo, verde público, reserva urbana y verde semipúblico. Plano 5.2/1 P.I.P.

En lo espacial el Informe proponía una expansión previsible de la ciudad. Plano 5.3/1 P.I.P. y en lo poblacional se proponía una distribución del aumento de población según se indica en dicho capítulo.

Este criterio, que mereciera la correspondiente aprobación, se vuelca en las consideraciones que se efectúan al establecer el Radio a servir para el horizonte de 30 años, vale decir para el año 2010, punto 1.7.

#### 1.4.- Fijación de la Población Futura e Intermedias

Con el objeto de definir la población futura de proyecto al año 2010, ( $P_{2010}$ ), adoptaremos una posición intermedia entre las hipótesis de fecundidad constante y fecundidad descendente en función del tiempo, ya determinadas en Capítulo 2, Primera Parte. (ver cuadro 2/8 del mismo).

Dentro de esta tesitura de trabajo, un criterio consistiría en tomar las poblaciones límites establecidas en las dos hipótesis mencionadas que corresponden a las cantidades de 85.602 y 64.096 habitantes con lo que el promedio sería:

$$P_{f1} (85.602 + 64.096) / 2 = 74.849 \text{ hab.}$$

El otro criterio toma los datos referentes a las migraciones internas para ambas hipótesis, 79.403 y 71.032 habitantes respectivamente, de lo que resulta un promedio de población futura:

$$P_{f2} = (79.403 + 71.032) / 2 = 75.218 \text{ hab.}$$

El promedio de ambos criterios nos daría la cifra de 75.035 habitantes. Para nuestro caso adoptaremos:

$$P_f = 75.000 \text{ hab.}$$

Con idéntico parecer se han calculado, redondeado y adoptado, las cifras para poblaciones intermedias de los años 1985, 1990 y 2000 que se consignan en Cuadro 1.4/1.

#### 1.5.- Dotación Futura e Intermedias

En Cuadro 1.5/1 se han transcripto las dotaciones correspondientes a los mismos períodos intermedios, ya determinados en Capítulo 6 del Primer Informa Parcial. Se ha adoptado para el año 2010 la dotación de 360 l/hab. día.

#### 1.6.- Proyección de la Demanda

En función de los datos anteriores se procedió a confeccionar un cuadro de la proyección de la demanda final en intermedias en correspondencia con los años ya citados.

Correspondió, para el año 2010, un consumo medio diario de 27.000 m<sup>3</sup>. Cuadro 1.6/1.

### 1.7.- Radio a Servir en el Período de Diseño

Aceptadas las proyecciones final e intermedias de la demanda, propuestas en el punto anterior, estamos en condiciones de establecer perfiles más definidos de las áreas urbanas donde ha de tener lugar esta evolución poblacional. Se completa, de esta manera, las propuestas del Capítulo 5, párrafo 3, Primer Informe Parcial.(P.I.P.)

De acuerdo con ello, se establecen tres zonas A, B y C donde se distribuyen el 60;20 y 20% respectivamente, del crecimiento de la población. Asimismo se asume que la población actual está distribuída en dichas zonas en 15;5 y 80% respectivamente.

En función de estos datos se llega a establecer la cantidad de habitantes que se radicarán en las mismas, en los años ya establecidos, todo lo cual se vuelca en Cuadro 1.7/1.

En el plano 1.7/2 se han delimitado las áreas, de terminándose las superficies correspondientes. Este dato permitió establecer las densidades que se consignan en Cuadro 1.7/1.

Entendemos de utilidad la "graficación" de estas conclusiones, pues ello contribuye a la visualización de los centros de gravedad de consumos y condicionan el eventual trazado de los acueductos y/o cañerías maestras.

Lo realizado para el año 2010 podrá realizarse, si  
guiendo el mismo método, para cualquiera de los años interme-  
dios.

CUADRO 1.4/1.

## VILLA MERCEDES-POBLACION DE PROYECTO FINAL E INTERMEDIAS

Año	Población Proyectada (hab.)
1985	55.400
1990	59.800
2000	67.700
2010	75.000

CUADRO 1.5/1

## VILLA MERCEDES- DOTACIONES DE PROYECTO, FINAL E INTERMEDIAS.

Año	Dotación (1/hab.día)
1985	210
1990	252
2000	320
2010	360



CUADRO 1.6/1

CONSUMO MEDIO DIARIO FINAL E INTERMEDIOS

Año	Población Hab.	Dotación 1/ H.d.	Consumo Medio Diario m <sup>3</sup> /d.	Consumo Medio Horario m <sup>3</sup> /h	Consumo Medio Anual m <sup>3</sup> /año
1985	55.400	210	11.634	485	4.246.410.-
1990	59.800	252	15.070	628	5.500.004.-
2000	67.700	320	21.664	903	7.907.360.-
2010	75.000	360	27.000	1.125	9.855.000.-

# Densidad de Población por Areas Básicas de Crecimiento Urbano.-

Zona	Año	Población s/ población total %	Población actual nº. habit.	Incremento de población %	Incremento de población nº. habit.	Población final en el area nº. habit.	Superficie (Ha.)	Densidad hab./ Ha.
A	85	15	7.628	60	2.726	10.354	493,32	21
	90				5.366	12.994		26
	00				10.106	17.734		36
	10				14.486	22.114		45
B	85	5	2.543	20	909	3.452	455,50	8
	90				1.789	4.332		10
	00				3.369	5.912		13
	10				4.829	7.372		16
C	85	80	40.685	20	909	41.594	715,98	58
	90				1.789	42.474		59
	00				3.369	44.054		62
	10				4.829	45.514		64

## CONTENIDO:

- 2.1.- Fuentes Subálveas y Subterráneas Alveas.  
Obras de Captación Existentes.
  - 2.1.1. - Subálveas
  - 2.1.2. - Subterráneas
- 2.2.-- Obras de Conducción Existentes
- 2.3.- Obras de Almacenaje Existentes.

## 2.- DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL

### 2.1.- Fuentes Subálveas y Subterráneas Actuales. Obras de Captación Existentes.

#### 2.1.1.- Subálveas

Como ya se explicará en el punto 7.2.2.1.P.I.P., las fuentes básicas de provisión de agua potable a Villa Mercedes la constituyen unas baterías de galerías emplazadas en la Toma Vieja (13 km. de la ciudad) y la Toma Nueva (15 km. de la ciudad), sobre el Río Quinto.

Se instalaron sobre esta última una serie de radiales, ya descriptos, que demostraron tener un mayor rendimiento que las construcciones tradicionales (galerías) a punto tal que, luego de un tiempo, se decide instalar una cañería filtrante similar en la Toma Vieja.

Es del caso señalar que algo menos del 50% lo constituye el agua subálvea ya que el resto es el agua superficial que ingresa directamente filtrada por el lecho del río a las cañerías colectoras.

Las instalaciones viejas sumaron al año 1940 la cantidad de 215 l/s. El rendimiento promedio para el año 1978 fue del orden de los 65,5 l/s que representa el 30% del caudal inicial.

Para el conjunto de radiales de la Toma Nueva, con

tamos con dos registros históricos (1940-1942): uno de ellos que acusa 440 l/s y el otro 162 l/s. No se precisan las fechas en que fueron realizados los mismos.

De cualquier manera, el promedio de 88 l/s registrado para el año 1978 acusa una disminución del 80% con respecto al primero de esos registros y del 46% respecto del segundo. Cualquiera sea el dato de referencia que adoptemos, se observa que la pérdida de rendimiento es sustancial.

Es éste un aspecto que ha de ponderarse en oportunidad de estudiar el subálveo como posible fuente de captación.

El estado de conservación es aceptable pudiéndose objetar, en todo caso, la acumulación excesiva de arena infiltrada en las cámaras. No obstante, ello no constituye inconveniente que no pueda salvarse con mayor asignación de recursos de mantenimiento.

No es de descartar, con la regulación que implica el Dique Paso de las Carretas, la necesidad futura de ubicar pantallas-guías del flujo sobre el lecho del río, en correspondencia con los radiales. En el presente trabajo no se aborda esta posibilidad aunque sí se deja planteado como eventual necesidad futura.

Dentro del panorama de acentuada disminución del rendimiento de las galerías filtrantes, se ubica otro problema como el canal derivador del Dique Paso de las Carretas que, al

desembocar en el cauce del Río Quinto en las proximidades del puente carretero, lo hace aguas abajo del emplazamiento de la Toma Nueva.

Se estima que una vez habilitado el canal mencionado, la suerte de la Toma Nueva queda librada al manejo que se haga del Dique Paso de las Carretas. Ver plano 8.1.2/2 P.I. P. de recorrido general y plano de detalle 8.1.4/1 de dicho Primer Informe Parcial.

En el mismo afirmábamos que: "No se cuenta al presente, con información documental sobre los caudales que serán desviados al cauce del río y aquéllos que se derivarán al canal. Los primeros serán los que deben asegurar una corriente continua sobre los radiales de la Toma Nueva y galerías de la Toma Vieja".

"La alternativa estudiada, de concluir el canal en su encuentro con el cauce a la altura del puente carretero, asegura caudales de pasaje a la altura de la Toma Vieja, pero subsiste el problema en la Toma Nueva".

En previsión de las alternativas que se indican por plano 4.1.1/1 la Dirección de Obras del Canal dejó sin hormigonar un paño de 8 m. de longitud a efectos de empalmar un ramal que desemboque sobre el cauce aguas arriba de los radiales con el fin de que éstos no queden "en seco".

Se plantean ahora tres variantes o alternativas,

que denominaremos 1; 2 y 3, para llevar agua del canal principal aguas arriba de los radiales de la Toma Nueva. 1

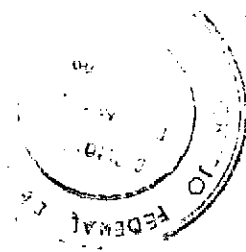
Tanto la alternativa 1, como la 2 ya habían sido manejadas por las autoridades locales y de ello existe documentación en el ámbito de O.S.N. y de la D.P.A. (ver planos 8.1.2/2; 8.1.4/1 y 8.1.4/2 del P.I.P.).

La alternativa 2 se considera riesgosa por cuanto no asegura suficiente recorrido de las aguas volcadas en el cauce para insumirse en el subálveo y producir, por lo menos, un rendimiento similar al que existe actualmente.

Es necesario tener presente que las cañerías filtrantes están asentadas o "encajonadas" en la tosca, bien por debajo del lecho natural de arena del río.

La alternativa 1, si bien asegura una prudente longitud de escurrimiento y por tanto, de filtración en el subálveo, supone un recorrido del orden de los 2.400 m de canal. Como ventaja no despreciable debe apuntarse que no atraviesa los terrenos de la próxima implantación industrial de F.A.T.E.

La alternativa 3, consta de 1.600 m de longitud y su descarga se produce en el mismo punto que la alternativa anterior. Reúne por tanto, los aspectos positivos de ofrecer menor recorrido y dar suficiente espacio de infiltración al agua derivada, antes de su captación por los radiales de la



Toma Nueva.

Opera en contra de esta variante el hecho de que atraviase los terrenos de F.A.T.E. y de ~~ja~~ la factibilidad de la obra supeditada a imposiciones de ~~servidumbre~~ cuando no de expropiación. Por otra parte, superada ~~esta~~ instancia, el paso de un canal conductor de agua a través de un establecimiento industrial deja siempre latente ~~la~~ incertidumbre de que el canal pueda aprovecharse, siquiera ~~eventualmente~~, para el volcamiento de líquidos residuales contaminados.

De este tramo se efectuó una ~~medición~~ y nueva ni velación, debiendo dejarse ~~constancia~~ que ~~la~~ cota intermedia sobre bosque cerrado, se estableció ~~expeditivamente~~ por las condiciones desfavorables que ofrecía ~~para~~ el trabajo. A los efectos comparativos, se agrega el perfil de plano 4.1.1/2.

La flojedad del terreno a atravesar determina que, despues de la primera excavación, se ~~deba~~ efectuar relleno con tierra seleccionada para efectuar una ~~compactación~~ previa al hormigonado del canal.

De acuerdo con las consultas efectuadas a la empresa constructora del actual canal, los ~~costos~~ unitarios a la fecha del presente informe, son:

Canal propiamente dicho	750.000 \$/m lineal
Movimiento de tierra y compactación	160.000 \$/m lineal
TOTAL	910.000 \$/m lineal



La variante 3, por las características del terreno que atraviesa (previo desmonte y limpieza de árboles y maleza) elevaría el costo correspondiente al movimiento de tierras aproximadamente en un 10%, con lo que su costo unitario total ascendería a unos 925.000 \$/m.

En este orden de ideas, la realización de la variante o Alternativa 1 de aguas al cauce del río, importaría un costo de \$ 2.184.000.000, en tanto la Alternativa 3 ascendería a \$ 1.480.000.000.

Si bien la Alternativa 1 es superior en un 33% al costo de la Alternativa 3, las circunstancias legales a superar (expropiación) así como razones de carácter sanitario (posibilidad de eventuales contaminación) nos lleva a expedirnos por la alternativa más costosa.

Entendemos del caso dejar apuntado aquí la inquietud de extremar todas las medidas tendientes a preservar la contaminación del río por posibles descargas de F.A.T.E. que se realizarían siempre aguas arriba de la Toma Vieja. Todo ello en consideración a los elementos contaminantes relativamente estables y de difícil remoción que caracteriza los desagues de este tipo de industrias.

#### 2.1.2.- Subterráneas

En el casco de la ciudad se realizaron tres perfo

raciones de las cuales sólo una permanece en servicio. No es casual que ésta, la perforación N° 1, según los registros de O.S.N., sea la más cercana al cauce del Río Quinto. Tanto en calidad como en rendimiento resultó ser la de características más parejas en el tiempo. Las perforaciones 3 y 2, especialmente esta última ubicada 25 cuabras al norte de la perforación 1, se acercan a la zona considerada como de aguas subterráneas ineptas según los estudios de la Dirección Provincial de Agua. Ver Plano N° 3.2.1/1.

Las exigencias de servicio así como la imposibilidad de encarar estudios y construcción de grandes obras básicas, con su consiguiente erogación, determinó que los sectores públicos interesados en el tema ampliarán el servicio insistiendo en este tipo de captación que demostró, por otra parte, su flexibilidad para ser encarado gradual y paulatinamente.

Se construyen entonces las perforaciones 4, 5 y 6 (estas últimas de reciente habilitación) que, al día de la fecha, alumbran caudales del orden de los 125; 100 y 110 m<sup>3</sup>/h respectivamente. El primero de ellos se emplaza en la Toma Vieja y los dos últimos en la Toma Nueva aprovechándose, para la conducción de sus caudales, la capacidad ociosa de los acueductos por disminución del rendimiento de las galerías.

Por último, cabe mencionar que la Provincia está realizando trabajos de perforación tendientes a independizar

la provisión de agua a Justo Daract del sistema de Villa Mercedes. La importancia de ello radica en que, a breve plazo, el Pozo N° 1 que durante los veranos se destinaba exclusivamente al abastecimiento de la primera de las localidades nombradas, se incorporará de lleno al servicio de Mercedes, precisamente en época de gran necesidad.

## 2.2.- Obras de Conducción Existentes

Nos encontramos con lo ya planteado en punto 7.2.1.2. P.I. P..

El caudal captado en las Tomas es conducido a Villa Mercedes, previo pase por un Depósito de Reserva, mediante dos conductos de recorrido paralelo construido en épocas diferentes. Plano 7.2.1/5 P.I.P.

El acueducto viejo fue construido en el año 1915, es de hierro fundido en toda su longitud (13.534 m) y su diámetro es de 0.450 m.

El acueducto nuevo fue habilitado en 1943. Parte de la Toma Nueva hasta la Toma Vieja en concreto simple, con 0,650 m de diámetro. Este tramo está construido en túnel.

Desde la Cámara de Enlace, ubicada en la Toma Vieja, hasta el Depósito de Reserva (6.300 m) se instaló en cañería de conducto simple y 0,500 m de diámetro, salvo un tramo de

300 m en F°F°, construído para atravesar el río. A partir del Depósito de Reserva, el Acueducto Nuevo continúa en cañería de C.S y 0,500 m de diámetro. Los últimos 4.450 m antes de su llegada al Tanque Elevado se construyen en cañería de F°C° de 0,400 m de diámetro. La longitud total del acueducto es de 14.928 m.

La antigüedad de ambos acueductos, 65 y 38 años respectivamente, exime de mayores comentarios sobre la necesidad de su reemplazo, si han de seguir constituyendo la obra de conducción de cualquier alternativa que exija de sus servicios.

El más nuevo de ambos, del que cabría esperar un comportamiento más satisfactorio, ha debido ser reforzado con H° A° en un tramo de 1000 m inmediatamente antes de su llegada al Depósito de Reserva. Por otra parte, según informes del personal del Distrito y de funcionarios técnicos de la ex Regional Cuyo O.S.N., a cuyo cargo estaba la supervisión técnica del servicio, es imposible ponerlo bajo carga por cuanto comienza a perder por varios sectores.

Asimismo, en ambos, las excesivas tapadas de algunos tramos (6-8 m) dejan siempre un margen de inseguridad respecto de un eficiente mantenimiento o rapidez de reparación de una rotura en correspondencia con dichos tramos.

### 2.3.- Obras de Almacenaje Existentes

La reserva con que cuenta el servicio, descripta en el punto 7.2.1.3. P.I.P., es de una capacidad de  $6.300 \text{ m}^3$ .

Por otra parte, el Tanque Elevado ubicado en pleno casco céntrico de la ciudad, cuenta con una capacidad de  $3.000 \text{ m}^3$ , apreciable para este tipo de instalaciones.

Al respecto se afirma en el punto mencionado: "El tanque Elevado que por su capacidad de  $3.000 \text{ m}^3$ , pudo haber constituido una verdadera obra de reserva para el nivel de consumo de la población de Villa Mercedes en la época de su habilitación, año 1924, es hoy un mero distribuidor y nivelador de la presión de servicio".

En cierta manera, las exigencias de servicio han determinado que el Tanque de Reserva también mezclara sus roles ya que, por una conexión directa sobre el Acueducto Viejo, se lleva mediante cañería de 0.250 m de diámetro, refuerzo de provisión de agua a la zona del Barrio Estación.

Si adoptamos el volumen de reserva correspondiente al Depósito Semienterrado, la capacidad equivalente en horas del consumo medio actual sobre la base del consumo establecido en Cuadro 6.3/1 de  $5.500.000 \text{ m}^3/\text{año}$  o su equivalente de  $628 \text{ m}^3/\text{h}$ , será:

$$T = 6.300 \text{ m}^3 \div 628 \text{ m}^3/\text{h} = 10 \text{ hs.}$$

En función de lo ya expuesto, respecto de la vulnerabilidad de los acueductos, es de destacar que las reservas con que cuenta hoy el Servicio de Provisión de Agua a Villa Mercedes es insuficiente.

Extremando el análisis e incorporando como reserva la mitad de la capacidad del Tanque Elevado ( $1.500 \text{ m}^3$ ) y el aporte durante 10 hs del Pozo N° 1 ( $800 \text{ m}^3$ ), el tiempo equivalente de la reserva asciende a 13,5 hs. Estamos en los límites inferiores del volumen de reserva equivalente aceptable para este tipo de servicios (12 a 24 hs.) Esta reserva se constituye en crítica si atendemos a la obsolescencia de las instalaciones de conducción.

Por lo demás, el Depósito de Reserva se encuentra en aceptable estado de conservación.

Como una disgresión del objetivo central del trabajo y nacido de nuestra preocupación por la categoría de "vulnerable" que asignamos al servicio, nos hemos planteado la emergencia de una rotura del acueducto. En tal caso, se nos planteó el interrogante de las posibilidades de tiempo que le asiste al personal de mantenimiento para efectuar la correspondiente reparación.

En un caso de emergencia como el supuesto, es indudable que debemos contar con el volumen almacenado en acueductos.

El caso más probable es la rotura del acueducto nuevo en el tramo que va del Depósito de Reserva hasta el Tanque Elevado. En esta suposición, el volumen de agua almacenado es el de ambos acueductos en el tramo que va de las Tomas hasta la Reserva ( $1000 + 1700 \text{ m}^3$ ) y el tramo del acueducto viejo desde el Depósito de Reserva hasta el Tanque Elevado ( $1.100 \text{ m}^3$ ). Ellos suman  $3800 \text{ m}^3$  en total.

Tendremos en este caso de emergencia, los  $6300 \text{ m}^3$  del Depósito de Reserva, los  $1500 \text{ m}^3$  adoptados del Tanque Elevado y los  $3800 \text{ m}^3$  de los acueductos. Total:  $11.600 \text{ m}^3$ .

Esta reserva supone un tiempo equivalente del consumo medio de 18,5 hs. A ello debemos sumar el aporte del Pozo N° 1, que no depende en su provisión de ninguno de los acueductos y que, en unas 20 hs., contribuye con  $1600 \text{ m}^3$ . Ello eleva el tiempo equivalente en la cantidad de 2,5 hs. con lo que el tiempo total disponible (para el consumo medio) es de 21 hs.

Si la rotura se produjera en un día medio del verano, este tiempo disponible se reduce a  $21 \text{ h} / 1.5 = 14 \text{ hs.}$

Si pensamos en los tiempos que insumen el aviso de la falla, la detección exacta del punto de la misma, organización de la cuadrilla de trabajo, aviso a la población y toma de las decisiones para restringir el consumo, transporte

e instalación en el obrador, consecución y envío de los materiales que se supone van a usarse, puesta en marcha del sistema, reestablecimiento del funcionamiento de los acueductos, etc., podemos notar que se reduce a pocas horas el tiempo neto de destape de la cañería y reparación, sin contar con imprevistos que surjan tanto en el desarrollo de las tareas, como en la naturaleza de la avería misma.

Si bien hemos calificado estos últimos párrafos de digresión respecto del objetivo central del trabajo, no deja de constituir un llamado de atención acerca de la vulnerabilidad del servicio.



## CONTENIDO:

- 3.1.- Fuentes Subálveas
  - 3.1.1. - Conclusiones
- 3.2.- Fuentes subterráneas
  - 3.2.1. - Hidrogeología
  - 3.2.2. - Hidroquímica
  - 3.2.3. - Conclusiones
- 3.3.- Fuentes superficiales

### 3.-ESTUDIO DE POSIBLES FUENTES DE CAPTACION

#### 3.1.- Fuentes Subálveas

Cualquier alternativa que se base en este tipo de captación deberá considerar el rendimiento específico de las cañerías filtrantes. Es así que se han efectuado con fecha 22/4/81; 23/4/81 y 27/4/81 mediciones directas de los caudales para distintas condiciones del río a los efectos comparativos que permitieran la adopción de su caudal específico. Los resultados se consignan en Cuadro 3.1/1.

En dicho cuadro puede observarse la incidencia del tirante de agua del río por encima de los radiales, así como el comportamiento anómalo del radial III, que acusó rendimientos sensibles menores (la mitad aproximadamente) al de los restantes radiales. Posteriormente se comprobará que contenían arena infiltrada.

Por supuesto que estos rendimientos responden a épocas de lluvia, sin que se haga sentir todavía el efecto regulador del Dique Paso de las Carretas.

El promedio del rendimiento específico global de las tres mediciones efectuadas (0.20 ; 0,25 y 0.32 l/ml.seg) es de 0,256 l/ml.seg.

Esta magnitud guarda, para las condiciones en que se efectuó el aforo, relación aceptable con el rendimiento

específico correspondiente al año 1978, que resulta ser:  
Cuadro 3.1/2.-

$$R_{1978} = 38 \frac{l}{s} : 507 \text{ ml} = 0.173 \text{ l/ml.seg.}$$

Consideramos que este dato, con algún ajuste, al tomarse el subálveo como posible fuente de captación refleja, en grados aceptables de confiabilidad, el rendimiento específico global de las instalaciones de captación del agua subálvea del Río Quinto en el lugar en que están emplazadas.

#### 3.1.1.- Conclusiones

La experiencia en terreno demostró que el sistema implantado de pozos radiales (Toma Nueva) acusaba rendimiento superior al de las clásicas galerías filtrantes (Toma Vieja).-

Los datos disponibles indican disminución del rendimiento inicial de las instalaciones de captación del agua subálvea.

No existen datos suficientes que permitan cuantificar unívocamente esa disminución pero, en todo caso, la misma ha sido sustancial. (Ver 2.1.1).

De los aforos realizados se desprende la incidencia directa del tirante de agua por encima de los radia-

les, sobre el rendimiento específico de las cañerías filtran-  
tes. Los efectos reguladores del Dique Paso de las Carretas,  
una vez habilitado, pueden operar favorablemente sobre los  
rendimientos estacionales de dichas cañerías.

El rendimiento específico promedio para el  
año 1978 obtenido (0.173 l/m.seg) guarda relación de magnitud  
aceptable con los aforos efectuados.

Con algunos ajustes, el rendimiento de esta  
posible fuente de captación puede constituirse en dato confia-  
ble como base de cálculo para el estudio de la alternativa co-  
rrespondiente.

### 3.2.- Fuentes Subterráneas.

En función de lo expresado en el capítulo pre-  
cedente y a efectos de estudiar las posibilidades de esta fuen  
te, se hace referencia a las condiciones geológicas, hidrológicas,  
geomorfológicas, de la zona estricta bajo estudio teniendo en  
cuenta el marco regional del problema.

En el mapa 3.2./1 se presenta, a modo informatii  
vo, las condiciones de escurrimiento subterráneo del Rfo Quinto.  
En mapa 3.2/2 se presenta la misma información aplicada a la zo  
na de Villa Mercedes. De la misma manera se ha analizado la in-  
formación hidrometeorológica y fluviométrica a fin de lograr

valores aproximados del balance hidrológico de la cuenca. Toda esta información, que no hace directamente al objeto del presente trabajo, se verá reflejada en las conclusiones correspondientes.

### 3.2.1.- Hidrogeología

La base del sistema está constituida por el Basamento Cristalino, representado por metamorfitas gneisicas. A pesar de que es altamente probable que dicha unidad esté afectada por porosidad secundaria, a los fines del presente trabajo, se lo considera como Basamento Impermeable y como tal se le asigna caracter acuífugo. Este Basamento ha sido alcanzado por las perforaciones de Villa Mercedes D. H.20 (214 m bajo boca de pozo), D.P.P. 22 (192 m.b.b.d.p.), D.P.A.24 (246 m.b. b.d.p.) y D.P.A. 26 (174 m.b.b.d.p.). Directamente sobre el basamento se asienta un paquete sedimentario de espesor variable, condicionado por la profundidad del mismo, que está integrado por sedimentitas terciarias y cuaternarias.

El miembro más profundo, asignado a una edad terciaria, está representado por pelitas de color rojo, con predominios de arcillas y fracción limo subordinada, en las que se desarrollan algunas intercalaciones arenosas. El conjunto pasa gradualmente a la formación cuaternaria suprayacente. Su carácter puede considerarse localmente como acuitardo con

niveles acuíferos.

Rematando la secuencia, se anota la presencia de sedimentos cuaternarios compuestos por material psamítico predominante, acompañado muy frecuentemente por limos parcialmente consolidados y abundantes concreciones calcáreas que, en ocasiones, forman bancos con cierta continuidad areal. Hidráulicamente se comportan como acuíferos, existiendo niveles con permeabilidad relativamente más reducida.

A todo esto se ha efectuado una correlación hidroológica de perforaciones representativas, ubicadas en una línea de rumbo aproximado N-S y que se corresponde con las perforaciones D H 13, D H 20, D H 12, DH 3 y D H 11, según puede observarse en plano 3.2.1/1.

En dicho plano la unión de los puntos de ubicación de las mencionadas perforaciones determina la línea a-a'.

Observando el perfil de este trazo puede notarse, plano 3.2.1/2, que en correspondencia con la perforación D.H. 20 se destaca la presencia de dos niveles acuíferos profundos, de 154 a 168 mts. y de 190 a 214 mts. bajo boca de pozo (bbdp) respectivamente. Por razones técnicas no han sido ensayados oportunamente y no se conocen sus características hidráulicas. Respecto a la calidad química de las aguas, al no haberse obtenido muestras no se ha establecido fehacientemente su aptitud. La interpretación del electropersfilaje permite inferir va-

lores de permeabilidad y resistividad específica de los acuíferos en cuestión, similares a los que presentan los niveles acuíferos superiores.

La información correspondiente a los términos superiores, permite establecer una buena correlación de los niveles productivos. Desde el punto de vista hidrogeológico, se puede establecer la existencia de un acuífero único en el que se alternan niveles con distinta permeabilidad, originando una secuencia vertical de sectores productivos y otros que no lo son.

En algunos lugares se observa el desarrollo de intercalaciones de materiales de baja permeabilidad, que determinan la falsa impresión de estar en presencia de un número más elevado de acuíferos, pero la situación debe considerarse como consecuencia de la disposición espacial de los sedimentos ya mencionados.

Los estudios hidrogeológicos regionales realizados, indican que la recarga principal de los acuíferos se desarrolla en el sector de la cuenca comprendido entre Paso de las Carretas y Villa Reynolds.

Se produce a través de infiltraciones en los cauces de los arroyos y los ríos de carácter intermitente tributarios del Río Quinto en dicha zona, pero este último río constituye el principal aporte a las napas ya que, hasta las

inmediaciones de Reynolds, su comportamiento es francamente influente.

Además, viniendo del norte de Villa Mercedes, se aprecia una afluencia de agua subterránea desde una zona de recarga relativamente alejada.

Un rasgo geomorfológico que debe ser tenido en cuenta, lo constituye el evidente desplazamiento hacia el NE que ha experimentado el cauce del Río Quinto, desde aproximadamente su cruce con la Ruta Nacional N° 7, ya que su recorrido anterior describía un arco más amplio hacia el sur. Dicho desplazamiento ha determinado que la zona por la cual se ha producido, haya sido rellenada con material principalmente psamítico aportado por el mismo río, constituyendo un depósito de permeabilidad elevada y favoreciendo, en consecuencia, el almacenamiento y circulación de las aguas subterráneas.

Se agregan, en calidad de anexo, algunos perfiles y detalles de perforaciones existentes- Anexo 3.2.1/3 a 3.2.1/23, ordenados de acuerdo con la numeración de los esquemas de levantamiento.

De lo expuesto puede concluirse que:

a) El Río Quinto, en función de su carácter netamente influente, es el principal agente de recarga de los acuíferos presentes en el sector considerado. Esta situación es más acentuada en la margen derecha en virtud de la mayor



permeabilidad de los terrenos, siendo la calidad química de las aguas subterráneas en ese sector buena, como consecuencia, entre otros factores, de su dinámica relativamente elevada.

b) El fenómeno anterior, con efectos más atenuados debido a la menor conductividad hidráulica de los sedimentos, se reproduce en la margen izquierda y alcanza a contener y "desviar" la afluencia subterránea proveniente del norte. Este efecto se hace notar en la calidad química de las aguas subterráneas como se verá en el punto siguiente.

### 3.2.2.- Hidroquímica

La consideraremos desde el punto de vista de la aptitud química del agua para destinarla al consumo humano.

A tal fin se recopilaron los análisis químicos existentes en el archivo de la Dirección Provincial del Agua de San Luis que corresponden prácticamente a la totalidad de las perforaciones que la Dirección realizó en la zona, de la Empresa O.S.N. y algunas obras particulares. Copias de estos análisis se agregan como anexo 3.2.2/1 a 3.2.2/16.

Teniendo en cuenta las normas que fija O.S.N. para la aptitud del agua potable se confeccionaron mapas en los que se indican los contenidos de salinidad total, sulfatos, cloruros y dureza expresada en carbonato de calcio, delimitándo-

se zonas características.

A los efectos comparativos se reproduce parcialmente el cuadro de normas O.S.N. referente a los parámetros indicados. Cabe aclarar que, con respecto a los contenidos de Flúor , Arsénico, Nitritos y Nitratos, no se consideró necesaria la representación cartográfica de los mismos. La información al respecto es incompleta ya que, en numerosos análisis químicos, no han sido determinados estos elementos.

Cabe, también, consignar que en los casos que se determinaron estos parámetros, los valores estuvieron por debajo de los límites fijados por las citadas normas.

Características	Norma O.S.N. max. (mg/l)
Residuo filtrable a 180°C	2.000
Dureza total (en $\text{Co}_3\text{Ca}$ )	400
Cloruros	700
Sulfatos	300
Fluor	1,6
Arsénico	0,12

En el mapa 3.2.2/17 se volcaron los valores de salinidad total y se delimitaron zonas en las cuales las aguas

subterráneas poseen contenidos de menos de 1.000mg/l, de 1.000 a 2.000 mg/l y más de 2.000 mg/l.

En el mapa 3.2.2/18 se indicaron los contenidos en Sulfatos, limitándose zonas de acuerdo a la siguiente escala: menos de 200 mg/l, de 200 a 300 mg/l y mayor de 300 mg/l.

Se graficaron también las zonas con tenores de Cloruros en los siguientes rangos: menos de 200 mg/l, de 200 mg/l a 300 mg/l y mayor de 300 mg/l. Mapa 3.2.2/19.

Por último en el Mapa 3.2.2/20 se indican los contenidos en dureza total (expresada en  $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) con los siguientes rangos: menor de 200 mg/l, de 200 a 400 mg/l y mayor de 400 mg/l.

Del análisis de la cartografía elaborada surge que existen limitaciones en cuanto a la aptitud del agua en lo que respecta a: Salinidad total, Sulfatos y Durezas, localizándose el sector de aguas ineptas por lo general en la zona norte de la ciudad de Villa Mercedes.-

En correspondencia con el área urbana y sobre la margen izquierda del río, la calidad química del agua captada es aceptable, vale decir, se encuadra en las normas O.S.N. transcritas precedentemente.

### 3.2.3.- Resumen

En lo referente a las posibilidades de las fuentes subterráneas en lo que hace a sus condiciones hidrogeológicas generales, así como a sus condiciones hidroquímicas o aptitudes para destinársela eventualmente al consumo humano, lo expuesto permite sacar las conclusiones que se enuncian a continuación:

--Hidrogeológicamente se reconocen tres unidades: Basamento Cristalino (Acuífugo), Sedimentitas Terciarias (Acuitardo con niveles acuíferos) y Cuaternario (Acuífero con niveles acuitardos).

--Los niveles acuíferos profundos (Perforaciones D.H.N°20, N° 22 y N° 26) no han sido ensayados ni muestreados, por lo que se desconocen sus características hidráulicas y su calidad química.

--La interpretación de los electroperfilajes permite inferir condiciones similares a la de los niveles acuíferos menos profundos.

--En la Formación Cuaternaria se reconoce la existencia de un acuífero único con niveles productivos e improductivos.

--La recarga principal tiene su origen en el Río Quinto que presenta un carácter marcadamente influente.

--Los sucesivos cambios que ha experimentado el curso del Río Quinto ha determinado la existencia de un depósito sedimentario de elevada permeabilidad al sur del cauce actual, donde se reconocen las mejores condiciones hidráulicas químicas para el desarrollo de acuíferos importantes.

--En el sector de margen izquierda del Río Quinto la influencia de la recarga a partir del mismo, si bien aceptable, es más limitada que la anterior.

--Existen limitaciones para el uso del agua subterránea para consumo humano por contenidos excesivos de: Salinidad total, Sulfatos y Dureza en el sector norte de la margen izquierda, no así en margen derecha.

--Es incompleta la información sobre la presencia de oligoelementos nocivos.

--Debe completarse la información disponible si es que se desea efectuar un abastecimiento integral a la ciudad de Villa Mercedes no obstante lo cual, es factible proyectar obras de explotación en la zona indicada como apta en el Plano 3.2.1/1 que asegure normalmente el actual abastecimiento de agua a la ciudad.

### 3.3.- Fuentes Superficiales

En el capítulo 7 de nuestro P.I.P.habiamos apuntado que el Río Quinto, a la altura de Villa Mercedes, registra casi la mitad del caudal total para la provincia, con una marca promedio de  $6\text{m}^3/\text{s}$  para la totalidad de su cuenca activa.

"La cuenca se caracteriza por la irregularidad de sus derrames".

"El emplazamiento del Dique La Florida delimita una subcuenca aguas arriba.....que constituye la subcuenca más potente del Río Quinto".

Como la capacidad del Dique La Florida se ve, a menudo, superada por su subcuenca de influencia, se ha previsto la construcción del Dique Paso de las Carretas aguas abajo del mismo.

Otra de las misiones del Dique Paso de las Carretas, aparte de regular los caudales de crecienta de La Florida, es el de "regular los aportes de su cuenca propia".

Asimismo, "utilizar los anteriores caudales posibilitando el desarrollo agropecuario del área de Villa Mercedes, evitando la incertidumbre y la eventualidad del riego".

"Asegurar el abastecimiento de agua potable a la ciudad de Villa Mercedes y Justo Daract".-

Todo ello conforme a un cuadro más que aceptable de disponibilidad hídrica para la zona de Villa Mercedes y así se establece en las conclusiones que se transcriben en el punto 8.1.3-: "Las obras de Embalse y su incidencia en la disponibilidad del recurso superficial" P.I.P.

La conducción del agua del Dique Paso de las Carretas a través del Canal así como los volúmenes relativamente importantes dentro del total de requerimientos que compromete el uso doméstico, nos permite afirmar que estamos frente a una fuente de alta confiabilidad, tanto en lo que se refiere a volúmenes necesarios como a la seguridad y continuidad del abastecimiento. Ver Capítulo 10-P.I.P.

En lo referente a la calidad del recurso, no hay duda de que deberá ser sometida al tratamiento típico de las aguas superficiales, atendiendo especialmente a los aspectos de turbiedad y control bacteriológico de las mismas.

## CAUDALES ESPECIFICOS DE LOS RADIALES

Fecha del Aforo	Radiales	Caudal l/h	Caudal Especifico l/ml.s	Condiciones del Aforo
22 Marzo 1981	I y II	128.710	0.25	Cauce normal. Pelo agua 0.20 m. por encima del lecho.
	III	30.270	0.10	
	IV y V	209.700	0.20	
	Total	368.680	0.20	
23 Marzo 1981	I y II	143.510	0.28	Cauce en creciente Tirante del rio= 0.50 m
	IV	31.800	0.11	
	IV y V	277.460	0.27	
	Total	452.770	0.25	
27 Marzo 1981	I y II	158.980	0.31	Cauce crecido Tirante del rio= 1,0 m.
	III	52.040	0.18	
	IV y V	370.310	0.36	
	Total	581.330	0.32	

NOTA: Longitud de Radiales I y II= 140.36 m.

Idem III = 80.65 m

Idem IV y V = 286,65 m

Longitud total = 507,66 m



## CAPACIDAD DE CAPTACION DE LAS TOMAS

Toma	Año	Fuente de Información.	C a u d a l	
			l/s	m <sup>3</sup> /h
Vieja	1940	Informe Preliminar Rev.O.S.N.	215	774
	1942			
	1978	Informe Prelimiar Memoria del Dto.	65,6	236
	1980	Informe Jefe del Dto.	69,5	250
Nueva.	1940	Informe Preliminar Rev.O.S.N.	440	1584
	1942			
	1978	Memoria del Dto.	88	317
	1981	Informe Jefe del Dto.	125	452

# DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES

ESTUDIO HIDROGEOLOGICO  
DE LA CUENCA DEL RIO Y  
convenio I.N.C.Y. T. H. Prov. San Luis

Nombre: MERCADO MUNICIPAL DH N°1

Esquema de levantamiento N°: 39

Ubicación x  
Gauss Kruger y

Cota de superficie: m.  
tope entubado: m.

Iniciación 4-10-56  
Finalización 23-11-56

Entidad  
perforadora DPA

Método de  
perforación Percusión

Profundidad total 1740 m

Perforación actual C    A     
fecha   

Se explota    Capas N°   

Escala 1:500

espesor	profund.	perfil	LITOLOGIA	tm.	edad	prof. del acuífero y nivel piezométrico	entubamiento
	6					4	
	1630 1740					1630	

# DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES

ESTUDIO MICROSEOLÓGICO  
DE LA CUENCA DEL RIO V  
convenio I.N.C.Y.T.H. Prov. San Luis

Nombre: FRIGORIFICO DEL DESTRE DH N°1

Esquema de levantamiento N°: 40

Ubicación x  
Gauss Kruger y

Cota de superficie: m.  
tope entubado: m.

Iniciación 31 8 61  
Finalización 3 10 61

Entidad  
perforadora D.P.A.

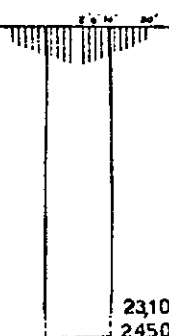
Método de  
perforación Percusión

Profundidad total 2450 m

Perforación actual C A  
fecha \_\_\_\_\_

Se explota \_\_\_\_\_ Capas N° \_\_\_\_\_

Escala 1:500

espesor m	profund m	perfil	LITOLOGIA	fm.	edad	prof. del acuífero y nivel piezométrico	entubamiento
	2450	slo					 <p>2310 2450</p> <p>PERFORACION RELLENA DA</p>

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES						DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios		
Nombre: VILLA MERCEDES DH N°1						Cuenca: RIO QUINTO		
						N° Esquema de levantamiento 41		
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____			Cota de superficie _____ m		Iniciación: d m a			
			tope entubado _____ m		Finalización: 20 12 63			
Entidad perforadora D.P.A. _____			Metodo de perforación ROTARY _____		Profundidad total: 985 m			
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta			Fecha m a		Se explota capa N° _____			
					Escala: 1:500			
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento	
	1,20					245	359	
	500					500	767	
	833					833	985	
	985							

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DH N°3				Cuenca: RIO QUINTO N° Esquema de levantamiento 43			
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m		Iniciación: _____ d _____ m _____ a Finalización: _____ d _____ m _____ a			
Entidad perforadora DGH SAN LUIS		Metodo de perforación PERCUSION		Profundidad total: 75,5 m			
Perforación <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha _____ m _____ a Se explota capa N° _____		Escala: 1:500			

Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento
	20						
	40						
	57						
	65					60	66
	100					100	100
	140						
	170					170	170
	220					220	220
	550						
	690					690	690
	730					730	730
	755						

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DHN:5 (Q.S.N.2)				Cuenca RÍO QUINTO Nº Esquema de levantamiento 45			
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie m _____ tope entubado m _____		Iniciación: d _____ m _____ a _____ Finalización: 21 _____ 6 _____ 70			
Entidad perforadora SAMMARTINO		Metodo de perforación ROTATIVO		Profundidad total: 83,50 m			
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha m _____ a _____ Se explota capa N° _____		Escala: 1:500			
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento M M D 0 2 2 6 D M B
	1,2	△ ○ △ △				50	
	6,0	○ ○ ○ ○				6,0	
	9,0	○ ○ ○ ○					
	12,0	○ ○ ○ ○					
	21,0	○ ○ ○ ○				21,0	
	27,45	○ ○ ○ ○					
	29,8	○ ○ ○ ○					300
	32,6	○ ○ ○ ○					
	34,8	○ ○ ○ ○				34,8	
	38,0	○ ○ ○ ○					3793
	38,8	○ ○ ○ ○					
	39,5	○ ○ ○ ○					4298
	43,0	○ ○ ○ ○				43,0	44,0
	46,3	○ ○ ○ ○					
	47,5	○ ○ ○ ○					
	49,0	○ ○ ○ ○					
	53,0	○ ○ ○ ○					
	65,4	○ ○ ○ ○					
	67,3	○ ○ ○ ○				67,3	
	71,0	○ ○ ○ ○					
	72,0	○ ○ ○ ○					
	81,0	○ ○ ○ ○				81,0	
	83,5	○ ○ ○ ○					

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DH N° 6				Cuenca: RIO QUINTO N° Esquema de levantamiento 46			
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m		Iniciación: _____ m _____ a		Finalización: _____ m _____ a	
Entidad perforadora SAMMARTINO		Metodo de perforación ROTATIVO		Profundidad total: 8225 m			
Perforación <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha _____ m _____ a		Se explota capa N° _____		Escala: 1:500	
Espec. m	Profundidad m	Perfil	Litología	Formación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento
	25					550	
	80					60	
	120						
	150					50	
	216						
	240						
	288						
	361						
	385						
	430					430	
	480					480	
	540						
	735					735	
	760						
	810					810	
	8225						

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES						DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios		
Nombre: VILLA MERCEDES DH N°8						Cuenca: RIO QUINTO		
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____						N° Esquema de levantamiento 48		
Entidad perforadora D.P.A.			Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m			Iniciación: d m a 16 6 71		
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta			Fecha _____ m _____ a			Finalización: 26 7 71		
Método de perforación ROTARY			Profundidad total: 47,50 m			Escala: 1:500		
Se explota capa N°								
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento	
	0,30							
	3,5							
	6,0							
	12,0							
	20,2							
	23,5							
	32,0							
	37,5							
	44,5							
	47,5							
						7,5		
						20,2		
						42,5		
						44,5		



DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES						DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios		
Nombre: VILLA MERCEDES D.H.Nº 15 (Policlinico Regional)						Cuenca: RIO QUINTA		
						Nº Esquema de levantamiento 49		
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m		Iniciación: _____ d _____ m _____ a Finalización: _____ d _____ m _____ a				
Entidad perforadora D.G.H. SAN LUIS		Metodo de perforación ROTATIVO		Profundidad total: 1000 m				
Perforación <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha _____ m _____ a		Se explota capa Nº _____		Escala: 1:500		
Especi- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento	
	2,8 5,0 14,0 16,0 27,0 50,0 81,0 90,0 100,0					105 1598 2700 3334 3991 4681		

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DHN: 17				Cuenca: RIOQUINTO Nº Esquema de levantamiento: 50			
Ubicación Y (Gauss-Kruger) X		Cota de superficie tope entubado		Iniciación: d m a		Finalización: d m a	
Entidad perforadora CAÑOMAT SA.		Método de perforación ROTARY		Profundidad total: 90,64 m			
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha m a		Se explota capa Nº		Escala: 1:500	
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento
	2,0					50	
	10,0						
	28,0						
	49,0						
	55,0					55,5	
	63,0					61,5	
	76,0					63,3	
	90,64						

# DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES

DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA  
Dirección Planes y Estudios

Nombre: VILLA MERCEDES DH N: 19

Cuenca: RIO QUINTO

Nº Esquema de levantamiento 52

Ubicación Y  
(Gauss-Kruger) X

Cota de superficie  
tope entubado m

Iniciación: d m a

Entidad perforadora DPA.

Metodo de perforación ROTARY

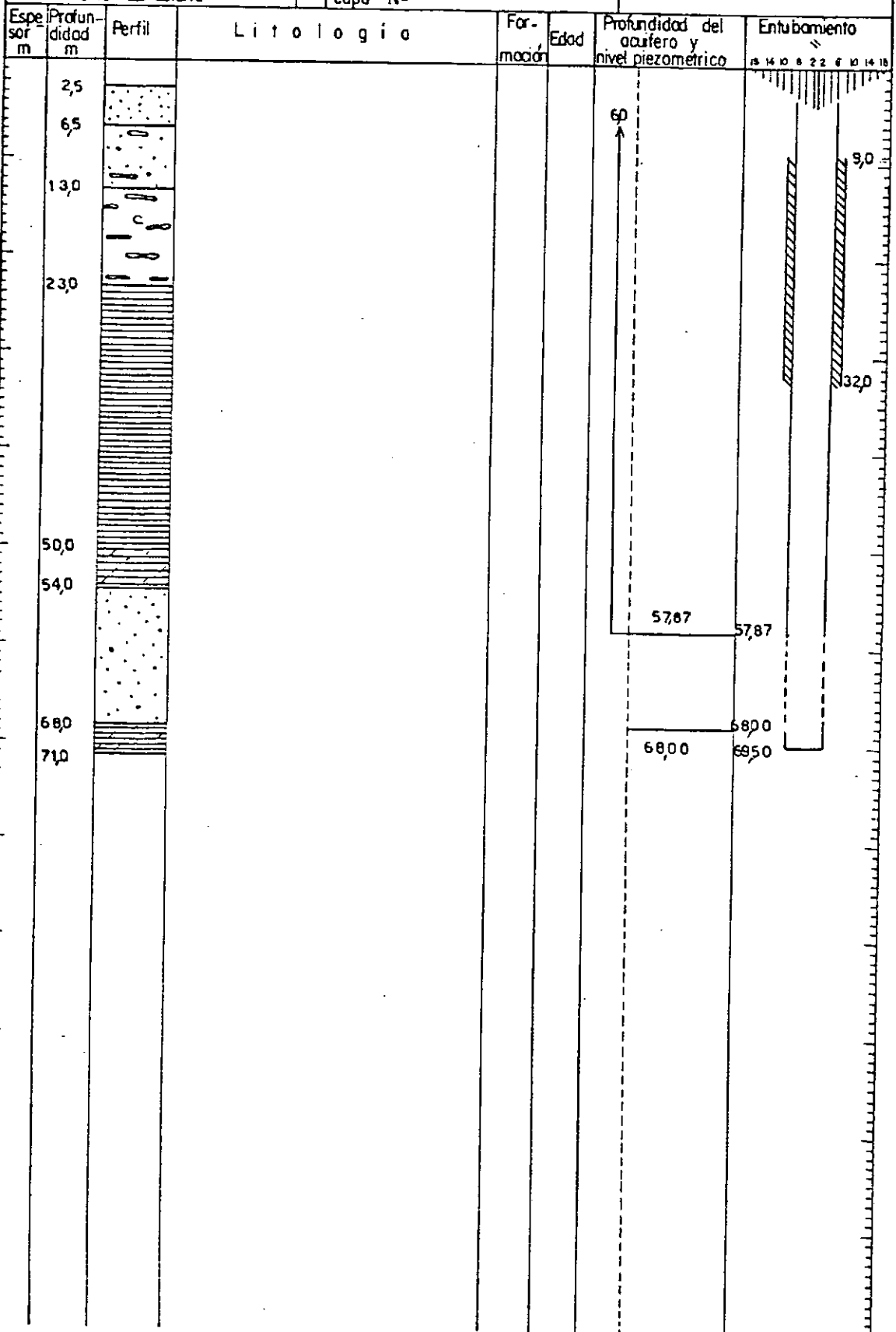
Finalización: m

Perforación ☐ cerrada ☐ abierta Fecha m a

Se explota capa Nº

Profundidad total: 71,0 m

Escala: 1:500



DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES

ESTUDIO HIDROGEOLOGICO  
DE LA CUENCA DEL RIO Y  
convenio I.N.C.Y. T. H. Prov. San Luis

Nombre: VILLA MERCEDES DH N° 9

Esquema de levantamiento N°: 53

Ubicación x  
Gauss Kruger y

Cota de superficie: m.  
tope entubado: m.

Iniciación 16.7.71  
Finalización 24.7.71

Entidad perforadora D.P.A.

Método de perforación Percusión

Profundidad total 1050m

Perforación actual C A  
fecha

Se explota Capas N°

Escala 1:500

espesor m.	profund. m.	perfil	LITOLOGIA	tm.	edad	prof. del acuífero y nivel piezométrico	entubamiento
	350						
	580					46	5,70
	950						60
	1050					950	10,10 1050

DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA  
Dirección Planes y Estudios

Cuenca: RIO QUINTO

Nº Esquema de levantamiento 54

Cota	de superficie	m
	tope entubado	m

	d	m	a
Iniciación:	24	8	72
Finalización:	22	10	72

Metodo de perforacion ROTARY

Profundidad		
total:	1020	m.

Se explota  
capa №

Escala: 1:500

Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del caudero y nivel piezométrico	Entubamiento
	120					620	
	750						
	800						
	850						
	200						178 200
	376						
	80,0					81,0	79,54
	81,5						81,01
	815						
	8593					650	8893
	93,0						9095
	98,5						
	102,0						

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DH N°10				Cuenca: RIO QUINTO N° Esquema de levantamiento 55			
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m		Iniciación: d _____ m _____ a _____ Finalización: d _____ m _____ a _____			
Entidad perforadora D.G.H. SAN LUIS		Metodo de perforación ROTATIVO		Profundidad total: 126,0 m			
Perforación <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha _____ m _____ a _____ Se explota capa N° _____		Escala: 1:500			
Especi- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12
	2,0						
	6,0						
	13,0					10,9	
	18,0						16,64
	22,0					22,0	21,56
	38,0						
	42,0					41,60	40,83 41,81
	48,0					46,80	45,81
	56,0					51,00	51,63
	71,0					56,00	55,63 57,63
	96,0						
	123,6						
	126,0						126,00



DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES					DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios		
Nombre: VILLA MERCEDES DH N°12					Cuenca: RIO QUINTO N° Esquema de levantamiento 58		
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____		Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m		Iniciación: d _____ m _____ a _____ Finalización: 29 3 72 5 6 72			
Entidad perforadora D.G.H. SAN LUIS		Metodo de perforación ROTATIVO		Profundidad total: 124,37 m			
Perforación <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta actualmente Fecha _____ m _____ a _____		Se explota capa N° _____		Escala: 1:500			
Especi- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento N H D B Z Z E D H N
	20						
	30						
	40						
	50						
	60						
	100					100	
	110						1195
	130						1614
	150						1654
	160						2123
	190					190	
	220						
	22,8						
	270						
	390						
	450					450	4581
	490					490	502
	51,70						
	54,20						
	59,50						
	620						
	650					650	6391
	6750						
	6850					680	683
	740						
	7990						
	900						
	940						
	1010						
	1050						
	124,37						



## DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES

DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA  
Dirección Planes y Estudios

Nombre: VILLA MERCEDES DHN: 20

Cuenca: RIO QUINTO

Nº Esquema de levantamiento 603

Ubicación Y \_\_\_\_\_  
(Gauss-Kruger) X \_\_\_\_\_Cota de superficie m  
tope entubado mIniciación: d m a  
4 10 76  
Finalización: 30 12 76

Entidad perforadora DGH.


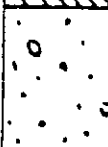

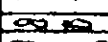

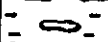




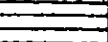
Metodo de perforación ROTARY

Profundidad total: 229,50 m.

Perforación ☐ cerrada ☐ abierta Fecha m a

Se explota capa Nº

Escala: 1:500

Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	L i t o l o g í a	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento //
	4,0						
	9,0					100 109,0	
	18,0						
	25,0					24,00	
	26,0						
	28,0						
	32,0						29,65
	55,0					40,00	40,00
	71,0					66,00	
	73,0						68,25
	74,0					73,50	73,50
							75,00

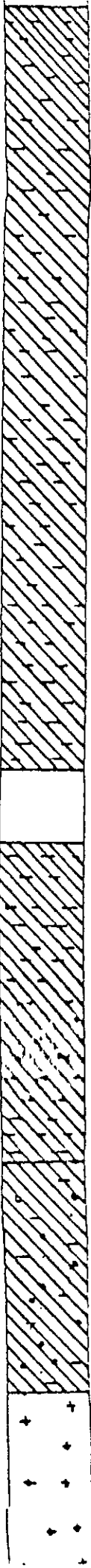
1000

1640

170,0

1950

2140



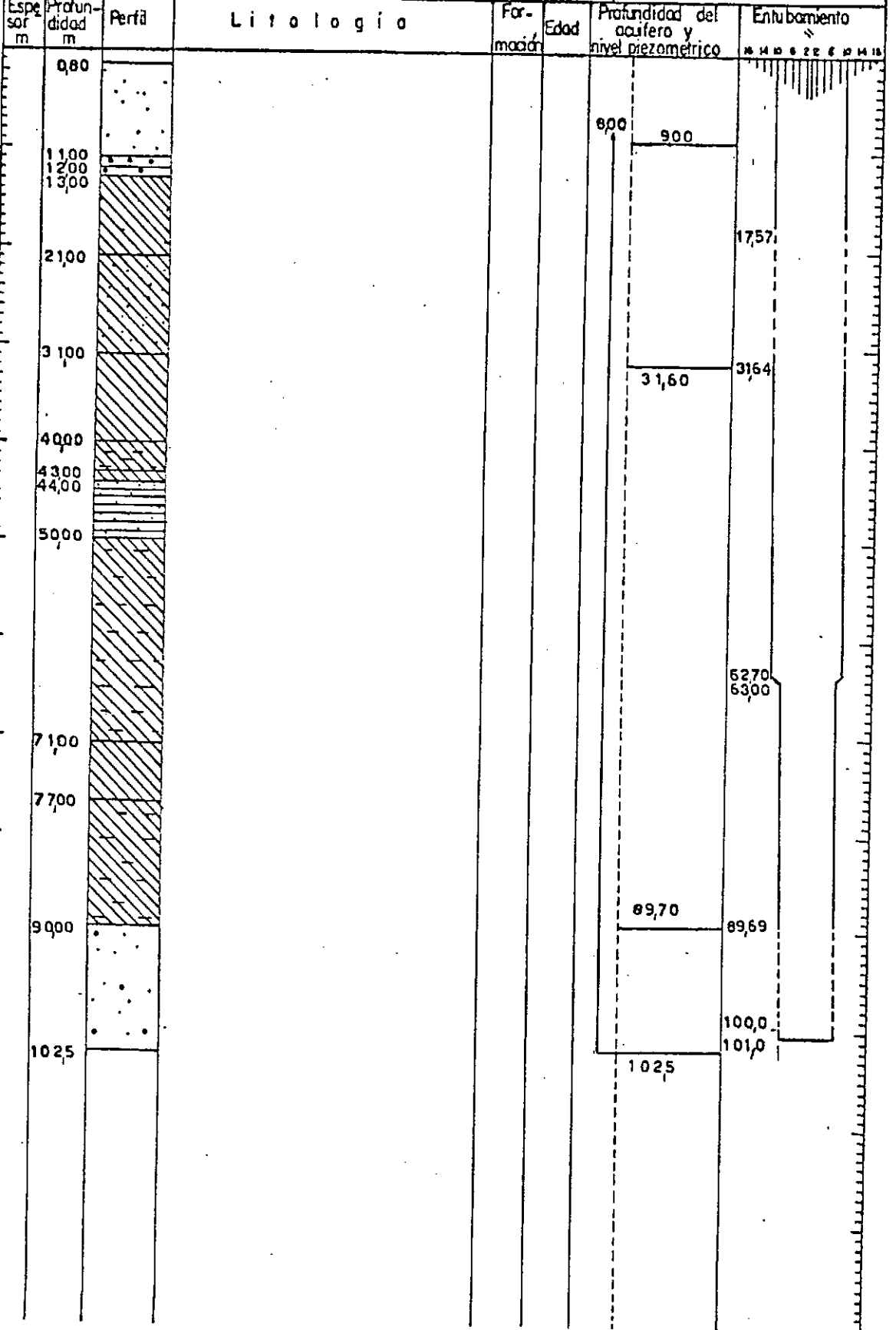
15450

16800

19100

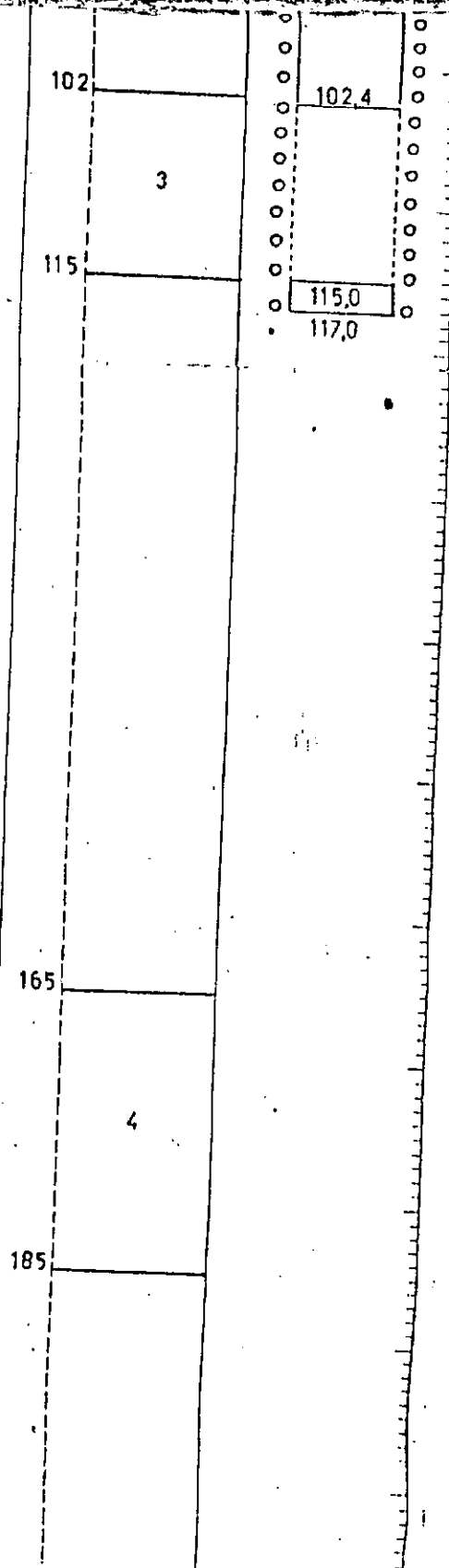
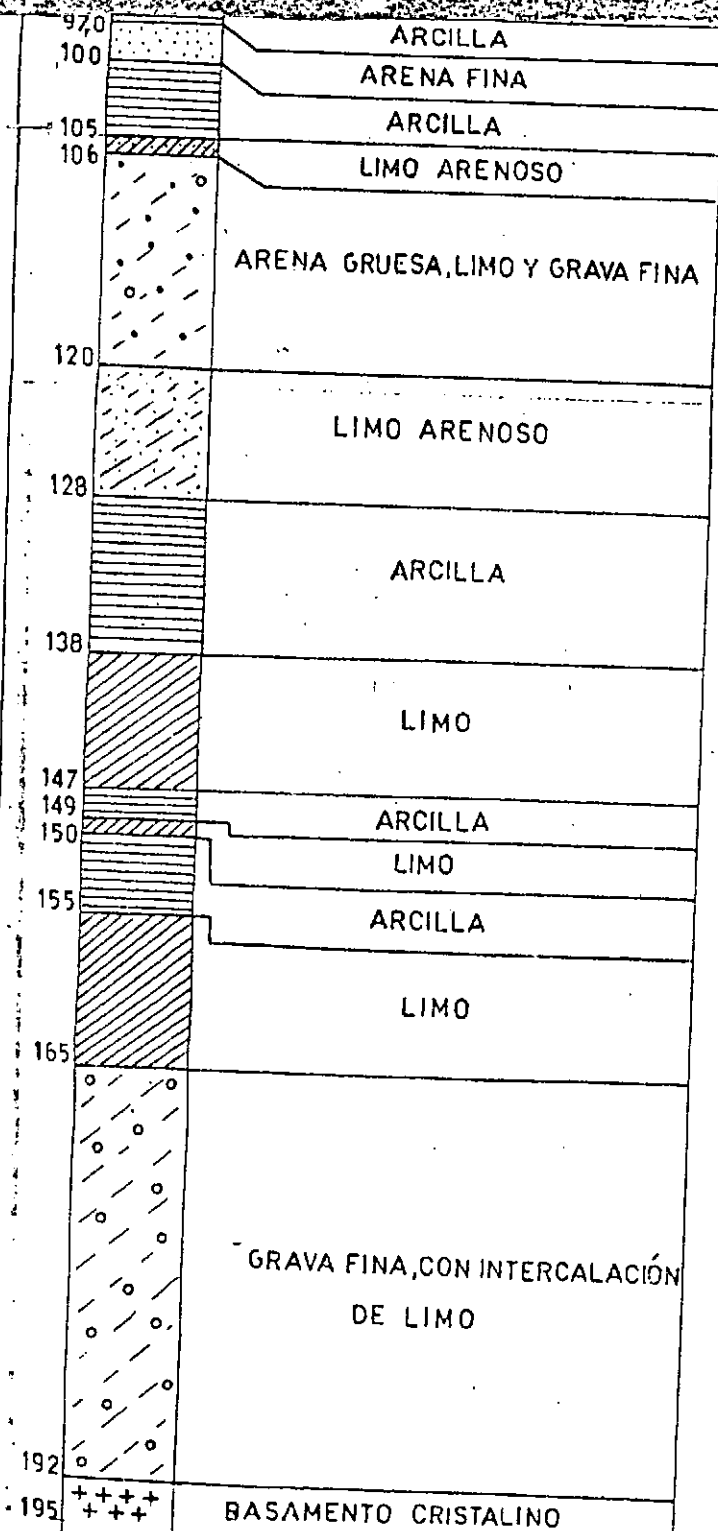
22600

DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: VILLA MERCEDES DPA N:21				Cuenca RIO QUINTO Nº Esquema de levantamiento 117			
Ubicación Y (Gauss-Kruger) X		Cota de superficie m tope entubado m		Iniciación: d m a Finalización: 14 12 77 31 1 77			
Entidad perforadora D.P.A.		Metodo de perforación ROTARY		Profundidad total: 102,5 m			
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input type="checkbox"/> abierta		Fecha m a		Se explota capa N°		Escala: 1:500	

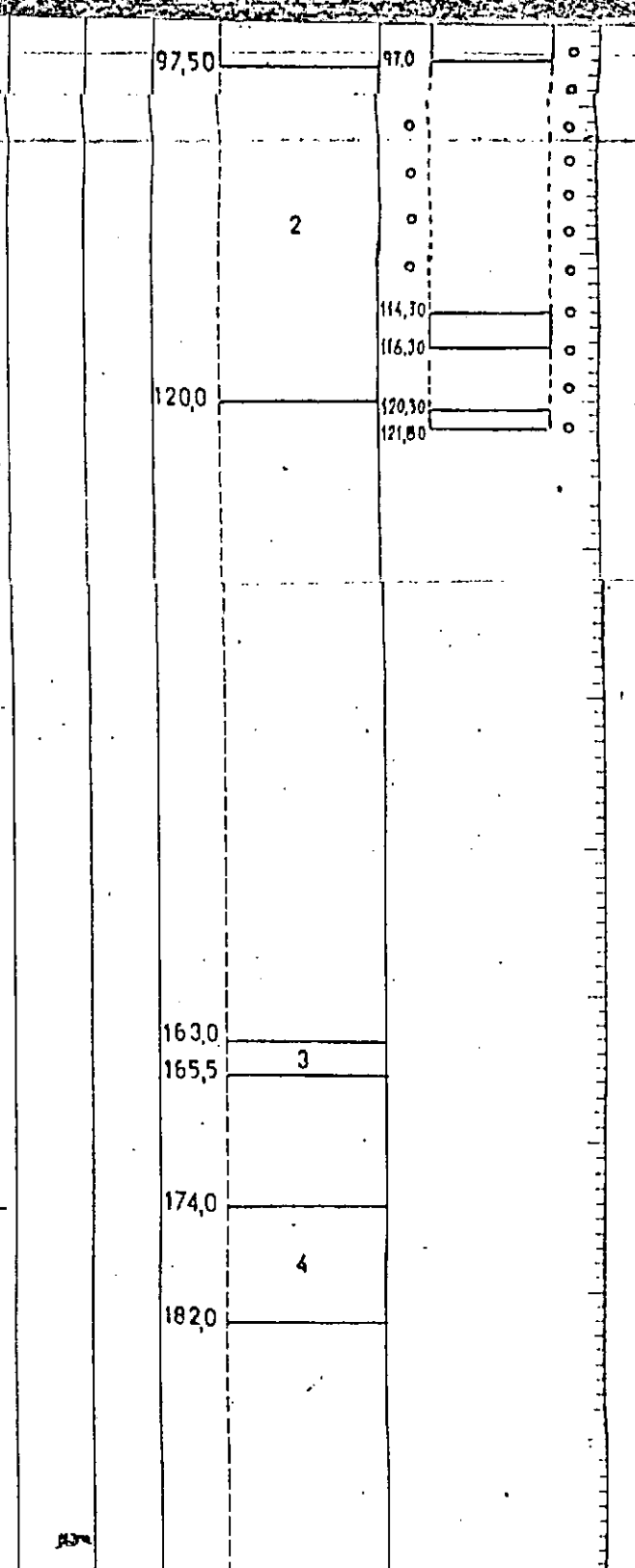
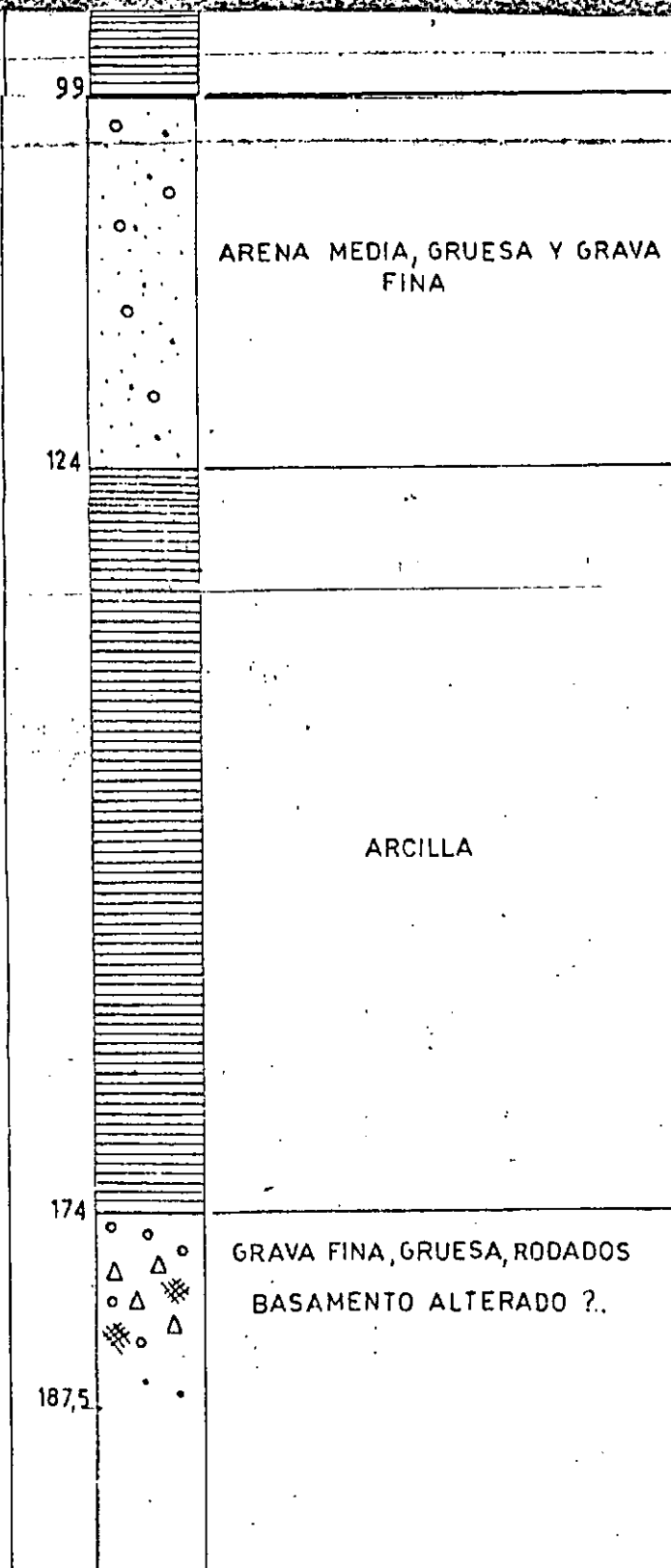




DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES						DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios		
Nombre: VILLA MERCEDES D.P.A N°22 (O.S.N.N°5)						Cuenca: RIO. QUINTO		
Ubicación Y _____ (Gauss-Kruger) X _____						N° Esquema de levantamiento (123)		
Entidad perforadora D.P.A.			Cota de superficie _____ m tope entubado _____ m			Iniciación: d _____ m _____ a _____		
Metodo de perforación ROTARY (INCYTH)			Finalización: 23 5 80			Profundidad total: 195 m.		
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input checked="" type="checkbox"/> abierta			Fecha _____ m _____ a _____			Se explota capa N° 2 y 3		
Escala: 1:500								
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento 18 14 10 6 2 2 6 10 14 10	
			TOSCA, EN PARTES ARENOSA			Y 4,48		
	28,0		LIMO EN PARTES CON MAT. CALCAREO					
	34,0		ARCILLA					
	80,0		ARENA GRUESA, MEDIA, Y FINA ALGO DE LIMO, Y GRAVA FINA			78,0	77,95	
						85,0	85,00	
	96,0		ARCILLA					
	97,0		ARENA FINA					
	100		ARCILLA			102	102,4	

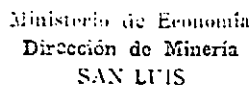


DETALLE DE POZOS Y PERFORACIONES				DIRECCION PROVINCIAL DEL AGUA Dirección Planes y Estudios			
Nombre: MERCEDES D.P.A N° 26 (O.S.N N° 6)				Cuenca: RIO QUINTO N° Esquema de levantamiento			
Ubicación Y (Gauss-Kruger) X		Cota de superficie tope entubado		m	Iniciación:	d	m
				m	Finalización:	27	5
Entidad perforadora D.P.A		Metodo de perforación ROTARY (INCYTH)		Profundidad total: 187,5 m.			
Perforación actualmente <input type="checkbox"/> cerrada <input checked="" type="checkbox"/> abierta		Fecha		m	a	Se explota capa N° 2.	
						Escala: 1:500	
Espe- sor m	Profun- didad m	Perfil	Litología	For- mación	Edad	Profundidad del acuífero y nivel piezométrico	Entubamiento
	1,0		TIERRA VEGETAL				
	8,0		TOSCA			580	
	12		ARENA GRUESA Y GRAVA				
	19		ARENA MEDIA, GRUESA, FINA, Y GRAVA FINA				
	22		ARCILLA				
	28		ARENA GRUESA, A FINA, GRAVA MEDIA, Y FINA				
			ARCILLA				
	99					97,50	





[illegible]



AL GOBIERNO FEDERAL DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS  
 Art. 201 y 249 C.O.F.C. Federal y Art. 7°  
 Decreto N. 18 - 610 1/68

# THE GREAT EXPLOSIVE

1. D. de Hidráulica

ANEXO 3.2.2/1

OBJECTS PLAN OFFICIAL.-

ANALYSIS N°. 233/69.-

SECRETED N<sup>o</sup>. 192/69.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Presenta materia en suspensión.-	
Aspecto decantada .....	Límpida	
Aspecto filtrada .....	Límpida	
Color .....	Incolora	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora	
pH .....	7,95	
Conductividad eléctrica .....	764,7 Micronhos/cm	
Resíduo filtrable a 180°C .....	585,0 mg/l.-	
Dureza (1) .....	300,3 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	No contiene	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	190,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	No contiene	
Alcalinidad total (1) .....	190,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	No contiene	
Bicarbonatos .....	231,8 mg/l.-----	3,6 me/l.-
Cloruros .....	85,1 mg/l.-----	2,4 me/l.-
Sulfatos .....	189,0 mg/l.-----	3,9 me/l.-
Calcio .....	80,2 mg/l.-----	4,0 me/l.-
Magnesio .....	24,3 mg/l.-----	2,0 me/l.-
Sódio .....	94,3 mg/l.-----	4,1 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	0,3 mg/l.-	
Alumínio .....	0,4 mg/l.-	
Fósforo .....	1,2 mg/l.-	
Amônia .....	No contiene	
Silice .....	-----	
Amorfato .....	No contiene	
Nitratos .....	0,005 mg/l.-	
Nitritos .....	1 mg/l.-	
Oxidamidade (02) .....	1 mg/l.-	

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

	Na2O	Ca2O	Mg10
M 585,0	50 <sup>4</sup> 19	CO <sub>3</sub> H19	Cl12

Es un agua sulfato hidrocarbonato clorada de sodio, calcio y magnesio.--

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinado por diferencias en me/l y expresado en sodio.-

ANALISIS SOLICITADO:

Potabilidad.-

ROTULADO:

106

PRESENTADA POR:

M. R. de Mulas P/A. del Geólogo: Miguelito B. Cruz Coronado: Jefe de Depto. de  
Aguas Subterráneas, REFERENCIAS de Hidráulica.-

MUESTREADOR:

Fernando Borge.-

FECHA MUESTREO:

1-10-69; 19 h.

FECHA PRESENTACION:

2-10-69.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA:

2 lts.

TIPO DE ENVASE:

de vidrio

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar:

Villa Mercedes

Propietario: Ricardo Magaña

Localidad:

VILLA MERCEDES D.H. N° 3

Partido:

CHACABAMBAS

Departamento:

PERUVERA

Provincia:

San Luis.-

Fuente provisión de agua:

Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen:

Naturaleza:

Capa:

Profundidad:

Caudal:

4.125 m<sup>3</sup>/hora

Nivel piezométrico:

6.25

Depresión:

Temperatura del agua:

Temperatura ambiente:

Condiciones meteorológicas:

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION:

Tránsito de animales.-

Otros datos de interés:

c.a.o.o. p.-

CONCLUSIONES

13 de Octubre de 1969.-

*[Firma]*  
DIRECTOR GENERAL  
DE INGENIERIA  
COMISION DE MINERIA

COMISION DE MINERIA  
FUNDACION DE INGENIERIA  
1969



Ministerio de Economía  
Dirección de Minería  
SAN LUIS

DEPARTAMENTO QUÍMICO

D 44

USO OFICIAL EXCLUSIVO

para el uso oficial y exclusivo

ANEXO 3.2.2/2

# ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL AGUA

OBJETO: PLAN OFICIAL DECRETO Nº 2377-OSP-69.-

ANÁLISIS Nº. 235/69.-

SOLICITUD Nº. 236/69.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo	Limpida	
Aspecto decantada	Limpida	
Aspecto filtrada	Limpida	
Color	Incolore	
Turbidez		
Olor	Inodora	
pH	7,7	
Conductividad eléctrica	1.053,3 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C	690,0 mg/l.-	
Dureza (1)	300,2 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1)	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1)	180,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1)	no contiene.-	
Alcalinidad total (1)	180,0 mg/l.-	
Carbonatos	no contiene.-	
Bicarbonatos	219,6 mg/l.-	3,6 mg/l.-
Cloruros	106,4 mg/l.-	3,0 mg/l.-
Sulfatos	219,8 mg/l.-	4,6 mg/l.-
Calcio	70,1 mg/l.-	3,5 mg/l.-
Magnesio	30,4 mg/l.-	2,5 mg/l.-
Sodio (2)	121,9 mg/l.-	5,3 mg/l.-
Potasio		
Hierro	0,01 mg/l.-	
Aluminio	0,2 mg/l.-	
Flúor	0,6 mg/l.-	
Arsénico	0,02 mg/l.-	
Silicio		
Amoníaco	no contiene.-	
Nitritos	0,01 mg/l.-	
Nitratos	8,0 mg/l.-	0,1 mg/l.-
Oxidabilidad (02)	1 mg/l.-	

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

M 690,0	Na 23	Ca 15	Mg 11
	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> 20	CO <sub>3</sub> H <sup>-</sup> 16	Cl <sup>-</sup> 13

Es un agua sulfato hidrocarbonato clorurada de sodio calcio y magnesio.-

(1) Expresada en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinados calculados por diferencia en mg/l. y expresados en sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: POTABILIDAD.-

ROTULADO: 131.-

PRESENTADA POR: Geólogo: NICHOLAS D. CRUZ CORONADO-Jefe Dpto. Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica.-

REFERENCIAS

MUESTREADOR: Geólogo: NICHOLAS D. CRUZ CORONADO-Jefe Dpto. Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica.-

FECHA MUESTREO: 25.11.69/19 Hs. - FECHA PRESENTACION: 26-11-69.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2 litros TIPO DE ENVASE: plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar: Villa Mercedes 2.4.7.1.2 Propietario: O.S.H.

Localidad: MERCEDES Partido: MERCEDES Departamento: PEREZ ROSA-

Provincia: SAN LUIS.-

Fuente provisión de agua: Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen: Incolora-Inodora.-

Naturaleza: Agua Subterránea Capa: Ensayo Final Profundidad: 78,11 m.

Caudal: 80,000 l/hs Nivel piezométrico: 8,25 Depresión: 3,75.-

Temperatura del agua: No se tomó por no contar con medios.-  
Temperatura ambiente: \_\_\_\_\_

Condiciones meteorológicas: No se estableció por carecer de elementos.-

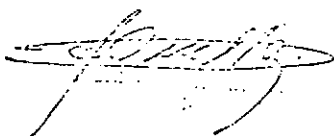
PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION:

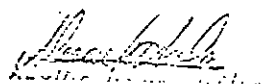
Otros datos de interés:

e.a.o.de p.-

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 5 de Diciembre de 1969.-



  
NICHOLAS D. CRUZ CORONADO  
JEFE DEPARTAMENTO  
DIRECCION DE AGUAS





Ministerio de Economía  
Dirección de Minería  
SAN LUIS

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION DE HIDRAULICA.-

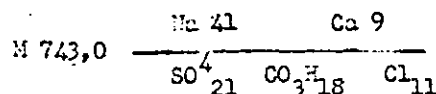
ANALISIS N° 152/70.-

SOLICITUD N° 84/70.-

RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Turbia.-	
Aspecto decantada .....	Turbia.-	
Aspecto filtrada .....	Turbia.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....		
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	8,1.-	
Conductividad eléctrica .....	943,9 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	743,0 mg/l.-	
Dureza (1) .....	100,2 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	205,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	205,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	250,1 mg/l.-	4,1 mg/l.-
Cloruros .....	83,6 mg/l.-	2,5 mg/l.-
Sulfatos .....	231,3 mg/l.-	4,3 mg/l.-
Calcio .....	40,0 mg/l.-	2,0 mg/l.-
Magnesio .....	no contiene.-	
Sodio (2) .....	216,2 mg/l.-	9,4 mg/l.-
Potasio .....		
Hierro .....	0,12 mg/l.-	
Aluminio .....	0,2 mg/l.-	
Flúor .....	1,2 mg/l.-	
Arsénico .....	no contiene.-	
Sílice .....		
Amoníaco .....		
Nitritos .....		
Nitratos .....		
Oxidabilidad (02) .....		

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:



Es un agua sulfato hidrocarbonato clorurada de sodio y calcio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

(2) No determinados calculados por diferencia en mg/l. y expresados en sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: SALINIDAD.º

ROTULADO:

163.-

PRESENTADA POR:

Geólogo Miglorio D.C. Coronado-Jefe Dpto. Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica.-

REFERENCIAS

MUESTREADOR:

Geólogo Miglorio D.C. Coronado.-

FECHA MUESTREO:

15-6-70/17 hs.

FECHA PRESENTACION:

15-6-70.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA:

2.000 ml.

TIPO DE ENVASE:

de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar:

VILLA MERCEDES.

Propietario:

O.S.N.

Localidad:

SAN LUIS-VILLA MERCEDES.

Partido:

MERCEDES

Departamento:

RODRIGUEZ.-

Provincia:

SAN LUIS.-

Fuente provisión de agua:

(V. MERCEDES)  
PERFORACION D.H. Nº 5.-

Aspecto del agua en fuente de origen:

Sin datos.-

Naturaleza:

Sin datos

Capa:

2da

Profundidad:

34,60 - 43,00 metros.-

Caudal:

15.733

Nivel piezométrico:

- 8,40 mts.

Depresión:

13,10 metros.-

Temperatura del agua:

No se tomó por no con

temperatura ambiente

sin datos.-

Condiciones meteorológicas:

No se tomó por carecer de elementos.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION:

Poblados, etc.-

Otros datos de interés:

Sin datos.-

OBSERVACIONES: R.A.S. (Relación de Absorción de Sodio)º 9,4.-

Bicarbonato de Sodio Residual: 2,1.-

CONCLUSIONES

e.a.o.de p.-

SAN LUIS, 15 de Junio de 1970.-

ES COPIA FIEL DEL ORIGINAL; DOY FE

*Alonso J. La*  
ALONSO J. LA  
LIC. EN QUIMICA  
JEFE DPTO. QUIMICO  
DIRECCION DE MINERIA



Ministerio de Economía  
Dirección de Minería  
SAN LUIS

DEPARTAMENTO QUÍMICO

PLAN OFICIAL N° 162/70

ANEXO 3.2.2/4

# ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCIÓN DE HIDRAULICA-PLAN OFICIAL.-

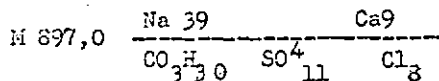
ANÁLISIS N° 162/70.-

SERIEDAD N° 95/70.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Límpida.-	
Aspecto decantada .....	Límpida.-	
Aspecto filtrada .....	Límpida.-	
Color .....	Incolore.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	7,7.-	
Conductividad eléctrica .....	1.233,0 microhm/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	897,0 mg/l.-	
Dureza (1) .....	250,0 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	690,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	690,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	841,8 mg/l.-	15,8 me/l.-
Cloruros .....	138,2 mg/l.-	3,9 me/l.-
Sulfatos .....	253,5 mg/l.-	5,2 me/l.-
Calcio .....	80,1 mg/l.-	4,0 me/l.-
Magnesio .....	12,1 mg/l.-	1,0 me/l.-
Sodio (2) .....	411,7 mg/l.-	17,9 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	0,14 mg/l.-	
Aluminio .....	0,1 mg/l.-	
Flúor .....	1,0 mg/l.-	
Arsénico .....	0,02 mg/l.-	
Silice .....	-----	
Amoníaco .....	-----	
Nitritos .....	-----	
Nitratos .....	-----	
Oxidabilidad (O2) .....	-----	

## CLASIFICACIÓN SEGUN KOURLOV:



Es un agua hidrocarbonato sulfato clorurada de Sodio y Calcio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinados calculados por diferencia en me/l. y expresados en sodio.-



ANALISIS SOLICITADO: SALINIDAD.-

REGISTRADO: 169.-

PRESENTADA POR: Geólogo: Miguel D.C. Coronado-Jefe Dpto. Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica.-

REFERENCIAS

MUESTREADOR: Empresa Sanmartino.-

FECHA MUESTREO: 1-7-70 -- FECHA PRESENTACION: 1-7-70.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml. TIPO DE ENVASE: de vidrio.-

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar: MERCEDES

Propietario: O.S.N.

Localidad: MERCEDES

- Partido: MERCEDES Departamento: PEDERNERA

Provincia: SAN LUIS.-

Fuente provisión de agua: PERFORACION D.H. N° 6.-

Aspecto del agua en fuente de origen: Sin datos.-

Naturaleza: Sin datos Capa: 2 y 3 en conjunto profundidad: 82,04 metros.-

Caudal: 34 m<sup>3</sup> Nivel piezométrico: 7,26 mts. Depresión: 30,25 mts.  
/de elementos.-

Temperatura del agua: No se tomó por carecer Temperatura ambiente: Sin datos.-

Condiciones meteorológicas: No se estableció por falta de elementos.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: Sin datos.-

Otros datos de interés: Sin datos.-

OBSERVACIONES: R.A.S. (Relación de Adsorción de Sodio) = 11,3.-

C.S.R. (Carbonato de Sodio Residual) = 8,8.-

e.a.o.de p.-

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 10 de Julio de 1970.-

*Alonso*  
ALONSO  
DIRECCION DE AGUAS



DH 7

Ministerio de Economía  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
San Luis

para Dirección de Hidráulica.

NO CORRESPONDE SELLADO NI TASA DE LEY

Art 201 y 249 Código Fiscal y Art 7°

Decreto N° 38 - EICM/68

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANEXO 322/5

## ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

- OBJETO: DIRECCION de HIDRAULICA-PLAN OFICIAL-

ANALISIS N° 256/70.-

- SOLICITUD N° 171/70.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo	Materia en suspensión.-
Aspecto decantada	Límpida.-
Aspecto filtrada	Límpida.-
Color	Incolora.-
Turbidez	-----
Olor	Inodora.-
pH	8,25.-
Conductividad eléctrica	2.425,3 micromhos/cm.-
Residuo filtrable a 180°C	2.154,0 mg/l.-
Dureza (1)	800,0 mg/l.- x 150 - 400 = 200
Alcalinidad de carbonatos (1)	no contiene.-
Alcalinidad de bicarbonatos (1)	190,0 mg/l.-
Alcalinidad de hidróxidos (1)	no contiene.-
Alcalinidad total (1)	190,0 mg/l.-
Carbonatos	no contiene.-
Bicarbonatos	231,8 mg/l.- 3,8 me/l.-
Cloruros	74,4 mg/l.- 2,1 me/l.-
Sulfatos	1.144,1 mg/l.- (300) 23,8 me/l.-
Calcio	230,4 mg/l.- 11,5 me/l.-
Magnesio	54,7 mg/l.- 4,5 me/l.-
Sodio (2)	315,1 mg/l.- 13,7 me/l.-
Potasio	-----
Hierro	0,02 mg/l.-
Aluminio	0,4 mg/l.-
Flúor	0,8 mg/l.-
Arsénico	0,01 mg/l.-
Sílice	-----
Amoniaco	no contiene.-
Nitritos	0,04 mg/l.-
Nitratos	no contiene.-
Oxidabilidad (02)	1 mg/l.-

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

Na 23 Ca 19 Mg 8  
M 2.154,0 =  $\frac{SO_4}{40} \frac{CO_3 H}{36} \frac{Cl}{4}$

Es un agua Sulfato, Hidrocarbonato, clorurada de Sodio, Calcio y Magnesio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No se determinó calculado por diferencia en me/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: POTABILIDAD.-

ROTULADO: 182.-

PRESENTADA POR: DIRECCION DE HIDRAULICA.-  
REFERENCIAS

MUESTREADOR: Fernando Berga.-

FECHA MUESTREO: 16-11-70/16 hd FECHA PRESENTACION: 26-11-70.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml TIPO DE ENVASE: de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: VILLA MERCEDES

Propietario: Gobierno de la Provincia.-

Localidad: VILLA MERCEDES Partido: MERCEDES

Departamento: FEDERNERA.

Provincia: SAN LUIS.-

Fuente provisión de agua: PERFORACIÓN.-

Aspecto del agua en fuente de origen: Sin datos

Naturaleza: agua subterránea Capa: 2da.

Profundidad: 18:30 a 19:80 metros.-

Caudal: 3.780 l/hs. Nivel piezométrico: 7,40 mts Depresión: 2,90 mts.

Temperatura del agua: no se tomó por carecer de elementos.-

Temperatura ambiente:

Condiciones meteorológicas: No se tomó por carecer de elementos.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: Baños.-

Otros datos de interés: R.A.S. (Relación de Adsorción de Sodio) = 4,8.-

C.S.R. (Carbonato de Sodio Residual) = NO CONTIENE.-

OBSERVACION: El corcho del envase con muestra presenta olor a vino.-

CONCLUSIONES

Los valores correspondientes a Dureza y Sulfatos exceden el límite máximo permitido por Obras Sanitarias de la Nación, para Aguas Potables, además presenta contaminación.-

e.a.o.de p.-

SAN LUIS, 26 de Noviembre de 1970.-

ALICIA NOEMI AVILA  
LIC. EN QUIMICA  
JEFE DE LABORATORIO  
DIRECCION DE MINERIA



Ministerio de Economía  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
San Luis

DEPARTAMENTO QUIMICO

para *San Luis*

NO CORRESPONDE PAGAR NI TASA DE LEY  
Art 201 y 249 del D.F. y Art 7°  
Decreto N° 33 - DICM/60

ANEXO 3.2.2/6

D48

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION de HIDRAULICA.-

ANALISIS N° 177/71.-

SOLICITUD N° 105/71.-

RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Turbia.-	
Aspecto decantada .....	Turbia.-	
Aspecto filtrada .....	Limpida.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	7,4.-	
Conductividad eléctrica .....	1.450,1 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	1.051,2 mg/l.-	
Dureza (1) .....	250,2 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	-----	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	230,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	230,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	280,6 mg/l.-	4,6 me/l.-
Cloruros .....	212,7 mg/l.-	6,0 me/l.-
Sulfatos .....	286,4 mg/l.-	5,9 me/l.-
Calcio .....	60,1 mg/l.-	2,9 me/l.-
Magnesio .....	24,3 mg/l.-	2,0 me/l.-
Sodio (2) .....	266,8 mg/l.-	11,6 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	0,04 mg/l.-	
Aluminio .....	0,1 mg/l.-	
Flúor .....	0,8 mg/l.-	
Arsénico .....	0,04 mg/l.-	
Sílice .....	-----	
Amoníaco .....	negativo.-	
Nitritos .....	0,052 mg/l.-	
Nitratos .....	1,0 mg/l.-	
Oxidabilidad (02) .....	4 mg/l.-	

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$M 1.051,2 = \frac{Na 35 \quad Ca 9 \quad Mg 6}{Cl_{18} \quad SO_4^{18} \quad CO_3^{14}}$$

Es un agua Cloruro, Sulfato, Hidrocarbonatada de Sodio, Calcio y Magnesio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial. San Luis

(2) No determinado calculado por diferencia en me/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: P O T A B I L I D A D .-

ROTULADO: 8.-

PRESENTADA POR: Geólogo RAUL A. SANCHEZ-Dpto. Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica.-  
REFERENCIAS

MUESTREADOR: B. MORANTES.-

FECHA MUESTREO: 26-7-71 : FECHA PRESENTACION: 27-7-71.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml. TIPO DE ENVASE: de plástico y de vidrio.-

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: Barrio (S.M.A.T.A.) D.H. 8 Propietario: S.M.A.T.A.

Localidad: Villa Mercedes Partido: V. Mercedes Departamento: Pedernera

Provincia: San Luis.-

Fuente provisión de agua: Agua Subterránea-Perforación D.H. 8.-

Aspecto del agua en fuente de origen: sin datos

Naturaleza: no se tomó Capa: 2da. Profundidad: 42,50 - 44,50 mts.

Caudal: 9.000 l/as. Nivel piezométrico: 7,80 mts. Depresión: 12,20 mts.

Temperatura del agua: 20° C. Temperatura ambiente:

Condiciones meteorológicas: sin datos.

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: \_\_\_\_\_

Otros datos de interés: \_\_\_\_\_

CONCLUSIONES : Hay que determinar origen contaminación.-

e.a.o.de p.-

SAN LUIS, 3 de Agosto de 1971.-

José Miguel Abadía  
Geólogo

ALCIBERTO CORTES  
Dpto. de Aguas Subterráneas  
Dirección de Hidráulica

Departamento de Geología  
Instituto de Geología





Ministerio de Economía  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
San Luis

para Dirección de Hidráulica - Agua  
Fuentes Subterráneas -

NO CORRESPONDE REGISTRO DE AGUA

Art 201 y 214 Ley 16.611 y Art 7°

Decreto N° 38.000/88

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANEXO 3.2.2/7

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION de HIDRAULICA.-

V. Merced (Cauco)

ANALISIS N° 151/71.-

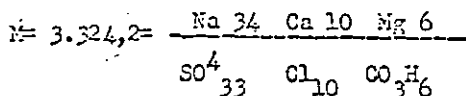
DH 9

SOLICITUD N° 98/71.-

RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Presente materia en suspensión.-	
Aspecto decantada .....	Límpida.-	
Aspecto filtrada .....	Límpida.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	7,3.-	
Conductividad eléctrica .....	4.075,3 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	3.324,2 mg/l.-	
Dureza (1) .....	750,8 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	290,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	290,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	353,8 mg/l.-	5,8 me/l.-
Cloruros .....	340,4 mg/l.-	9,6 me/l.-
Sulfatos .....	1.482,5 mg/l.-	30,8 me/l.-
Calcio .....	190,4 mg/l.-	9,5 me/l.-
Magnesio .....	66,9 mg/l.-	5,5 me/l.-
Sodio (2) .....	717,6 mg/l.-	31,2 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	-----	
Aluminio .....	-----	
Flúor .....	-----	
Arsénico .....	-----	
Sílice .....	-----	
Amoníaco .....	-----	
Nitritos .....	-----	
Nitratos .....	-----	
Oxidabilidad (02) .....	-----	

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:



Es un agua Sulfato, Cloruro, Hidrocarbonatada de Sodio, Calcio y Magnesio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Lmp. Oficial - San Luis

(2) No determinado calculado por diferencia en me/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: S A L I N I D A D.-

ROTULADO: 1.-

PRESENTADA POR: Jorge J. Piccirilli-Geólogo-Plan Aguas Subterráneas-Dirección de Hidráulica-  
REFERENCIAS

MUESTREADOR: Angel Herrera.-

FECHA MUESTREO: 19-7-71/8 hs. FECHA PRESENTACION: 21-7-71.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 1.000 ml TIPO DE ENVASE: de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: Villa Mercedes-Cruce Ru-<sup>tas 145 y 7.-</sup> Propietario: Gobierno de San Luis.-

Localidad: Villa Mercedes-Partido: Mercedes Departamento: Pedernera.-

Provincia: San Luis.-

Fuente provisión de agua: Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen: Inodora e Incolora.-

Naturaleza: Agua Subterránea Capa: 1ra. Profundidad: 5,60 mts.-

Caudal: sin datos Nivel piezométrico: sin datos Depresión: sin datos.-

Temperatura del agua: sin datos Temperatura ambiente: \_\_\_\_\_

Condiciones meteorológicas: sin datos.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: \_\_\_\_\_

Otros datos de interés: \_\_\_\_\_

c.a.o.de p.-

### CONCLUSIONES

SAN LUIS, 21 de Julio de 1971.-

*[Firma]*  
Firma de Jorge J. Piccirilli  
Geólogo

*[Firma]*  
Firma de Jorge J. Piccirilli  
Geólogo  
Jefe de Oficina  
Dirección de Minería

Departamento QUÍMICO  
Laboratorio de Análisis

73



Ministerio de Economía  
Dirección de Minería  
SAN LUIS

USO OFICIAL EXCLUSIVO

para Dirección de Hidráulica

NO CORRESPONDE SEGUIR EL TASA DE LEY

Art 201 y 249 Código Fiscal y Art 7°

Decreto N° 38 - EICM/68

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANEXO 3.22/8

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

D-10

OBJETO: DIRECCION de HIDRAULICA.-

ANALISIS N° 61/72.-

EXACTITUD N° 59/72.-

RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Materia en suspensión.-	
Aspecto decantada .....	Límpida.-	
Aspecto filtrada .....	Límpida.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	8,1.-	
Conductividad eléctrica .....	1.146,1 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	734,2 mg/l.-	
Dureza (1) .....	-----	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	305,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	305,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	427,0 mg/l.-	7,0 me/l.-
Cloruros .....	70,9 mg/l.-	2,0 me/l.-
Sulfatos .....	210,7 mg/l.-	4,3 me/l.-
Calcio .....	-----	
Magnesio .....	-----	
Sodio .....	-----	
Potasio .....	-----	
Hierro .....	-----	
Aluminio .....	-----	
Flúor .....	-----	
Arsénico .....	-----	
Silicio .....	-----	
Amoníaco .....	-----	
Nitritos .....	-----	
Nitratos .....	-----	
Oxidabilidad (02) .....	-----	

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis



ANÁLISIS SOLICITADO: CONDUCTIVIDAD - RESIDUO a 180°C - SULFATOS.-

ROTULADO: V.Mercedes D.H.Nº 10.-

PRESENTADA POR: Geologo Jorge J.Piccirilli.-

REFERENCIAS

MUESTREADOR: José Funcia.-

FECHA MUESTREO: 25-2-72/16 hs. FECHA PRESENTACION: 6-3-72.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml. TIPO DE ENVASE: de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar: Villa Mercedes

Propietario: S/Oficial.-

Localidad: Villa Mercedes

Partido: V.Mercedes Departamento: Pedernera.-

Provincia: San Luis

Fuente provisión de agua: Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen: sin datos

Naturaleza: Subterránea

Capa: 3er.

Profundidad: -----

Caudal: 48.000 l/h.

Nivel-piezométrico: 10,70 mts. Depresión: 26,30 mts.-

Temperatura del agua: sin datos.

Temperatura ambiente: sin datos

Condiciones meteorológicas: sin datos

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION:

sin datos

Otros datos de interés:

e.a.o.de p.-

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 14 de Marzo de 1972.-

*Rosa L. de Rossi*

Rosa L. de Rossi  
Químico

*[Firma]*  
ALICIA ROSARIO VILA  
LIC. QUÍMICA  
JEFE DE QUÍMICO  
DIRECCION DE MINERIA

Departamento QUÍMICO  
Dirección General de Minería



Ministerio de Economía  
Dirección de Minería  
SAN LUIS

DEPARTAMENTO QUIMICO

ISO OFICIAL EXCLUSIVO

para Dirección de Hidráulica.-

NO CORRESPONDE SELLADO NI TASA DE LEY

Art 201 y 249 Código Fiscal y Art 7°

Decreto N° 36 - EIC 1/60

ANEXO 3.2.2/9

# ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION DE HIDRAULICA.-

ANALISIS N° 67/72.-

SOLICITUD N° 65/72.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Materia en suspensión.-	
Aspecto decantada .....	Límpida.-	
Aspecto filtrada .....	Límpida.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Inodora.-	
pH .....	7,8.-	
Conductividad eléctrica .....	2.152,1 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C .....	1.683,2 mg/l.-	
Dureza (1) .....	550,7 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	235,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	235,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	226,7 mg/l.-	4,7 mc/l.-
Cloruros .....	63,8 mg/l.-	1,8 mc/l.-
Sulfatos .....	726,0 mg/l.-	15,1 mc/l.-
Calcio .....	160,3 mg/l.-	8,0 mc/l.-
Magnesio .....	36,4 mg/l.-	3,0 mc/l.-
Sodio (2) .....	243,8 mg/l.-	10,6 mc/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	0,18 mg/l.-	
Aluminio .....	0,1 mg/l.-	
Flúor .....	1,2 mg/l.-	
Arsénico .....	0,01 mg/l.-	
Silice .....	-----	
Amoníaco .....	no contiene.-	
Nitritos .....	0,3 mg/l.-	
Nitratos .....	-----	
Oxidabilidad (O2) .....	no contiene.-	

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$M \ 1.683,2 = \frac{Na \ 25 \quad Ca \ 18 \quad Mg \ 7}{SO_4^{35} \quad CO_3H_{11}}$$

Es un agua sulfato, Hidrocarbonatada de Sodio, Calcio y Magnesio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinado calculado por diferencia en mc/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: P O T A B I L I D A D . -

ROTULADO: D.H.Nº 11.-

PRESENTADA POR: Geólogo Jorge J. Piccirilli-

REFERENCIAS

MUESTREADOR: José Funcia.-

FECHA MUESTREO: 19-3-72/17 hs. FECHA PRESENTACION: 20-3-72.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml. TIPO DE ENVASE: de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO

Nombre del lugar: Dársena

Propietario: Gob. de la Provincia.-

Localidad: Villa Mercedes

Partido: Mercedes Departamento: Pedernera

Provincia: San Luis

Fuente provisión de agua: Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen: sin datos

Naturaleza: Subterránea Capa: 2 y 3' Profundidad: 31,96 - 35,66 mts.- 42,00-45,00 mts

Caudal: 4.500 l/hs. Nivel piezométrico: -9,30 mts. Depresión: 1,80 mts.-

Temperatura del agua: sin datos Temperatura ambiente: \_\_\_\_\_

Condiciones meteorológicas: sin datos

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: no existe.-

Otros datos de interés:

CONCLUSIONES

: Se recomienda averiguar origen de la contaminación.-

c.a.o. de p.-

SAN LUIS, 5 de Abril de 1972.-

*[Handwritten signature]*  
Geólogo

*[Handwritten signature]*  
DIRECCION DE SANIDAD  
GOBIERNO DE SAN LUIS

Departamento SAN LUIS  
Oficina General de Sanidad



Ministerio de Economía  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
San Luis

DEPARTAMENTO QUIMICO

USO OFICIAL EXCLUSIVO

para Dirección de Hidráulica

NO CORRESPONDE PARA EL TACA DE LIT

Art 201 y 202 del Código y Art 7°

Decreto N° 22 - 21/05/68

ANEXO 3.2.2/10

# ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION DE HIDRAULICA.-

ANALISIS N° 101/72.-

SOLICITUD N° 99/72.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo	Limpida.-	
Aspecto decantada	Limpida.-	
Aspecto filtrada	Limpida.-	
Color	Incolora.-	
Turbidez	-----	
Olor	Inodora.-	
PH	8,0.-	
Conductividad eléctrica	1.132,5 micromhos/cm.-	
Residuo filtrable a 180°C.	350,0 mg/l.-	
Dureza (1)	400,4 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1)	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1)	235,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1)	no contiene.-	
Alcalinidad total (1)	235,0 mg/l.-	
Carbonatos	no contiene.-	
Bicarbonatos	236,7 mg/l.-	4,7 mg/l.-
Cloruros	96,4 mg/l.-	2,7 mg/l.-
Sulfatos	256,3 mg/l.-	5,3 mg/l.-
Calcio	110,2 mg/l.-	5,5 mg/l.-
Magnesio	20,4 mg/l.-	2,5 mg/l.-
Sodio (2)	103,1 mg/l.-	4,7 mg/l.-
Potasio	-----	
Hierro	0,01 mg/l.-	
Aluminio	0,05 mg/l.-	
Fósforo	0,8 mg/l.-	
Arsénico	no contiene.-	
Flúor	-----	
Amoníaco	contiene.-	
Nitritos	0,005 mg/l.-	
Nitratos	9 mg/l.-	
Oxidabilidad (OZ)	no contiene.-	

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$850,0 = \frac{Ca_{21}}{21} + \frac{Na_{10}}{10} + \frac{Mg_{10}}{11}$$

Es un agua Sulfato, Hidrocarbonato, Clorurada de Calcio, Sodio y Magnesio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Limp. Oficial. San Luis

(2) No determinado calculado por diferencia en mg/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: POTABILIDAD.-

ROTULADO: -----

PRESENTADA POR: 4.-

REFERENCIAS:

MUESTREADOR: Señor Oscar O. Miranda.-

FECHA MUESTREO: 22-5-72/12 hs. FECHA PRESENTACION: 24-5-72.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 ml TIPO DE ENVASE: de plástico.-

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: Villa Mercedes (Autódromo) Propietario: S/O. Oficial.-

Localidad: V. Mercedes D. 412 Partido: V. Mercedes Departamento: P. de B. -

Provincia: P. de B. -

Fuente provisión de agua: Perforación.-

Aspecto del agua en fuente de origen: sin datos

Naturalidad: Salina. Caparines en conjunto. Profundidad: sin datos

Caudal: sin datos. Nivel piezométrico: 3,90 mts. Depresión: sin datos  
por carecer de elementos.-

Temperatura del agua; no se tomó por Temperatura ambiente: -----

Condiciones meteorológicas: No se tomó por carecer de elementos.-

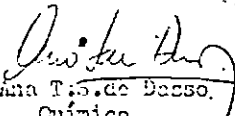
PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION: -----


Otros datos de interés: sin datos

e.c.c. de p. -

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 5 de Junio de 1972.-

  
Ana T. S. de Basso,  
Químico

  
ALICIA H. DE AVILA  
LIC. EN QUÍMICA  
OFIC. EN QUÍMICO  
DIRECCION DE MINERIA

Departamento QUÍMICO  
Unidad Central de Muestreo

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL AGUA

OBJETO: PLAN OFICIAL. DELEGACION DE HIDROLOGÍA

ANÁLISIS Nº 142/72.-

COLECTA Nº 141/72.-

RESULTADOS:

Aspecto general .....	Limpio.-	
Aspecto decantado .....	Limpio.-	
Aspecto filtrado .....	Limpio.-	
Color .....	Incoloro.-	
Turbidez .....		
Olor .....	Inodoro.-	
PH .....	7,2	
Conductividad eléctrica .....	677,2	micromhos/cm.-
Residuo filtrable a 180°C. ....	571,0	mg/l.-
Dureza (I) .....	125,2	mg/l.-
Alcalinidad de carbonatos (I) .....	40,0	mg/l.-
Alcalinidad de bicarbonatos (I) .....	90,0	mg/l.-
Alcalinidad de hidróxidos (I) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (I) .....	130,0	mg/l.-
Carbonatos .....	24,0	mg/l.-
Bicarbonatos .....	103,0	mg/l.-
Cloruros .....	45,5	mg/l.-
Sulfatos .....	181,0	mg/l.-
Sodio .....	50,1	mg/l.-
Magnesio .....	no contiene.-	
Calcio (Ca) .....	124,2	mg/l.-
Potasio .....		5,4 mg/l.-
Hierro .....	0,16	mg/l.-
Aluminio .....	0,8	mg/l.-
Fósforo .....	0,8	mg/l.-
Arsénico .....	0,02	mg/l.-
Flúor .....		
Amónico .....	no contiene.-	
Nitratos .....	0,06	mg/l.-
Nitratos .....	1	mg/l.-
Calidad (C2) .....	no contiene.-	

EXTRACCIÓN SEGUN KOURLOV:

Nº 142/72

2003 07 11 01 7 2005

Los resultados de los análisis químicos de agua de esta muestra, se expresan en mg/l.- y en partes por millón (ppm) y se calculan por el factor de conversión de 1 mg/l. = 1 ppm.

ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA.-

RENTAL DEL AGUA.-

FECHA DE LA PRUEBA DE HIDRÁULICA.-

REFERENCIAS:

ANALIZADOR: José Funcia.-

FECHA DEL ANÁLISIS: 2-72; 13hs. FECHA DE PRESENTACIÓN: 29-2-72.-

CANTIDAD DE AGUA FILTRADA: 2 lt. TIPO DE ENVASE: Plástico.-

UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN MUESTREO:

Nombre del lugar: Villa Mercedes D.H. Nº3 Propietario: S/Oficial (Golf Club)

Localidad: VILLA MERCEDES Partido: MERCEDES Departamento: PODERERA.-

Provincia: SAN LUIS

Fuente provisión de agua: Perforación.

Aspecto del agua en fuente de origen: -----

Naturalidad: Subterránea.- Capa: 3 en conjunto Profundidad: 53,70 mt. 221

Caudal: 3000 lts/h. Nivel piezométrico: -13,40 mt. Depresión: -----

Temperatura del agua: no se tomó. Temperatura ambiente: -----

Condiciones meteorológicas: no se determinaron.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACIÓN:

Otros datos de interés: -----

### CONCLUSIONES

Los análisis hechos de agua se encuentran dentro de los límites permitidos por C.B.N. para agua potable.

Hay que determinar origen de la contaminación.

FECHA 7 de 8 febrero de 1972.-

*[Firma]*

*[Firma]*

DH 14

Ministerio de Fomento  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
San Luis

DEPARTAMENTO QUIMICO

El presente informe se refiere al agua de la

Art 201 y 249 C.O.M. y Art 7°

Decreto N° 38 - BICM/68

ANEXO 3.2.2/12

## ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL AGUA

OBJETO: "DIRECCION DE HIDRAULICA.-"

ANÁLISIS N° 176/72.-

SOLICITUD N° 167/72.-

## RESULTADOS:

Aspecto directo .....	Límpida.-	
Aspecto desmenuado .....	Límpida.-	
Aspecto filtrado .....	Límpida.-	
Olor .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	Incolora.-	
PH .....	7,9.-	
Conductividad eléctrica .....	3.481,3 micromhos/cm.-	
Residuo fijo a 180°C. ....	2.554,1 mg/l.-	
Dureza (1) .....	525,4 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1) .....	220,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	220,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	265,4 mg/l.-	4,4 me/l.-
Cloruros .....	375,2 mg/l.-	10,6 me/l.-
Sulfatos .....	1.111,2 mg/l.-	23,1 me/l.-
Calcio .....	160,2 mg/l.-	5,0 me/l.-
Magnesio .....	66,9 mg/l.-	5,5 me/l.-
Sodio (2) .....	673,9 mg/l.-	29,2 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	No se determinó por falta de reactivo.-	
Aluminio .....	0,1 mg/l.-	
Fierro .....	1,6 mg/l.-	
Arsénico .....	0,02 mg/l.-	
Cianuro .....	-----	
Amoníaco .....	Positivo.-	
Nitratos .....	3,0 mg/l.-	
Nitritos .....	No se determinó por falta de reactivo.-	
Conductividad (2) .....	3 mg/l.-	

## CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

M = 2.554,1	Na 29	Mg 5	Ca 5
	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> 29	Cl <sub>2</sub> 13	CO <sub>3</sub> H <sub>2</sub> 5

Es un agua blanda, Cloruro, Hidrocarbonato de Sodio, Magnesio y Calcio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

(2) No determinado calculado por diferencia en me/l. y expresado en Sodio.-

Exp. Quím. San Luis



ANÁLISIS SOLICITADO: POTABILIDAD.-

ROTULADO: 1.-

PRESENTADA POR: Ccol. Roberto Stas.-

REFERENCIAS:

PRESTADOR: Sr. José Puncia.-

FECHA MUESTRO: 26-9-72/15;32 FECHA PRESENTACION: 27-9-72.-

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 2.000 TIPO DE ENVASE: de plástico

UBICACION ESTACION MUESTRO:

Nombre del lugar: Villa Mercedes Propietario: S/Oficial

Localidad: Villa Mercedes Partido: Mercedes Departamento: Pedernera

Provincia: San Luis

Fuente provisión de agua: Perforación N° 14

Aspecto del agua en fuente de abastecimiento: sin datos

Naturaleza: Subterránea Capa: 2da. Profundidad: 31,00 a 36,00 mts.

Caudal: ----- Nivel piezométrico: 9,30 mts. Depresión: -----

Temperatura del agua: No se tomó por carecer de elementos  
Temperatura ambiente:

Condiciones meteorológicas: No se tomó por carecer de elementos.-

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION:

Otros datos de interés:

CONCLUSIONES: Excede el valor de Sulfato y Bureza permitido por Obras Sanitarias de la Nación para aguas Potables. Averiguar origen de Contaminación.-

e.a.o.de p.-

SAN LUIS, 2 de Octubre de 1972.-

*[Firma]*  
DIRECCION DE SALUBRIDAD  
DIRECCION DE SALUBRIDAD  
DIRECCION DE SALUBRIDAD

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANALISIS FISICO-QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION DE HIDRANTICA.-

ANALISIS N° 65/74.-

SOLICITUD N° 61/74.-

RESULTADOS:

Aspecto General .....	Limpia.-	
Aspecto de color .....	Limpia.-	
Aspecto de olor .....	Limpia.-	
Color .....	Incolora.-	
Turbidez .....	-----	
pH .....	Incolora.-	
Conductividad eléctrica .....	8.-	
Residuo fijo a 100 C. ....	1.102,5 mg/l.-	
Residuo fijo a 180 C. ....	832,5 mg/l.-	
Residuo fijo a 212 C. ....	237,7 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (H) .....	no contiene.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (H) .....	100,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidroxidos (H) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (H) .....	100,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	no contiene.-	
Bicarbonatos .....	219,6 mg/l.-	3,6 mg/l.-
Cloruros .....	177,6 mg/l.-	3,6 mg/l.-
Sulfatos .....	245,2 mg/l.-	3,6 mg/l.-
Cromo .....	65,1 mg/l.-	3,2 mg/l.-
Aluminio .....	18,2 mg/l.-	1,5 mg/l.-
Sodio (2) .....	186,3 mg/l.-	8,1 mg/l.-
Calcio .....	-----	
Magnesio .....	-----	
Amonio .....	-----	
Nitrito .....	-----	
Nitrato .....	-----	
Fluoruro .....	-----	
Acido .....	-----	
Alcalinidad (3) .....	-----	

INDICACION SEGUN NORMAS:

$$N = 321,5 = \frac{Na \cdot 12}{22} + \frac{Ca \cdot 20}{20} + \frac{Mg \cdot 24}{24}$$

(1) Exprimido en mg/l. de calcio  
(2) No se calcula por el método de calcio y expresado en mg/l.  
(3) No se calcula por el método de calcio y expresado en mg/l.

QUE SOLICITADO: SALUBRIDAD.-

DE:

ENTRADO POR: Cnel. R. Sandoz

REFERENCIAS:

FECHA DE: Cnel. R. Sandoz

N. MUESTREO: 7-3 FECHA PRESENTACION: 12-3

TIPO DE MUESTRA PRESENTADA: TIPO DE ENVASE:

ACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: Policlínico Regio Propietario: /Nol

Nombre: Mercedes Ender Mercedes Departamento: Pedernera

Ciudad: San Luis

Se percibe el ruido de perforación

Se percibe el ruido de perforación

Observaciones: Uñas: 2da. - Profundidad: 40 mts.

N. 15,390 Nivel piezométrico: Diferencia

Temperatura del agua: Temperatura ambiente:

Temperatura ambiente:

MINIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION

Señal de interés:

CONSERVACIÓN: No se efectúan todas las determinaciones por falta de espacio dado que están remodelando el edificio.-

e.e.e.d. p.:-

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 27 de Marzo de 1974.-

Rev. E. P. de Sandoz  
San Luis

ALC. RA. HERRERA

San Luis



MINISTERIO DE ECONOMIA  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
SAN LUIS

100

ANEXO 3.2.2/14

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO:

DIRECCION DE HIDRAULICA.-

ANALISIS N°

307/76.-

VILLA MERCEDES D.H.N°20

SOLICITUD N°

307/76.-

RESULTADOS:

Aspecto directo .....	materia en suspensión.-	
Aspecto decantada .....	límpida.-	
Aspecto filtrada .....	límpida.-	
Color .....	incolora.-	
Turbidez .....	-----	
Olor .....	inodora.-	
PH .....	-----	
Conductividad eléctrica .....	760,0 microhm/cm.-	
Residuo filtrable a 180 C. ....	549,6 mg/l.-	
Dureza (1) .....	150,3 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1) .....	10,0 mg/l.-	
Alcalinidad de Bicarbonatos (1) .....	175,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1) .....	no contiene.-	
Alcalinidad total (1) .....	185,0 mg/l.-	
Carbonatos .....	6,0 mg/l.-	0,2 me/l.-
Bicarbonatos .....	213,5 mg/l.-	3,5 me/l.-
Cloruros .....	63,8 mg/l.-	1,7 me/l.-
Sulfatos .....	128,4 mg/l.-	2,6 me/l.-
Calcio .....	60,1 mg/l.-	2,9 me/l.-
Magnesio .....	no contiene.-	
Sodio (2) .....	117,3 mg/l.-	5,1 me/l.-
Potasio .....	-----	
Hierro .....	-----	
Aluminio .....	-----	
Flúor .....	-----	
Arsénico .....	-----	
Sílice .....	-----	
Amoníaco .....	-----	
Nitritos .....	-----	
Nitratos .....	-----	
Oxidabilidad (02) .....	-----	

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$M \ 549,6 = \frac{Na \ 31}{CO_3H_{21} \ 21} \frac{SO_4 \ 16}{16} \frac{Cl \ 10}{10}$$

Es un agua Hidrocarbonato, Sulfato, Clorurada de Sodio y Calcio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio.

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinado calculado por diferencia en me/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: SALINIDAD.-

ROTULADO: 1

PRESENTADO POR: DIRECCION DE HIDRAULICA.-

REFERENCIAS:

MUESTREADOR: Sr. Miranda

FECHA MUESTREO: 3-11 FECHA PRESENTACION:

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: 1.000 ml. TIPO DE ENVASE: de vidrio

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: V. MERCEDES D.H. No 25 Propietario: Centro Educativo Agrícola

Localidad: V. MERCEDES Partido: MERCEDES Departamento: FEDERFERA

Provincia: SAN LUIS

Fuente provisión de agua: PERFORACION

Aspecto del agua en fuente de origen:

Naturaleza: Capa: 2da. Profundidad: 66,00 - 73,50 mts.

Caudal: 7.500 l/h Nivel piezométrico: 10,00 m. Depresión: 3,19 m.

Temperatura del agua: Temperatura ambiente:

Condiciones meteorológicas:

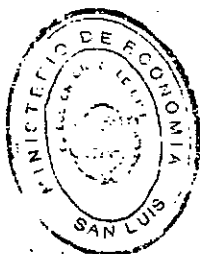
PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION

Otros datos de interés:

e.a.o.de p.-

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 26 de Noviembre de 1976.-



*[Signature]*  
JOSE M. SERRAHAM  
QUIMICO  
JEFE OPTO. QUIMICO  
DIRECCION GRAL. DE MINERIA

*Es copia fiel del original con fe:*

*[Signature]*



MINISTERIO DE ECONOMIA  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
SAN LUIS

Art 201 y 249 Ley 17.331 y Art 7°  
Decreto N° 30.114.1968

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANEXO 3.2.2/15

CAP

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION DE HIDRAULICA

ANALISIS N° 272/74.-

SOLICITUD N° 228/74.-

RESULTADOS:

Aspecto directo	Límpida.-	
Aspecto decantada	Límpida.-	
Aspecto filtrada	Límpida.-	
color	Incolora.-	
Turbidez	-----	
Olor	Inodora.-	
PH	7,65	
Conductividad eléctrica	508,8 micromhos/cm	
Residuo filtrable a 180 C.	340,0 mg/l.-	
Dureza (1)	200,4 mg/l.	
Alcalinidad de carbonatos (1)	no contiene	
Alcalinidad de bicarbonatos (1)	145,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1)	no contiene	
Alcalinidad total (1)	145,0 mg/l.-	
Carbonatos	no contiene	
Bicarbonatos	176,9 mg/l.-	2,9 mg/l.-
Cloruros	28,3 mg/l.-	0,8 mg/l.-
Sulfatos	97,1 mg/l.-	2,0 mg/l.-
Calcio	80,1 mg/l.-	4,0 mg/l.-
Magnesio	no contiene	
Sodio (2)	39,1 mg/l.-	1,7 mg/l.-
Potasio	-----	
Hierro	-----	
Aluminio	-----	
Flúor	-----	
Arsénico	-----	
Sílice	-----	
Amoníaco	-----	
Nitritos	-----	
Nitratos	-----	
Oxidabilidad (02)	-----	

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$M_{340} = \frac{Ca_{35}}{CO_3^{H_{25}}} \frac{Na_{15}}{SO_{417}}$$

Es un agua Hidrocarbonato, Sulfatada de Calcio y Sodio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

Imp. Oficial - San Luis

(2) No determinado, calculado por diferencia en mg/l. y expresado en Sodio.-

ANALISIS SOLICITADO: S A L I N I D A D

ROTULADO: Muestra N° 1

PRESENTADO POR: Dirección de Hidráulica.-

REFERENCIAS:

MUESTREADOR: Dr. Jorge Piccirilli

FECHA MUESTREO: 29-8 FECHA PRESENTACION: 30-8-74

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: TIPO DE ENVASE: Plástico de 2000 ml

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: C.A.B N° 2 Propietario: S/Oficial

Localidad: C.A.P. N° 2 Partido: Mercedes Departamento: Pedernera

Provincia: San Luis

Fuente provisión de agua: Subterránea

Aspecto del agua en fuente de origen: ---

Naturaleza: Ascend. Capa: 1ra -Profundidad: 51,50 m.

Caudal: 100.000 l/h Nivel piezométrico: 13 Depresión: s/d

Temperatura del agua: --- Temperatura ambiente: ---

Condiciones meteorológicas: ---

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION

Otros datos de interés:

CONCLUSIONES

SAN LUIS, 30 d3 Agosto de 1974.-

Rosa E. P. de Luna  
Secretaria

José Miguel Abad  
Secretario





MINISTERIO DE ECONOMIA  
DIRECCION GENERAL DE MINERIA  
SAN LUIS

DEPARTAMENTO QUIMICO

ANALISIS FISICO QUIMICO DEL AGUA

OBJETO: DIRECCION de HIDRAULICA

ANALISIS N° 268/74.-

SOLICITUD N° 224/74.-

RESULTADOS:

Aspecto directo	Limpida.-	
Aspecto decantada	Limpida.-	
Aspecto filtrada	Limpida.-	
color	Incolora.-	
Turbidez		
Olor	Inodora.-	
PH	8,45	
Conductividad eléctrica	768,0 micromhos/cm	
Residuo filtrable a 180 C.	497,4 mg/l.-	
Dureza (1)	225,4 mg/l.-	
Alcalinidad de carbonatos (1)	20,0 mg/l.-	
Alcalinidad de bicarbonatos (1)	130,0 mg/l.-	
Alcalinidad de hidróxidos (1)	no contiene.-	
Alcalinidad total (1)	150,0 mg/l.-	
Carbonatos	12,0 mg/l.-	0,4 mg/l.-
Bicarbonatos	158,6 mg/l.-	2,6 mg/l.-
Cloruros	78,0 mg/l.-	2,2 mg/l.-
Sulfatos	147,3 mg/l.-	3,0 mg/l.-
Calcio	90,1 mg/l.-	4,4 mg/l.-
Magnesio	no contiene.-	
Sodio (2)	87,4 mg/l.-	3,8 mg/l.-
Potasio		
Hierro		
Aluminio		
Flúor		
Arsénico		
Silíce		
Amoníaco		
Nitritos		
Nitratos		
Oxidabilidad (O2)		

CLASIFICACION SEGUN KOURLOV:

$$M_{497,4} = \frac{Ca_{26}}{SO_4 \ 18} \frac{Na_{23}}{CO_3 \ 15} \frac{Cl}{13}$$

Es un agua Sulfato Hidrocarbonato Clorurada de Calcio y Sodio.-

(1) Expresado en carbonato de calcio

(2) No determinado, calculado por diferencia en mg/l y expresado en Sodio.-



ANALISIS SOLICITADO: **SALINIDAD**

ETIQUETADO: **Muestra Nº 1**

PRESENTADO POR: **DIRECCION DE HIDRAULICA**

REFERENCIAS:

MUESTREADOR: **Jorge Piccirilli**

FECHA MUESTREO: **29.8** FECHA PRESENTACION: **29-8-74**

CANTIDAD MUESTRA PRESENTADA: **TIPO DE ENVASE: de plástico**

UBICACION ESTACION MUESTREO:

Nombre del lugar: **Toma del Rio Y (YPF)** Propietario: **s/Oficial**

Localidad: **Toma Rio Y** Partido: **Mercedes** Departamento: **Pedernera**

Provincia: **San Luis**

Fuente provisión de agua: **Subterránea**

Aspecto del agua en fuente de origen: **---**

Naturaleza: **Ascend.** Caudal: **1ra** Profundidad: **---**

Caudal: **60.000 l/h** Nivel piezométrico: **---** Depresión: **---**

Temperatura del agua: **s/d** Temperatura ambiente: **s/d**

Condiciones meteorológicas: **s/d**

PROXIMIDAD FUENTE DE CONTAMINACION

Otros datos de interés:

CONCLUSIONES

SAN LUIS., 30 de Agosto de 1974.-

*[Firma]*  
**Ena E. D. de Rossi**  
Químico



# Planteo de Alternativas Estudio de Partes



## CONTENIDO :

- 4.1.- Captación.
- 4.1.1.- Captación para Fuentes Subálveas.
- 4.1.1.1.- Variante con Canal Secundario Derivador a Toma Nueva.
- 4.1.1.2.- Variante sin Canal Secundario Derivador a Toma Nueva.
- 4.1.2.- Captaciones para Fuentes Subterráneas.
- 4.1.2.1.- Estimación de Caudales Probables.
- 4.1.2.2.- Conclusiones.
- 4.1.2.3.- Ensayos Realizados.
- 4.1.3.- Obras de Toma para Fuentes Superficiales.
- 4.1.3.1.- Toma sobre el Canal Revestido.-
- 4.1.3.2.- Toma sobre Dique Vulpiani.
- 4.2.- Potabilización del Agua.
- 4.2.1.- Agua del Subálveo.
- 4.2.2.- Aguas Subterráneas.
- 4.2.3.- Agua Superficial.
- 4.3.- Obras de Conducción.
- 4.3.1.- Acueductos Actuales.
- 4.3.1.1.- Capacidad teórica de los Acueductos.
- 4.3.1.2.- Capacidad real de los Acueductos.
- 4.3.1.3.- Comparación de Resultados.
- 4.3.1.4.- Recorrido de los Acueductos.
- 4.3.2.- Construcción de Nuevos Acueductos.

- 4.3.2.1.- Traza de Acueductos Existentes.
- 4.3.2.2.- Variante de traza en Segundo Tramo.
- 4.4.- Obras de Regulación y Reserva.
- 4.4.1.- Obras de Regulación.
- 4.4.2.- Obras de Reserva.
- 4.4.2.1.- Fijación de tiempos equivalentes de Reserva.
- 4.4.2.2.- Fijación de Años de incorporación de las Reservas.

## INDICE DE CUADROS Y PLANILLAS

- 4.1.2.3/1-4.- Datos ensayos del acuífero.
- 4.1.2.3/5.- Método Theis - Pozo O.S.N. 1.
- 4.1.2.3/6.- Método Theis - Pozo Frigorífico La Morocha.
- 4.1.2.3/7.- Método Theis - Pozo D.P.A. 31.
- 4.1.2.3/8.- Nivel de Agua/Tiempo - Pozo observación N°20.
- 4.1.2.3/9.- Método Theis - D.P.A. N°20.
- 4.1.2.3/10.- Método Crow - D.P.A. N°20.
- 4.2.2/1.- Contenido Salino, Cloruros y Sulfatos.- Pozo 1.
- 4.2.2/2.- Análisis Agua - Pozo N°1.
- 4.2.2/3.- Curva de Salinidad Total - Pozo 1.
- 4.2.2/4.- Variación del contenido de Sales - Pozo 1.
- 4.2.2/5.- Análisis Agua - Pozo Frigorífico La Morocha.
- 4.3.1.3/1.- Capacidad de Conducción Acueductos.
- 4.4.2.2/1.- Equivalencia Volúmenes de Reserva.
- 5.1.1.1/2.- Turbiedad Río y Galerías.
- 5.1.1.1/3.- Gráfico de Hudson.
- 5.2/1-2.- Precios Unitarios de Cañerías.
- 5.2/3.- Costos Unitarios de Equipos de Bombeo.
- 5.2/4-5.- Costo Perforaciones, Línea de Energía y Obras Civiles Complementarias.
- 5.2/6-8.- Gastos en Personal.
- 5.2.1/1.- Alt.1 - Var. 1 y 2 - Costo Anual Cañería Instalada
- 5.2.1/2.- Alt.1'--Var. 1 - Costo Anual Conducto de Aducción.

- 5.2.1/3.- Alt.1 - Var. 2 - Costo Anual Conducto de Impulsión.
- 5.2.1/4.- Alt.1 - Var. 1 y 2 - E°Potabilización - Presupuesto.
- 5.2.1/5.- Alt.1 - Var. 1 y 2 - E°Potabilización - Costos de Explotación.
- 5.2.1/6.- Alt.1 - Var. 2 - Costos de Bombeo.
- 5.2.1/7.- Costo Anual Depósito de Reserva.
- 5.2.1/8.- Alt.1 - Var. 1 y 2 - Costos Totales Anuales.
- 5.2.2/1-4.- Alt.2 - Pérdida de Carga en Cañerías.
- 5.2.2/5-8.- Alt.2 - Costo Anual de Cañería Instalada.
- 5.2.2/9-12 Alt.2 - Consumo de Energía y Costos Anuales de Bombeo.
- 5.2.2/13-16.- Alt.2 - Costo Unitario y Anual de Equipos de bombeo.
- 5.2.2/17-18.- Alt.2 - Cañería de Impulsión - Pérdidas de Carga.
- 5.2.2/19-20.- Alt.2.- Costo Total y Anual de Cañería Instalada.
- 5.2.2/21-22.- Alt.2 - Costo Anual de Bombeo.
- 5.2.2/23-24.- Alt.2 - Costo Anual de Equipos de Bombeo.
- 5.2.2/25-26.- Alt.2.- Impulsión - Costos Totales Anuales.
- 5.2.2/27.- Alt.2 - Costos Totales Anuales.
- 5.2.2/28.- Alt.2 - Estación de Bombeo de Cisterna a Tanque Elevado  
Costos.
- 5.2.2/29.- Alt.2 - Variante de Menor Costo.
- 5.2.3/1.- Alt.3 - Costo Total Anual del Canal de Derivación.
- 5.2.3/2.- Alt.3 - Var. 1 - Ampliación de Galerías Filtrantes -  
Costos.
- 5.2.3/3.- Alt.3 - Var. 2 - Ampliación de Galerías Filtrantes.

- 5.2.3/4.- Alt.3 - Var. 1 -Costo Anual de Cañería Instalada.
- 5.2.3/5.- Alt.3 - Var. 2 -Costo Anual de Cañería Instalada.
- 5.2.3/6.- Alt.3 - Costos Ambas Alternativas.
- 5.2.4/1.- Costos Totales Anuales de la Variantes de Menor Costo.

#### 4.- PLANTEO DE ALTERNATIVAS. ESTUDIO DE PARTES.-

Estudiaremos las posibilidades técnico-económicas que ofrecen cada una de las tres alternativas de captación (subálveo, superficial y subterráneo), desarrollando, dentro de ellas, las variantes que se estimen relevantes.-

A efectos de encarar la selección final sobre la fuente de provisión y sus correspondientes variantes asumiremos los supuestos básicos que se indican a continuación:

- Las variantes de captación superficial y de agua subterránea constituirán sistemas de provisión mixtos, por cuanto las instalaciones existentes (agua del subálveo) continuarán con cierto aporte, según se asume en el punto siguiente.
- Al cabo del período de diseño las actuales instalaciones de captación y conducción de agua para Villa Mercedes tendrán, todavía, cierta capacidad remanente de provisión de agua. No obstante la antigüedad de dichas instalaciones abonan tal tesitura las siguientes consideraciones:

a.- La regulación de caudales que impone la habilitación del Dique Paso de las Carretas que disminuirá considerablemente los riesgos de crecidas extraordinarias que pudieran afectar tanto a las instalaciones civiles como las condiciones del lecho y manto filtrante.-

b.- La decantación natural en el embalse y su posterior conducción, mediante canal revestido, permite predecir una disminución de la turbiedad inorganica del agua natural. Es probable que ello signifique una mayor velocidad de filtración.-

c.- Es dable esperar una mejora en las condiciones de operación del sistema por mayor aporte tecnológico y de recursos.-

. Se estimó esta cantidad de aporte "residual" de las actuales instalaciones en  $7000 \text{ m}^3/\text{día}$ , al año 2010.-

. Se adopta como población la correspondiente al término del período de diseño, que supone un nivel de consumo medio diario de:

$Q_{2010} = 27.000 \text{ m}^3/\text{día}$  al que le debemos restar el aporte de las instalaciones existentes. Así queda:

$$Q_c = 20.000 \text{ m}^3/\text{día} = 231 \text{ l/s.}$$

En última instancia el mayor o menor acierto y/o arbitrariedad de los supuestos realizados, queda compensada por el hecho de que todas las alternativas, siendo equivalentes, se plantean sobre las mismas bases.-

Se ajustará el procedimiento cuando, dos o más alternativas ofrezcan similares condiciones de factibilidad económica introduciendo, específicamente, el carácter "mixto" del sistema de provisión resultante.-

#### 4.1.- Captación



#### 4.1.1.- Captación para Fuentes Subálveas

A los efectos del análisis de esta alternativa de captación, asumiremos que:

. Se adopta el sistema de pozos radiales de captación del agua subálvea.-

. Se adopta un rendimiento específico de las cañerías radiales, al cabo del período de diseño, de 0.26 l/m.seg. -- que supone un aumento del orden del 50% sobre el rendimiento establecido para el año 1978 (0.173 l/m.seg.) Ello se fundamenta en: mejores condiciones constructivas actuales, regulación del río, - menor turbiedad del agua natural por provenir de embalse y conducción mediante canal revestido, mayor aporte tecnológico en el mantenimiento.-

. Sobre la base del rendimiento específico estimado para el año 2010, la longitud de cañería filtrante será:

$$L = Q_c / R = 231 \text{ l/s} \div 0,26 \text{ l/m.s.} = 890 \text{ m.}$$

En lo que respecta a la factibilidad técnica de - estos trabajos entendemos que, al presente, no se plantean las dificultades con que debió enfrentarse la ejecución de las obras -- existentes.-

Sin embargo la considerable longitud de ampliación de los radiales así como la existencia del canal revestido - imponen ciertas limitaciones que obligan al estudio de por lo menos dos alternativas posibles dentro de la variante.-

Ya se ha planteado que la habilitación del canal

revestido desde el Dique Paso de las Carretas dejará en seco el tramo aguas arriba de la desembocadura de dicho canal sobre el cauce del río (a la altura del puente carretero). En dicho tramo se encuentra la Toma Nueva cuya alimentación, por consiguiente, queda librada al aporte de la Cuenca propia del Tramo y del manejo futuro que se haga del Dique Paso de las Carretas.-

Ambas circunstancias son cuantitativamente impredecibles además de estar muy ligadas a factores estacionales. Por tanto creemos prudente no contabilizar los posibles aportes de esta Toma para el caso apuntado, desarrollando la ampliación en la totalidad de los 890 m. sobre Toma Vieja.-

Ahora bien, la proximidad del paso del canal a la Toma Nueva permite estudiar la posibilidad de desviar parte del caudal conducido por el mismo aguas arriba de los radiales de dicha Toma. En este caso, se incorporarían al servicio los actuales radiales de Toma Nueva, posibilitando disminuir la longitud de las cañerías filtrantes a ampliar.-

Esto plantea dos alternativas basicas:

#### 4.1.1.1.- Variante con canal secundario derivador a Toma Nueva

Se desarrollará la totalidad de la ampliación en la Toma Vieja.-

En este caso debe restarse a la ampliación el aporte de la Toma Nueva que, mediante el Canal Secundario Derivador, seguirá en servicio.-

En el cálculo respectivo se adoptará el promedio de aporte de la Toma Nueva correspondiente al año 1978.

Se lo afectará por coeficiente menor a uno para tener en cuenta la posible pérdida de rendimiento en el año 2010.

En función del aporte residual de la Toma Nueva se determinará la longitud total de la ampliación de cañerías de filtración para esta alternativa.

Se impone la construcción de un canal secundario de derivación según alguna de las variantes planteadas en plano 4.1.1./1 y ya analizadas en punto 2.1.1.-

En dicho punto se establecía la conveniencia de tomar el brazo más largo de las alternativas válidas (1 y 3) por cuanto la alternativa 3 ofrecía el riesgo de atravesar terrenos de una implantación industrial. A la fecha y a la luz de las seguridades ofrecidas sobre que las industrias en la zona cumplirán con las reglamentaciones vigentes en materia de contaminación, desaparece el principal inconveniente que se observaba a esta alternativa y se opta por ella.

No variamos el tramo de acueductos entre ambas Tomas y a partir de la Toma Vieja se plantea la construcción de un acueducto para el caudal de  $20.000 \text{ m}^3/\text{d}$ . Su recorrido es paralelo a los existentes. Plano 4.1.1.1./1.

En lo referente a la reserva se efectúan las mis--

mas obras que en la variante siguiente.

4.1.1.2.- Variante sin Canal Secundario Derivador a Toma Nueva

Se desarrollarán los 890 m. de galería en Toma --  
Vieja.-Plano 4.1.1.2./1 (Nivelación)

Se desprecian eventuales aportes de la Toma Nueva  
que, en esta variante, queda "en seco".-

Se establecen dos etapas de construcción de las -  
galerías de 450 m. c/u.-

Debe construirse acueducto para la totalidad de -  
caudal correspondiente al período de diseño ( $20.000 \text{ m}^3/\text{d. ó } 231 \text{ l/s}$ ).-

La traza del acueducto es paralela a los existen-  
tes.-

Se adoptan  $21.000 \text{ m}^3$  de reserva total para el fi-  
nal del período de diseño. Esto corresponde a un tiempo equivalen-  
te del consumo medio de 19,0 hs. que, sumado al aporte del pozo -  
N° 1 durante ese lapso, supone unas 20,0 horas del consumo medio  
diario.-

Este volúmen de reserva se considera adecuado con-  
siderando que la cantidad de  $15.000 \text{ m}^3$  de ampliación (tres unida-  
des de  $5.000 \text{ m}^3 \text{ c/u}$ ) se ubicará en las inmediaciones del centro -  
de consumo es decir, no estarán sujetas a la vulnerabilidad de --  
los acueductos.-

#### 4.1.2.- Captaciones para Fuentes Subterráneas

Ya ubicada la zona de emplazamiento más adecuada de posibles perforaciones desde un punto de vista hidrogeológico e hidroquímico ( punto 3.2.), interesa conocer las posibilidades desde un punto de vista cuantitativo, que ofrecen estas zonas probables. Bateria de Pozos- Nivelación Variante 2 - Plano 4.1.2./1

No existe información sobre pruebas de acuíferos con determinación de valores de permeabilidad (k), transmisividad (T) y coeficiente de almacenamiento (S).

A efectos de superar esta carencia se ha realizado, no obstante, una estimación de estos parámetros en base a los datos litológicos aportados por los perfiles de perforaciones.

Los resultados de dicha estimación arrojan valores de transmisividad que varían entre 300 y 800 m<sup>2</sup>/día, localizándose los mayores valores en el sector de margen derecha, en las proximidades del Río Quinto. Le sigue, en orden de importancia, el valor de aquellas zonas aledañas al Río Quinto, sobre su margen izquierda.

Los valores consignados deben considerarse como una primera aproximación, que deberá irse ajustando en la medida que se efectúen ensayos de los acuíferos y aún, se instalen perforaciones de explotación.

La información sobre las pruebas de bombeo realizadas, permiten conocer, en los casos que éstas se efectuaron con bombas, los caudales característicos para distintas perforaciones.

Así se tiene:

PERFORACION		CAUDAL CARACTERISTICO (m <sup>3</sup> /h/m)
V. Mercedes	D.H.4	21,0
"	D.H.5	2,6
"	D.H.6	1,1
"	D.H.10	1,8
"	D.H.11	2,5
"	D.H.12	23,2
"	D.H.13	3,3
"	D.H.21	1,7
"	D.H.22	4,0

Como puede observarse de la tabla precedente, los valores son muy dispares ya que, además de las características hidráulicas del acuífero, influyen en los resultados obtenidos factores tales como: equipo extractor utilizado, sistema de medidas de depresión, tipo de filtro utilizado, duración del ensayo, etc.

Por lo expuesto, se deduce que los ensayos realizados no son comparables entre sí, y cabe para esto, las mismas consideraciones que para los valores estimados de T.

#### 4.1.2.1.- Estimación de Caudales Probables de Captación

En función de las magnitudes de T estimadas y asignando un valor al coeficiente de almacenamiento S de  $1 \times 10^{-3}$  que corresponde a un acuífero semiconfinado, se procedió a calcular los caudales probables de extracción de una perforación tipo de 10" de diámetro. Se efectuó con un periodo de bombeo de un día y una depresión de 20 mts.. Utilizando la fórmula de -- Theis cuya expresión es:

$$s = \frac{Q \cdot W(u)}{4 \pi \cdot T} \quad \text{B.H. 13} \quad u = \frac{r^2 \cdot S}{4t \cdot T} \quad \text{donde}$$

s = Depresión (m)

Q = Caudal ( $\text{m}^3/\text{día}$ )

$W(u)$  = Función de pozo

T = Transmisividad ( $\text{m}^2/\text{día}$ )

r = Radio del pozo (m)

S = Coeficiente de almacenamiento

t = tiempo (d)

Reemplazando

$$T = 300 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$u = \frac{0.125^2 \times 1 \times 10^{-3}}{4 \times 1 \times 300} = 1,3 \cdot 10^{-8} ; W(u) = 17.58$$

$$Q = \frac{20 \times 4 \times 300}{17,58} = 4.287 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\underline{\underline{Q = 179 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

para  $T = 800 \text{ m}^2/\text{día}$

$$u = \frac{0,125^2 \times 1 \times 10^{-3}}{4 \times 1 \times 800} = 4,87 \cdot 10^{-9} ; W_{(u)} = 18.55$$

$$Q = \frac{20 \times 4 \times \pi \times 800}{18.55} = 10.833 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\underline{\underline{Q = 451 \text{ m}^3/\text{h}}}$$

Estos resultados corresponden a perforaciones 100% eficientes. En la práctica, un valor de 65%, es considerado como una eficiencia buena, en consecuencia los Q posibles determinados de acuerdo con las hipótesis asumidas, serían de aproximadamente -- 115 m<sup>3</sup>/h y 290 m<sup>3</sup>/h para cada uno de los casos contemplados.

Siguiendo el mismo criterio se procedió a calcular, a modo de ejemplo, la distancia a que se produciría una depresión de un metro, considerando una extracción de 115 m<sup>3</sup>/h -- mediante una perforación que capte un acuífero cuya T fuera de -- 300 m<sup>2</sup>/d y su  $S = 1.10^{-3}$ .

Para  $T = 300 \text{ m}^2/\text{d}$

$$r^2 = \frac{u \cdot 4t \cdot T}{S}$$

$$W_{(u)} = \frac{s \cdot 4\pi \cdot T}{Q}$$

reemplazando

$$W_{(u)} = \frac{1 \times 4 \times \pi \times 300}{2760} = 1,36 ; u = 1.7 \times 10^{-1}$$



$$r = \sqrt{\frac{1,7 \times 10^{-1} \times 4 \times 1 \times 300}{1 \times 10^{-3}}} = \underline{\underline{451 \text{ m}}}$$

Para  $T = 800 \text{ m}^2/\text{d}$

$$W_{(u)} = \frac{1.4 \times \pi \times 800}{2760} = 3,46 ; U = 1,5 \times 10^{-2}$$

$$r = \sqrt{\frac{1,5 \times 10^{-2} \times 4 \times 800}{1 \times 10^{-3}}} = \underline{\underline{214 \text{ m}}}$$

Entre los valores obtenidos se ubica el distanciamiento entre perforaciones. Adoptamos 350 m. a efectos de producir una depresión mínima y evitar una interferencia significativa entre los conos de depresión producida por bombeo simultáneo de las perforaciones.

También, a modo de ejemplo, se presenta una estimación del caudal de agua subterránea que circula por una sección dada.

A tal efecto, se utilizó un valor de transmisividad de  $500 \text{ m}^2/\text{d}$  ; el gradiente determinado a partir del mapa de Isopiezas es de 0,004 y la longitud de la sección considerada de 5000 m. (aproximadamente 1500 m. al norte del río y 3500 m. al sur del mismo). En virtud de la ley de Darcy, se tiene:

$$q = k.A.i$$

$$q = i.e.l.i.$$

$$q = T.l.i$$

Donde:

$q$  = Caudal ( $m^3/d$ )

$k$  = Coeficiente de permeabilidad ( $m/d$ )

$A$  = Area de la sección considerada ( $m^2$ )

$i$  = Gradiente ( $m/m$ )

$e$  = Espesor de la formación acuífera ( $m$ )

$l$  = Longitud de la sección considerada ( $m$ )

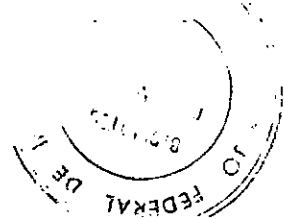
$T$  = Transmisividad =  $k.e.l.m^2/d$

Reemplazando:

entre las perforaciones. Además, 550 gal. de agua por día, para una producción mínima y evitar una interferencia significativa entre las perforaciones.  $5000 m \cdot 0,004 = 10.000 m^3/d$  bombeo simultáneo de las perforaciones.

El valor calculado debe considerarse como orientativo y susceptible de modificaciones, conforme se logre un conocimiento más preciso de los valores de transmisividad.

Una explotación intensiva del recurso hídrico subterráneo, es posible que modifique las condiciones actuales provocando un aumento de la recarga, pero la validez de esta hipótesis y su cuantificación solo puede lograrse a partir de un estudio basado en el control permanente de la explotación y de los efectos que produzca el incremento de la misma.



De lo expuesto creemos legítimo trabajar sobre la hipótesis de un rendimiento global sobre la margen izquierda del Río Quinto y en correspondencia con la Ciudad de Villa Mercedes comprendida entre 130 y 160 m<sup>3</sup>/h, cifra ésta que avalan las perforaciones cercanas existentes.

Para el estudio de la variante de provisión mediante pozos, se adopta un rendimiento de 140 - 160 m<sup>3</sup>/h por perforación y una distancia entre pozos igual a 350 m.

#### 4.1.2.2.- Conclusiones

No existe información sobre los valores de transmisividad y coeficiente de almacenamiento de los acuíferos alumbrados

Se estima que los valores de transmisividad son del orden de 300 a 800 m<sup>2</sup>/d y el coeficiente de almacenamiento de 10<sup>-3</sup>. Se ha optado por mantener estos valores para el análisis, aún cuando (ver 4.1.2.3) los ensayos realizados determinan valores de T superiores en el 50%.

La información sobre los caudales característicos de las perforaciones es incompleta y los valores no son comparables entre sí.

Una estimación acerca del rendimiento de perforaciones, arroja valores máximos que oscilan entre 115 y 290 m<sup>3</sup>/h con 20 m de depresión. Se mantendrá esta estimación no obstante lo establecido en 4.1.2.3.

Aceptando un valor medio de transmisividad de  $500 \text{ m}^2/\text{d}$  el caudal de agua subterránea que circula con una sección acuífera de  $5.000 \text{ m}$  de largo es del orden de los  $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$ .

La explotación de los acuíferos puede determinar aumentos de los valores de la recarga.

#### 4.1.2.3.- Ensayos realizados

En tren de ajustar la información disponible así como ratificar o rectificar en su caso, el análisis realizado en punto 4.1.2.1 y las conclusiones del punto 4.1.2.2. con la estimación de los posibles caudales a captar se han realizado ensayos de acuíferos,

En tres de ellos, por no contar con pozo de observación, se adoptó el método de recuperación de Theis por entender que es la vía más adecuada para conocer los valores de  $T$ .

En el cuarto ensayo, correspondiente al Pozo DPA N° 20, pudo utilizarse una perforación de observación para la investigación de los parámetros hidrológicos que habría sido construido por la Dirección Provincial del Agua de San Luis sin haberse utilizado aún para los fines previstos.

Se resumen en el cuadro siguiente los resultados obtenidos :

Perforación	$T \text{ (m}^2/\text{d)}$	$S$	$Q/s \text{ m}^3/\text{hm}$
O.S.N. N°1	201		5.5

Frig.La Morocha	1210		37.8
D.P.A. N°20 Theis	299	$1.6 \times 10^{-3}$	4.9
Chow	387	$1.45 \times 10^{-3}$	4.9
D.P.A. N°31 Recup.	782		16.9

Los máximos guarismos (Pozo Frig.La Morocha y D.P.A.N°31) han sido obtenidos en proximidad del Río Quinto en una unidad geomorfológica similar a la descripta para la margen derecha donde la misma alcanza su mayor desarrollo areal.

No obstante entender que la variante de la batería de pozos a ubicar sobre el Parque Municipal por su proximidad con el río se emplazara sobre esta unidad geomorfológica, por tratarse de su margen izquierda hemos fijado en  $140 \text{ m}^3/\text{h}$  el rendimiento de sus componentes en tanto a los ubicados sobre la otra margen se le asigna un rendimiento 15% superior ( $160 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

El ensayo realizado en la perforación D.P.A. N°20 arroja valores más bajos que los esperados. En parte este comportamiento puede atribuirse a posibles variaciones locales en la permabilidad, De cualquier manera y hasta que no se cuente con mayores elementos de juicio un posible aumento del rendimiento del pozo debe manejarse solo como posibilidad..

Cabe consignar que el pozo D.P.A. N°31 está ubicado unos 1600 m aguas arriba del Dique Vulpiani, sobre margen izquierda y próximo al río.

Estos ensayos y sus conclusiones ratifican los valores adoptados. Legitimarian incluso, que se aumentaran los rendimientos sobre todo en aquella zona (margen derecha) donde se tiene la seguridad de explotar el acuífero en la unidad morfológica descrita.

Sin embargo mantendremos los rendimientos de 140 m<sup>3</sup>/h y 160 m<sup>3</sup>/h para margen izquierda y derecha respectivamente en virtud que la información disponible no ofrece una garantía absoluta con respecto al potencial del recurso.

Es la presente materia de prudencia en la ponderación ya que la exploración y conocimiento de los acuíferos o embalses subterráneos raras veces permite afirmaciones cualitativamente categóricas hasta que no se observa su reacción en el tiempo ante una explotación controlada. Por otra parte esta alternativa, en cualquiera de las dos variantes que se den, ofrece la particularidad de suponer, a ciencia cierta, un sistema de provisión mixto en el que la incorporación gradual y paulatina de pozos para su explotación ofrecerá el beneficio secundario de ir observando el comportamiento del acuífero permitiendo eventuales correcciones en más o menos respecto de lo previsto en función de la información actual.

Los resultados de los ensayos realizados así como las curvas características se indican en planillas 4.1.2.3/1-10

#### 4.1.3.- Obras de Toma para Fuentes Superficiales

La existencia del canal revestido impone, de hecho, la toma de agua superficial sobre el mismo. Se dispondrá así de agua naturalmente decantada en el embalse con recorrido que ofrece mayor seguridad contra eventuales focos de contaminación. Por otra parte, en épocas de grandes sequías y considerando el marcado carácter influente hacia napas del río entre Paso de las Carretas y Villa Reynolds el canal revestido, mediante manejo del embalse, tendrá asegurado el caudal necesario para el tratamiento y posterior suministro.-

En tal sentido se definieron los proyectistas de la ex-Regional Cuyo O.S.N. cuando diseñaron una posible Planta Potabilizadora de Aguas Superficiales para Villa Mercedes.-

Dicha planta se ubicó en las inmediaciones del Dique que Vulpiani en correspondencia con el Depósito de Reserva.-

Con este emplazamiento se plantean dos variantes de esta alternativa: la primera de ellas sigue los lineamientos generales del mencionado proyecto de la ex-Regional Cuyo O.S.N. y la otra plantea un bombeo directo del Dique Nivelador Vulpiani, ubicado en las adyacencias del E° de Potabilización.-

##### 4.1.3.1.- Toma sobre el Canal Revestido

En esta alternativa el Establecimiento de Potabilización se alimentará con agua proveniente del Dique Paso de las Carretas sobre el canal revestido unos 400 m. antes de su vuelco

en el cauce natural del Río V (inmediaciones del puente carretero)

Mediante cruce de la Ruta Nacional N° 7 y por el callejón de servidumbre atravesará las vías del F.C.N. Gral. San Martín hasta encontrar la ex Ruta Nacional n° 7 la que seguirá -- desde su vértice N°30 el vértice N°37.-

En las inmediaciones de este vértice se aleja de la traza de la vieja ruta en un ángulo aproximado de 110° continuando esa dirección hasta atrevesar el Río V unos 3.500 m. aguas arriba del Dique Nivelador Vulpiani. A partir del cruce del río y ya sobre su margen izquierda sigue el camino más corto hasta la entrada al Establecimiento de Potabilización.-

El diámetro del acueducto es de 0.500 m. y su longitud de 8.800 m.- Plano 5.1.1.1./1

El agua de origen superficial ingresa al Establecimiento por cámara contando en su extremo con válvula disipadora de energía pasando mediante canales a cuerpo de floculadores, sedimentadores de flujo horizontal y filtros rápidos con lavado a contra corriente con aire y agua. El Establecimiento se completa con Torre para Agua de lavado e instalaciones complementarias (casa encargado, deposito, taller, etc.).-

El cálculo se ha realizado para el volúmen de --- 20.000 m<sup>3</sup>/d. y se ha proyectado de tal manera que puede realizarse en dos etapas.-

A partir de allí y hasta el Tanque Elevado y/o reservas en la ciudad el agua se conduce mediante acueducto de 0.500



m. de diámetro y unos 7.100 m. de longitud, paralelo al recorrido de los acueductos existentes.-

Como reserva se mantiene la existente de  $6.300 \text{ m}^3$  y se establece una ampliación de  $15.000 \text{ m}^3$  en tres unidades de ---  $5.000 \text{ m}^3$  c/u emplazadas en el ejido municipal.-

Respecto de la capacidad de reserva valen aquí -- las mismas consideraciones de los puntos anteriores.-

#### 4.1.3.2.- Toma sobre Dique Vulpiani y Bombeo al Establecimiento

En esta alternativa la captación del agua de origen superficial se efectuará desde el Dique Nivelador Vulpiani, - ubicado en las cercanías del actual Depósito de Reservas y emplazamiento del futuro Establecimiento de Potabilización.-Plano 4.132/1

Se prevé la captación mediante dos bombas de 30 HP de potencia adosadas al muro del Dique en el sector donde se supone menor existencia de depósito.-

La profundidad de las bombas de succión será regulable de manera tal de captar del punto que asegura mejor calidad de agua.-

El conducto de impulsión será de 0.500 m. de diámetro en una longitud de unos 220 m.- La altura manométrica hasta cámara de entrada a la planta de tratamiento es del orden de los 10 m.-

En lo referente a la Planta de Potabilización y - acueducto de conducción a Tanque Elevado las condiciones de esta

alternativa son idénticas a las de la alternativa anterior.-

#### 4.2.- POTABILIZACION DEL AGUA

El análisis de las calidades de las aguas según sus tres posibles fuentes de origen, ha sido efectuado en punto 10.2/3 del P.I.P.-

En términos generales las aguas se inscriben, según sus orígenes, en las normas internacionales y de O.S.N. de calidad de agua para el consumo de poblaciones. En lo que sigue se hace breve referencia a los aspectos salientes del tema.-

##### 4.2.1.- Agua del Subálveo

Se nota en las aguas captadas del subálveo una homogenización de los picos de características de las aguas superficiales. Ver cuadro 10.3/1 P.I.P.-

En lo referente a las características físico-químicas estas aguas encuadran dentro de las normas de Obras Sanitarias de la Nación.-

En lo que hace a las características microbiológicas el nivel se considera satisfactorio.-

Al respecto, cabe agregar que, de decidirse la continuación del abastecimiento de agua a Villa Mercedes mediante este tipo de captación, obrará en sentido favorable la conducción mediante canal, ya que disminuirá la presencia de turbiedad. Por otra parte, el reemplazo del escurrimiento sobre cauce natural --

del río por la canalización revestida, ofrece mayores garantías contra contaminaciones orgánicas en general y de carácter fecal - específicamente, ya sean permanentes o circunstanciales.-

En todo caso y en tren de prevención, cabría prestar atención s futuros y eventuales problemas de salinización de las aguas del embalse Dique Paso de las Carretas y eutroficación de esas aguas. Esta reflexión, que debe considerarse más como un llamado de atención para el futuro, es válido también, para el caso de las aguas de origen superficial.-

#### 4.2.2.- Aguas Subterráneas

Interesa especialmente para nuestro caso, las --- aguas del Pozo 1, del que se cuenta con datos consignados en Cuadro 10.3/3. P.I.P.-

Interesa por cuanto el pozo se encuentra emplazado en la zona que el informe hidroquímico determina como apta para el caso de Villa Mercedes. Plano 3.2.1/1.-

Tal como se afirma en 10.3.2. P.I.P., las aguas - están dentro de los límites de potabilidad con un contenido de sa les de Ca y Mg que la hacen moderadamente duras.-

Se ha efectuado una recopilación de los análisis efectuados al agua del Pozo N° 1 extrayéndose de los mismos los - datos referentes a Residuos a 105°C, Cloruros y Sulfatos los que se vuelcan en Planilla.- Puede notarse que la explotación del Pozo da lugar a un mejoramiento de su calidad, especialmente por la

disminución de su contenido de sales.- Cuadro 4.2.2/1.-

La tendencia es corroborar por el análisis efectuado recientemente (03-8-81) Anexo 4.2.2./2 y puede observarse en el grafico de salinidad confeccionado en base al cuadro anterior. Grafico 4.2.2/3.-

Por otra parte, Cuadro 4.2.2/4 se han agrupado, promediándolos, los primeros cinco registros de cada una de las características (desde Oct. 72 hasta Agosto 74) y se los ha comparado con los promedios de los últimos registros (Marzo 1979 a Mayo 1980) notandose que la salinidad total disminuye 36,4% en tanto los cloruros y sulfatos disminuyen 41,0 y 45,6% respectivamente.-

Efectuando el mismo procedimiento, ahora mediante comparación del promedio de la primera mitad de los registros y la segunda, se advierten disminuciones de 24,2; 34,0 y 28,5 respectivamente.-

Es de caso aclarar que este pozo en tanto se destina al abastecimiento de Justo Doract, para el cual constituye pieza imprescindible, se halla sometido a un régimen permanente de bombeo.-

En función de la caracterización litológica de las capas subterráneas existe alguna probabilidad que el contenido mineral mejore en función de un desplazamiento de las perforaciones hacia la margen izquierda del Río Quinto, siempre en correspondencia con la ciudad de Villa Mercedes.-Planilla 4.2.2./5 análisis de agua Pozo Frig.La Morocha.

Desde el punto de vista microbiológico el agua de las napas captadas es inobjetable. El tratamiento mediante clorógeno, en todo caso, reviste características preventivas y a efectos de asegurar la existencia de Cl residual para hacer frente a eventuales infecciones en cañerías distribuidoras e instalaciones sanitarias domiciliarias internas.-

#### 4.2.3.- Agua Superficial

Tal como se afirma en 10.2, P.I.P., la calidad de las aguas superficiales captadas del Río Quinto están comprendidas dentro de las normas internacionales de calidad, establecidas por la O.M.S., para aguas crudas destinadas al consumo humano e industrial. Cuadro 10.2/1 P.I.P.-

Su tratamiento debe responder al tratamiento clásico de aguas superficiales: floculación-decantación, filtración rápida y posterior desinfección. Complementariamente, control de pH en el proceso de coagulación (alcalinización).-

Valen aquí las presunciones respecto de una futura salinización y eutroficación y una posible reducción del material inorganico en suspensión por escurrimiento en canal revestido así como probable aumento del material en suspensión de carácter organico por efecto de embalse.-

#### 4.3.- OBRAS DE CONDUCCION

##### 4.3.1.- Acueductos Actuales

##### 4.3.1.1.- Capacidad Teórica de los Acueductos

En ambos casos, se trate del Acueducto Viejo de F° o el Acueducto Nuevo de H°A°, aplicaremos la fórmula de Hazen Williams con su expresión más utilizada

$$V = 0,355 C D^{0,63} S_f^{0,54}$$

donde C = coeficiente de rugosidad

D = diámetro en m.

Sf = j = pérdida de carga unitaria, m/m

V = velocidad media en m/s

Explicitado el caudal medio, que es nuestra incógnita

$$Q = 0,2788 C D^{2,63} j^{0,54}$$

Para la cañería de hierro fundido adoptaremos el coeficiente C = 73 que es el más bajo registrado en tablas y que corresponde a cañería con 50 años de antigüedad (Azevedo Netto - Acosta Alvarez).-

Para la cañería de hormigón adoptaremos C = 120 que corresponde, según los autores citados, a cañería de concreto con terminación común.-

No se incluye el cálculo de la conducción entre Toma Nueva y Toma Vieja, superior a los 450 l/s, por cuanto interesan los dos tramos siguientes por limitantes de la capacidad total.-

#### A.- ACUEDUCTO VIEJO

### Tramo Toma - Reserva

Cota lecho del río	= 557,80
Cota desborde reserva	= 545,65
$\Delta h$	= 12,15 m
Longitud	= 6.295 m
j	= 0.00193

Adoptamos un coeficiente  $C = 73$  que, de acuerdo con las tablas consultadas (Azevedo Netto - Acosta Alvarez), corresponde a cañería de hierro fundido con 50 años de antigüedad.-

$$Q = 0,2788 C D^{2,63} j^{0,54}$$

$$Q = 0,2788 \cdot 73 \cdot 0,45^{2,63} \cdot 0,00193^{0,54}$$
$$= 20,35 \cdot 0,12244 \cdot 0,03421 = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{T-R} = 85 \text{ l/s}$$

### Tramo Reserva - Torre Tanque

Cota desborde Reserva	= 545,65
Cota desborde Tanque Elevado	= 532,06
$\Delta h$	= 13,59 m
Longitud	= 7.089 m
j	= 0,001917
$\emptyset$	= 0,450 m
C	= 73

Aplicando la fórmula de Hazen Williams:

$$Q = 0,2788 \cdot 73 \cdot 0,45^{2,63} \cdot 0,001917^{0,54}$$

$$= 20,35 \cdot 0,12244 \cdot 0,03409 = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{R-E} = 85 \text{ l/s}$$

## B.- ACUEDUCTO NUEVO

### Tramo Toma - Reserva

Se adopta cota de intrados en cámara de enlace por cuanto esta cañería no puede entrar "en carga".-

$$\text{Cota intrados} = 555,90$$

$$\text{Cota desborde en Reserva} = 545,65$$

$$Ah = 10,35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 6.294,90 \text{ m}$$

$$j = \frac{10,35}{6.294,90} = 0,00164$$

$$\emptyset = 0,500 \text{ m}$$

$$Q = 0,2788 \cdot 120 \cdot 0,5^{2,63} \cdot 0,00164^{0,54}$$

$$= 33,45 \cdot 0,1615 \cdot 0,03133 = 0,169 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{T-R} = 169 \text{ l/s}$$

### Tramo Reserva - Tanque Elevado

$$\text{Cota desborde Reserva} = 545,65$$

$$\text{Cota desborde Tanque Elevado} = 532,06$$

$$Ah = 13,59 \text{ m}$$

Está constituido por cañerías, diámetros y materiales diferentes - según se indica en el cuadro siguiente en el que, además, indicamos



el coeficiente de rugosidad adoptado para cada tramo.-

Tramo	Material	Longitud (m)	Diámetro (m)	C
1	Hormigón Simple	1.368	0,500	120
2	Hormigón Simple con refuerzo de H° A°	1.271	0,500	120
3	Asbesto cemento	4.450	0,400	130

Dado que los tramos 1 y 2 tienen el mismo material de contacto con el agua y el mismo diámetro adoptamos el mismo coeficiente de rugosidad.-

A los efectos del cálculo de caudal llevaremos los tramos 1 y 2 de 0,500 m. de diámetro a su longitud equivalente para un diámetro de 0,400 m.-

Luego:

$$D_e = 0,400$$

$$C_e = 130$$

$$L = 2.639 \text{ m}$$

$$D = 0,500$$

$$C = 120$$

$$L_e = 2.639 \left( \frac{130}{120} \right)^{1,852} \left( \frac{0,4}{0,5} \right)^{4,87}$$

$$L_e = 2.639 \cdot 1,1598 \cdot 0,3373 = 1.032 \text{ m}$$

$$L_T = 4.450 \text{ m} + 1032 = 5.482$$

$$Q = 0,2788 \cdot 130 \cdot 0,4^{2,63} \cdot \left( \frac{13,59}{5,482} \right)^{0,54} =$$

$$= 0,2788 \cdot 130 \cdot 0,08938 \cdot 0,03916 = 0,126 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{R-E} = 126 \text{ l/s}$$

### Conclusiones :

De acuerdo con la verificación realizada precedentemente, las capacidades de ambos acueductos en conjunto están determinadas por el tramo Depósito de Reserva - Tanque Elevado.-

Siendo similares los caudales de conducción en ambos tramos para el acueducto viejo (85 l/s) la restricción la establece prácticamente la diferencia entre caudal conducido en el primer tramo por el Acueducto Nuevo (169 l/s) y el que corresponde al segundo tramo (126 l/s).-

La capacidad teórica conjunta de ambos acueductos será de:

$$Q = 211 \text{ l/s} = 759 \text{ m}^3/\text{h} = 18.230 \text{ m}^3/\text{d.}$$

#### 4.3.1.2.- Capacidad Real de los Acueductos

Por razones operativas debió determinarse previamente la capacidad en el tramo comprendido entre el Depósito de Reserva y el Tanque Elevado y posteriormente el tramo Toma Vieja - Depósito de Reserva.-

Por circunstancias que se explican en cada caso se determinó capacidad conjunta de los acueductos en el tramo 2 y capa

Capacidad del acueducto viejo en tramo 1.-

A.- Capacidad conjunta de los acueductos en Tramo Depósito de Reserva - Tanque Elevado

La capacidad se debió medir en forma conjunta por cuanto, a pesar de la antigüedad de las instalaciones, el Servicio apeló al cierre de válvulas en muy escasas oportunidades y no se tiene experiencia alguna sobre la respuesta de los dispositivos de cierre y de los acueductos a este tipo de maniobra.-

Se optó por efectuar dos mediciones a partir de diferencias de nivel en Depósito de Reserva, una de ellas, y en el Tanque Elevado, la otra.-

a.- Diferencia de nivel en Depósito de Reserva

El primero de los operativos arrojó un resultado de  $670,2 \text{ m}^3/\text{h} = 186,2 \text{ l/s}$  ya que resultó un descenso de  $0,50 \text{ m/h}$  en el nivel de agua de reserva cuando corresponde  $13,404 \text{ m}^3$  por cada centímetro de altura útil de la Reserva. Esta observación no implicó cese del suministro de agua a red de distribución.-

b.- Diferencia de nivel en Tanque Elevado

La medición por diferencia de nivel en Tanque Elevado con una relación de  $7,5 \text{ m}^3$  por cm de altura útil del mismo acusó una elevación de  $0,80 \text{ m.}$  en  $56 \text{ min.}$  lo que arroja un caudal promedio de  $642,8 \text{ m}^3/\text{h} = 178,5 \text{ l/s.}$ -

La medición, en este segundo operativo, significó

el corte de agua a la población.-

En ambas mediciones se controlaron las diferencias de nivel de agua cada 10 min. comprobándose una regularidad del -- flujo bajo las condiciones del ensayo.-

Adoptaremos como caudal de medición el de la primera observación ya que se corresponde en mayor medida con las condiciones normales del servicio.-

$$Q = 186 \text{ l/s} = 670 \text{ m}^3/\text{l} = 16.070 \text{ m}^3/\text{d}$$

Ello es así porque en la medición realizada sobre los niveles del Tanque Elevado debió cerrarse la conexión de re--- fuerzo al Barrio Ferroviario que significa un servicio en ruta que se involucra en el primer operativo y no se incluye en las mediciones realizada en el segundo.-

#### B.- Capacidad del Acueducto Viejo - Tramo Toma Vieja - Depósito de Reserva

Para la medición de la capacidad del acueducto de hierro fundido en este tramo se colocó tapón en acueducto nuevo en cámara de enlace (Toma Vieja) provocando el volcamiento del agua al acueducto viejo.-

Se verificó apertura total de las llaves de salida de agua del Depósito de Reserva a la ciudad para que el caudal de evacuación correspondiera con el total de agua aforada en el segundo tramo que, para ambos acueductos, resultó ser de  $670,2 \text{ m}^3/\text{h}.$ -

No pudo cerrarse la totalidad de la salida, en cuyo

caso la diferencia de nivel en el Depósito hubiera marcado directamente el aporte del acueducto viejo,

Capacidad del Depósito de Reserva = 6.300.000 l.

Altura del depósito = 470 cm.

Volumen por centímetro = 13.404,25 l.

Capacidad de conducción de ambos acueductos a la salida = 670,2 m<sup>3</sup>/h.

Tiempo de medición = 46 min.

Variación de nivel en Depósito = 21 cm.

$$V = 670,2 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \frac{43}{60} \text{ h} - 13.404,25 \frac{\text{l}}{\text{cm}} \cdot 21 \text{ cm} = 198.820 \text{ l.}$$

$$Q = 198.820 \text{ l} \cdot \frac{60 \text{ min/h}}{43 \text{ min.}} = 277,4 \text{ m}^3/\text{l}$$

$$Q = 77 \text{ l/s}$$

#### C.- Capacidad del Acueducto Nuevo - Tramo Toma Vieja - Depósito de Reserva

A la época de realización del ensayo éste no pudo realizarse por encontrarse el río en estiaje. En estas condiciones los niveles alcanzados por el agua en el río no eran suficientes para hacer funcionar a pleno el acueducto.-

Como es sabido, este acueducto se encuentra en condiciones tales que debe someterse a un cuidadoso manejo ya que --- cualquier sobrecarga sobre las condiciones normales de funcionamiento provoca continuas roturas.-

#### 4.3.1.3.- Comparación de resultados

Tomamos los caudales de los tramos limitantes que, para nuestro caso resulta ser el tramo Depósito Reserva - Tanque - elevado se ha confeccionado el Cuadro 4.3.1.3/1 en los que se volcaron además datos obtenidos de otras fuentes de información.-

De ello interesa especialmente la capacidad conjunta ya que, de todas las mediciones efectuadas, es la que ofrece a nuestro criterio un mayor grado de confiabilidad.-

En ese sentido cabe observar que la capacidad teórica difiere de la capacidad real obtenida en 13%.-

En el análisis de esta diferencia podríamos insertar el hecho que hemos tomado coeficientes de rugosidad en exceso ya que para el F°F° adoptamos  $C = 73$  para 50 años de servicio en tanto nuestro acueducto se encuentra en los 65 años. En lo que respecta a la cañería de H°A° hemos aceptado un coeficiente correspondiente a una "terminación común". En todo caso y por los antecedentes que ofrece esta cañería en sus 40 años de servicio (frecuentes pérdidas, necesidad de refuerzo, etc.) de tener que precisar aún más las condiciones de la misma, ésta operaría en un sentido de disminución del caudal teórico antes que de aumento.-

Con las consideraciones precedentes se acortaría la brecha existente entre ambos datos. Sin embargo, es preciso señalar que las condiciones en que debió realizarse la determinación de la capacidad conjunta de ambos acueductos tienden a dar por resultado caudales mayores (conexión de refuerzo a B°Ferroviario a--

bierta, altura media de agua en Tanque Elevado).-

Ambas situaciones operan en el mismo sentido y si bien puede intentarse (cuando las condiciones del servicio lo permitan) una cuantificación de las mismas, entendemos que ello es inrrelevante a los efectos del presente trabajo.-

Una diferencia comprendida entre el 15 y 20% entre la capacidad real y la que teóricamente deberían tener los acueductos tendrá que buscarse, en todo caso, en deficiencias de operación y mantenimiento de los mismos.-

Ello motivó las tareas que se explicitan en el párrafo siguiente.-

#### 4.3.1.4.- Recorrida de los Acueductos

Mediante recorrido de la traza del acueducto y en función de la información aportada por el personal experimentado del Servicio se fueron relevando las piezas especiales a la vista de ambos acueductos. Se extremó la precaución en algunos puntos de quiebre, según proyecto, para detectar la presencia real de -- válvulas de aire, desague, etc. obteniendo escasos resultados.-

De cualquier manera se vuelcan en plano 4.3.1.4/1 las piezas que pudieron ubicarse estimando que, para una explotación más racional de los acueductos e inclusive pensando en una eventual y futura limpieza, se debe realizar un estudio exhaustivo en terreno, con personal y medios apropiados, para efectuar desmalezamiento y excavaciones en los puntos más probables de ubicación de

las mismas.-

-Detectadas todas las válvulas que sea posible las mismas deben trasladarse a documentación operativa (planos, libreta de llavero, etc.) de manera tal que se incorpore, ya como rutina de servicio, un plan de accionamiento y mantenimiento de dichas válvulas.- En el plano mencionado las progresivas son aproximadas.

#### 4.3.2.- Construcción de Nuevos Acueductos

Los nuevos acueductos tendrán capacidad para la conducción del caudal total al final del período de diseño.-

Se ha visto ya en Capítulo 4 que asignando cierta capacidad remanente a las instalaciones y acueductos existentes el acueducto a construir deberá tener una capacidad de conducción de  $20.000 \text{ m}^3/\text{d.}$  o sea

$$Q = 231 \text{ l/s}$$

##### 4.3.2.1.- Según la Traza de los Acueductos existentes

Los puntos fijos o de referencia con respecto a las instalaciones existentes, serán:

- Para el tramo 1 (T.V. - D.R.): la cota del lecho del río en Toma vieja (557,80) y la cota de desborde del Depósito de Reserva (545,65).-

- Para el tramo 2 (D.R. - T.E.) las cotas de desborde del Depósito de Reserva (545,65) y en Tanque Elevado (532,06).-



Así tendremos los siguientes datos para las distintas variantes que se plantean.-

TRAMO	A H (m)	LONGITUD (m)	j (m/m)
1	12,15	6295	0,001930
2	13,59	7089	0,001917

#### A.- Primer Tramo

##### A.1.- Cañería de Abesto Cemento

Aplicamos fórmula de Scimemi

$$Q = 48,3 d^{2,68} j^{0,56}$$

$$Q = \text{caudal en m}^3/\text{s}$$

$$d = \text{diámetro en m}$$

$$j = \text{pérdida de carga en m/m}$$

Explicitando d para nuestro caso

$$d^{2,68} = \frac{Q}{48,3 j^{0,56}} = \frac{0,231}{48,3 \times 0,03019}$$

$$d^{2,68} = 0,15841$$

$$d = 0,503 \text{ m.}$$

Adoptamos

$$D = 0.500 \text{ m}$$

## A.2.- Cañería de Acero

Usando tabla de Lang, para

$D = 0.550$  resulta

$$j = 0,001904$$

$$Q = 225,7 \text{ l/s}$$

$$V = 0,95 \text{ m/s}$$

$D = 0,600$  resulta

$$j = 0,001399$$

$$Q = 240,3 \text{ l/s}$$

$$V = 0,85 \text{ m/s}$$

Adoptamos

$D = 0,600 \text{ m de } \emptyset$

## B.- Segundo Tramo

### B.1.- Cañería de Abesto Cemento

Aplicando formula exponencial de Scimemi

$$d^{2,68} = \frac{0,231}{48,3 \cdot j^{0,56}} = \frac{0,231}{48,3 \times 0,03008}$$

$$d^{2,68} = 0,15899$$

$$d = 0,503$$

Adoptamos  $D = 0,500 \text{ m.}$

### B.2.- Cañería de Acero

Aplicando tabla de Lang

$$D = 0,500$$

$$j = 0,00319$$

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

$$Q = 2.41 \text{ l/seg}$$

$$D = 0,550$$

$$j = 0,001993$$

$$Q = 2.31 \text{ l/s}$$

$$V = 0,97 \text{ m/s}$$

$$D = 0,600$$

$$j = 0,001399$$

$$Q = 240,3 \text{ l/s}$$

$$V = 0,85 \text{ m/s}$$

Adoptamos

$$D = 0,600$$

#### 4.3.2.2.- Variante de Traza en Segundo Tramo

Por plano 4.3.2/1 se plantea una derivación o variante a la traza de un posible acueducto en el tramo entre el Depósito de Reserva y el Tanque Elevado.-

Esta derivación consiste en desviar el acueducto desde el actual Depósito de Reserva hasta la vía del F.C.N. Gral. San Martín, siguiendo un recorrido paralelas a éstas y entre la misma la ruta pavimentada. Entra por el Norte de la ciudad, según calle Montevideo, llegando hasta el mismo Depósito Elevado o eventual emplazamiento del futuro depósito de reserva.-

Cuenta con la ventaja de acercar la traza del acueducto a la zona topográficamente más elevada del área de consumo - planteando la posibilidad de establecer un servicio en ruta que podría superar un déficit del servicio.-

Obra en su contra la de exigir un recorrido total de 9.215 m., vale decir una diferencia de 2.126 m. respecto de la variante anterior (4.3.2.1.).-

Considerando este aspecto de la longitud esta variante encarecería el costo del acueducto en 16% si se considera desde la Toma Vieja (Captación Subálvea) o en 30% para la captación superficial, desde Depósito de Reserva.-

A ello se suma que este segundo tramo y según esta traza debe contar con diámetros entre 0,550 y 0,600m. de diámetro según disponibilidad comercial (por SCIMENI resultó  $D = 0.532m$ ).-

Si bien el estudio es expeditivo y el solo efecto de demostrar su factibilidad técnica puede anotarse que el trazado implica cruzar prácticamente toda la ciudad de Norte a Sur con mayores posibilidades de roturas de pavimentos.-

Entendemos que esta variante debe descartarse en una primera instancia del análisis económico quedando apuntada para posterior ponderación si se favorecen alternativas que supongan la construcción de nuevo acueducto.-

#### 4.4.- Obras de Regulación y Reserva

La consideración, tanto del problema de la regulación como de la reserva futura del servicio, se hará bajo el supuesto de un nivel controlado de consumo con la necesaria incorporación de la población según secuencia de consumos unitarios y demanda establecidos para años 1985, 1990, 2000 y 2010, cap.2.

No se considera el aporte del Pozo N°1 por bombeo directo a red y por considerarlo un eventual aporte a la provisión de la localidad de Lavaise.

##### 4.4.1.- Obras de Regulación

La constituye, básicamente el actual Tanque Elevado con 3000 m<sup>3</sup> de capacidad. Se le asigna la función exclusiva de distribución y regulación de presión.

Por su amplia capacidad no se consideró necesario oportunamente efectuar el diagrama de masas o de consumo acumulado ya que recién hacia el final del período de diseño, con 2,7 horas del consumo medio, su regulación de las horas de pico puede verse afectado.

No obstante y ante requerimiento del Comitente en tal sentido, se detectó la carencia de registros horarios de consumo que posibilitara efectuar la curva característica de consumo medio. Por otra parte, el acentuado y sostenido déficit del sistema determina que durante las horas hábiles todo el caudal entregado por los acueductos al sistema de regulación y distribución sea totalmente

absorbido por la red.

Este proceso se da no digamos ya en el día de máximo consumo sino en gran parte de la época de verano.

En estas condiciones el Tanque Elevado funciona, a lo sumo, como regulador de presión.

Dentro del ámbito de la que fuera la Regional Cuyo de O.S.N., según información suministrada por ex funcionarios de la misma, no existen antecedentes que pudieran asimilarse al caso de Villa Mercedes que posibiliten establecer, al menos por analogía, una curva de consumos medios.

La dificultad básica, la establecen por como , ya se ha expresado, la falta de los registros necesarios y por la otra, la diferencia fundamental de los comportamientos del consumo según se trate de servicio medido o sistema de "canilla libre".

De cualquier manera es del caso consignar que la amplitud con que se ha construido el Tanque Elevado determina capacidad equivalente que alcanza a 6,2 hs del consumo medio diario en 1985; 4,8 hs en 1990; 3,3 hs en el año 2000 y 2,7 hs en el año 2010.

#### 4.4.2.- Obras de Reserva

##### 4.4.2.1.- Fijación de tiempos equivalentes de Reserva

La bibliografía consultada permite establecer, para este tipo de servicios, una capacidad de reserva comprendida entre 12 y 24 horas del consumo medio diario.-

En este aspecto y siempre en función de las variantes que se adopten, cabe establecer criterios de máxima y mínima de acuerdo con la modalidad de la conducción de agua que se adopte.

Se quiere expresar con ello que si existiera alguna alternativa que dependiera de la conducción por los acueductos existentes, deberá preverse una capacidad de reserva de equivalencia no menor a un día del consumo medio.-

En el caso de la captación superficial y subálvea se impone la construcción de nuevos acueductos, con mejores condiciones de servicio alejándose las probabilidades de una rotura simultánea del o los acueductos existentes y del acueducto a construir. Por otra parte, las reservas se instalarán en las inmediaciones del área de consumo con lo que se las pone a cubierto de la vulnerabilidad de los acueductos.-

Desde este punto de vista y ateniendonos a la seguridad del servicio se puede establecer para estas variantes un lapso equivalente de reserva variable entre las 12 y 24 horas.-

Se adopta el criterio de seleccionar, dentro de ese lapso, los tiempos equivalentes en función de la longitud de -

los acueductos que supone cada variante.-

Con respecto al agua de origen subterráneo, en --- cualquiera de sus variantes, se agrega la seguridad que provee el reservorio de agua subterránea en las inmediaciones del centro de consumo y el sistema de provisión mixto que supone esta alternativa ( captación subálvea existente y subterránea a construir).-

Es así que se adopta:

a.- Para captación de agua subálvea, ambas variantes, con una longitud de acueducto de 13.400 m.-

$R \equiv 18$  a 24 hs. de consumo medio.

b.- Para captación de agua superficial

b1.- Variante Toma sobre Canal de riego, con longitud total de acueductos de 15.900 m. (aducción = 8.800 m; conducción = 7.100 m.).-

$R \equiv 18$  a 24 hs. de consumo medio.-

b2.- Variante Toma sobre Dique Vulpiani, con longitud de -- acueducto de 7.100 m.-

$R \equiv 12$  a 18 hs. de consumo medio.-

c.- Agua subterránea, ambas variantes.-

$R \equiv 6$  a 12 hs. de consumo medio.-

#### 4.4.2.2.- Fijación de los años de incorporación de las reservas

Existe un Depósito de Reserva de  $6.300 \text{ m}^3$  de capa-



cidad que supondremos en actividad hasta el final del período de diseño.-

Adoptaremos para las ampliaciones en el volumen de reserva módulos de  $5.000 \text{ m}^3$  de capacidad cada uno.-

Con la incorporación paulatina de los módulos ante dichos, la capacidad aumentará sucesivamente desde los  $6.300 \text{ m}^3$  existentes a  $11.300$ ,  $16.350$  y  $21.300 \text{ m}^3$  (esta última con tres módulos).-

En la planilla 4.4.2.2/1 se indican los consumos medios diarios previstos para los años 1985, 1990, 2000 y 2010, -- los volúmenes de reserva correspondientes a la incorporación de -- los módulos y el tiempo equivalente en horas de consumo medio de -- estos volúmenes.-

Se confeccionaron tres cuadros iguales para cada una de las alternativas a efectos de fijar el perfil que involucre los tiempos adoptados.-

En esta valoración no se ha considerado el aporte del pozo N° 1 por cuanto el mismo aumentaría escasamente (1,5 a -- 2,1 hs.) el tiempo de reserva.-

Como resultado del análisis precedente surgen las siguientes necesidades de ampliación de la reserva en los años que en cada caso se indica:

Captación Superficial - Variante 2 - Captación sobre Dique -- Vulpiani.-

Año 1990 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$

Año 2010 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$

Captación Subálvea (ambas variantes) y Captación Superficial,

Variante 1.-

Año 1985 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$ .-

Año 2000 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$ .-

Año 2010 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$ .-

Captación Subterránea - Ambas Variantes.-

Año 2000 - Un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$ .-

Por plano 4.4.2.2./1 se da la implantación general de un depósito de reserva de  $5.000 \text{ m}^3$  de capacidad en terreno disponible.

## POZO Nº

[illegible]

## POZO №

[illegible]

POZO Nº

NOMBRE: Va. Mercedes DPA 31 ENSAYO Nº 4 HOJA Nº 1  
 INICIADO: 21-X-81 HORA: 15,30 TERMINADO: 21-X-81 HORA: 17,30  
 METODO DE ENSAYO: Recuperación TIPO: Teis  
 PUNTO DE MEDICION: boca de pozo de bombeo DISTANCIA (r): ..... m. RUMBO: .....  
 PUNTO DE REFERENCIA ..... ALTURA: ..... m. COTA (s.n.m.): ..... m.  
 OPERADORES: Carlos Prias (Dir. Prov. del Agua de San Luis)

[illegible]

ENSAYO DE ACUIFERO

POZO N°

NOMBRE: Perforación V. Mercedes DPA 20 ENSAYO N° 3 HOJA N° 1  
 INICIADO: 6-X-81 HORA: 11,50 TERMINADO: 6-X-81 HORA: 16,26  
 METODO DE ENSAYO: Depresión a caudal etc. TIPO: Theis - Chow.  
 PUNTO DE MEDICION: boca de pozo de observ. DISTANCIA (r): 40,5 m. RUMBO: norte  
 PUNTO DE REFERENCIA ALTURA: m. COTA (s.n.m.): m.  
 DIAMETRO CAÑO DE DESCARGA (D): 2,5" ~~mm~~ DIAMETRO ORIFICIO (d): mm. VALVULA:  
 PROF. POZO BOMBEO: m. PROF. FILTROS: m. PROF. MAX. BOMBA: 30 m. m.  
 TIPO DE BOMBA: electrobomba sumergible FUENTE DE ENERGIA: grupo electrógeno 30 KVA  
 OPERADORES: Lic. José Horacio Ceci - Sr. Rodolfo Trani

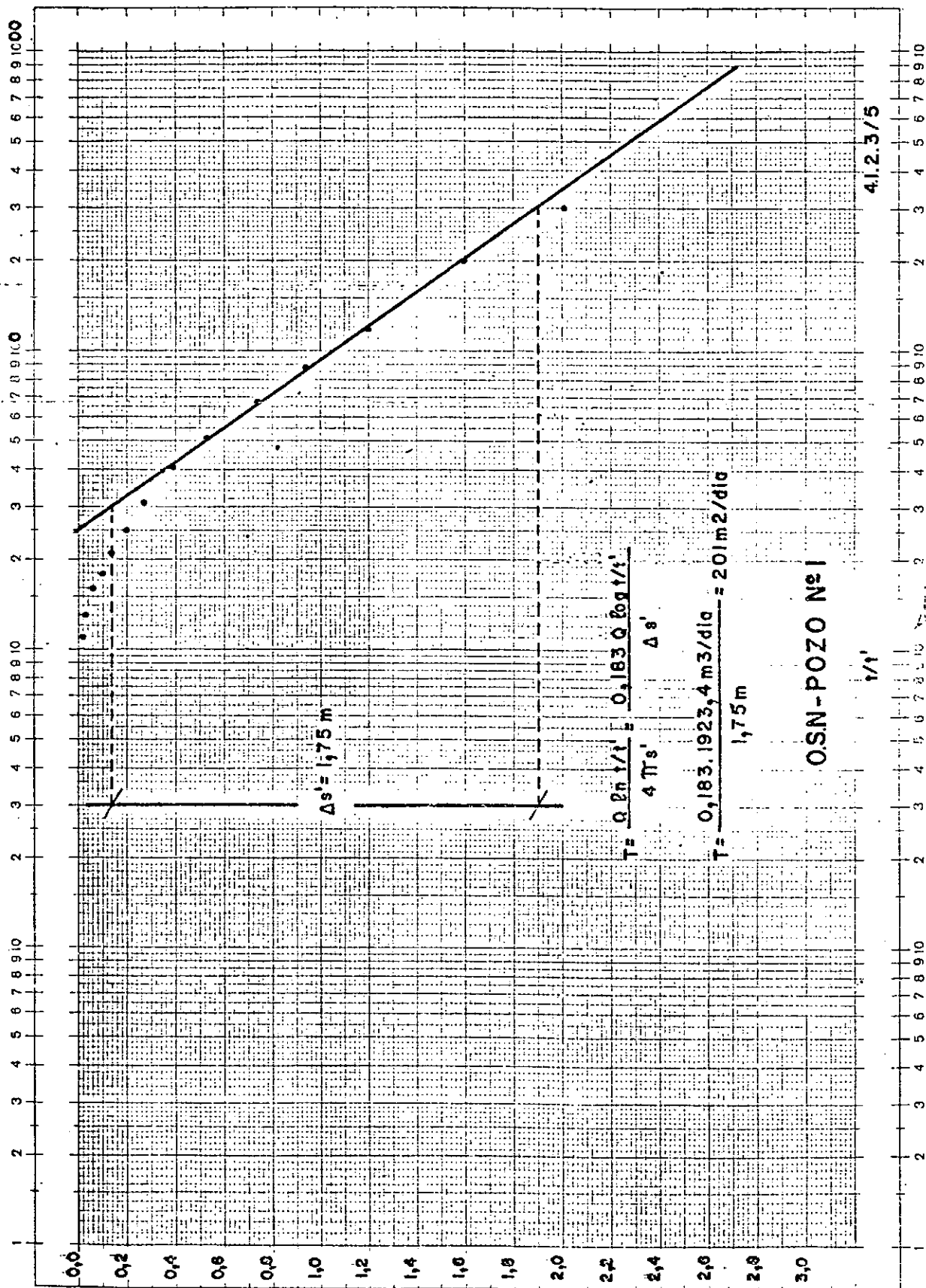
Hora	Tiempo progresivo en min. t	Nivel de Agua m	Depresión cm.	<del>xx</del> 1/t 1/min	Altura piezome- trica cm.	Caudal aforado m3/h	Conduct. eléct. esp. Umohs/cm.	Tº °C	Observaciones
11,56	0	9,46				44,2			
	1	9,47	1	1440					
	1,5	9,48	2	960					
	2	9,49	3	720					
	2,5	9,50	4	576					
	3	9,52	6	480					
	4	9,55	9	360					
	5	9,585	12,5	288					
	6	9,62	16	240					
	8	9,68	22	180					
	10	9,73	27	144					
	12	9,78	32	120					
	14	9,81	35	103					
	18	9,86	40	80					
	24	9,915	45,5	60					
	30	9,95	49	48					
	40	9,98	52	36					
	50	10,00	54	29					
	60	10,15	55,5	24					
	80	10,04	58	18					
	100	10,05	59	14					
	120	10,065	60,5	12					
	150	10,07	61	9,6					
	180	10,075	61,5	8					
	210	10,075	61,5	6,8					

## POŻC. №

NOMBRE: Va. Mercedes DPA 20 ..... ENSAYO Nº 3 ..... HOJA Nº 2 .....

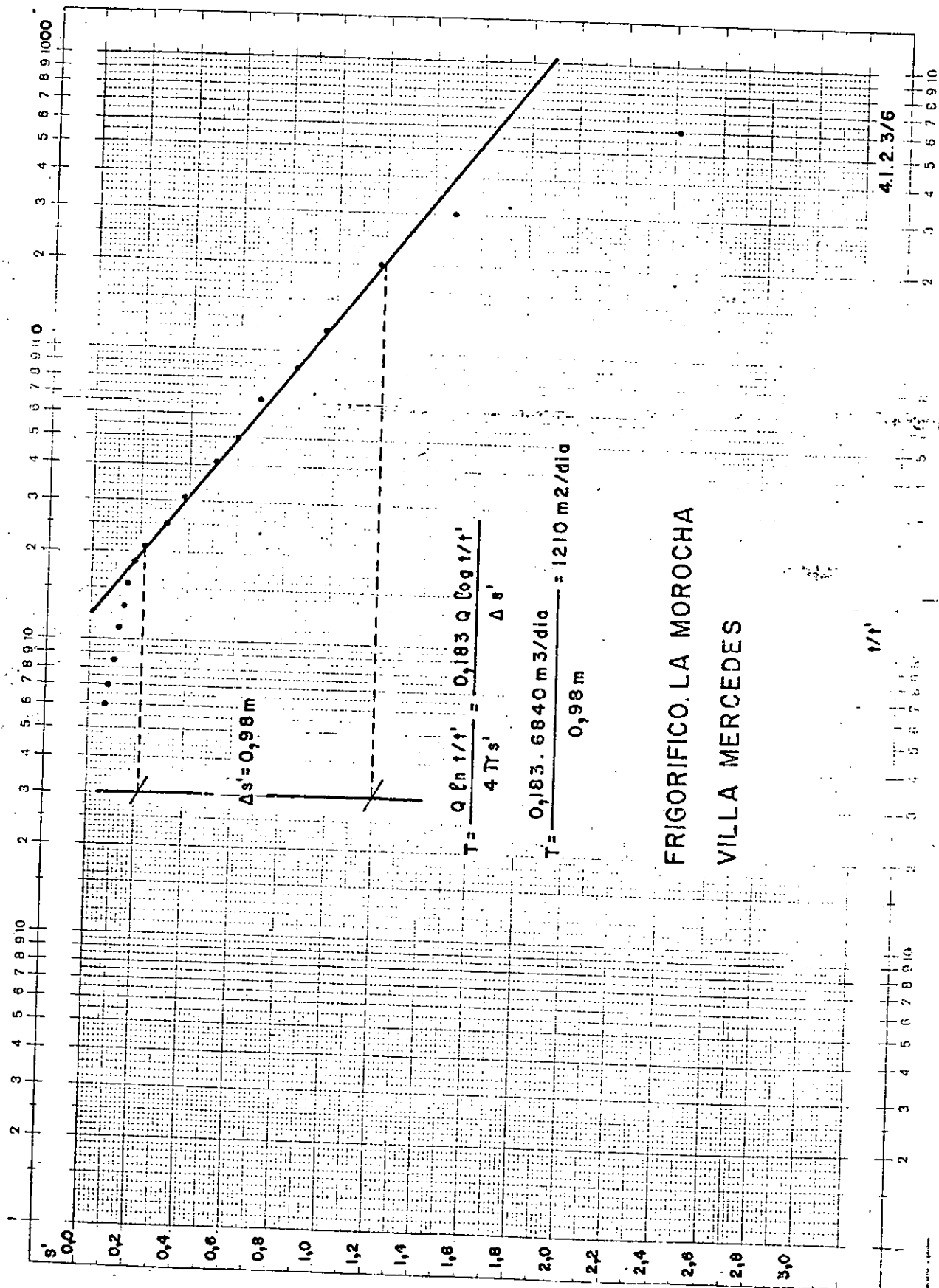
[illegible]

RECUPERACION(Thels)





# RECUPERACION(Thais)



FRIGORIFICO. LA MOROCHA  
VILLA MERCEDES

t/t'

41.23/6

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

METODO DE RECUPERACION DE THEIS

Vd. MERCEDES OPA 31

Q=210 m<sup>3</sup>/HORA

$$T = \frac{0,183 \cdot Q}{\Delta s'}$$

T=781,6 m<sup>2</sup>/DIA

21/10/81

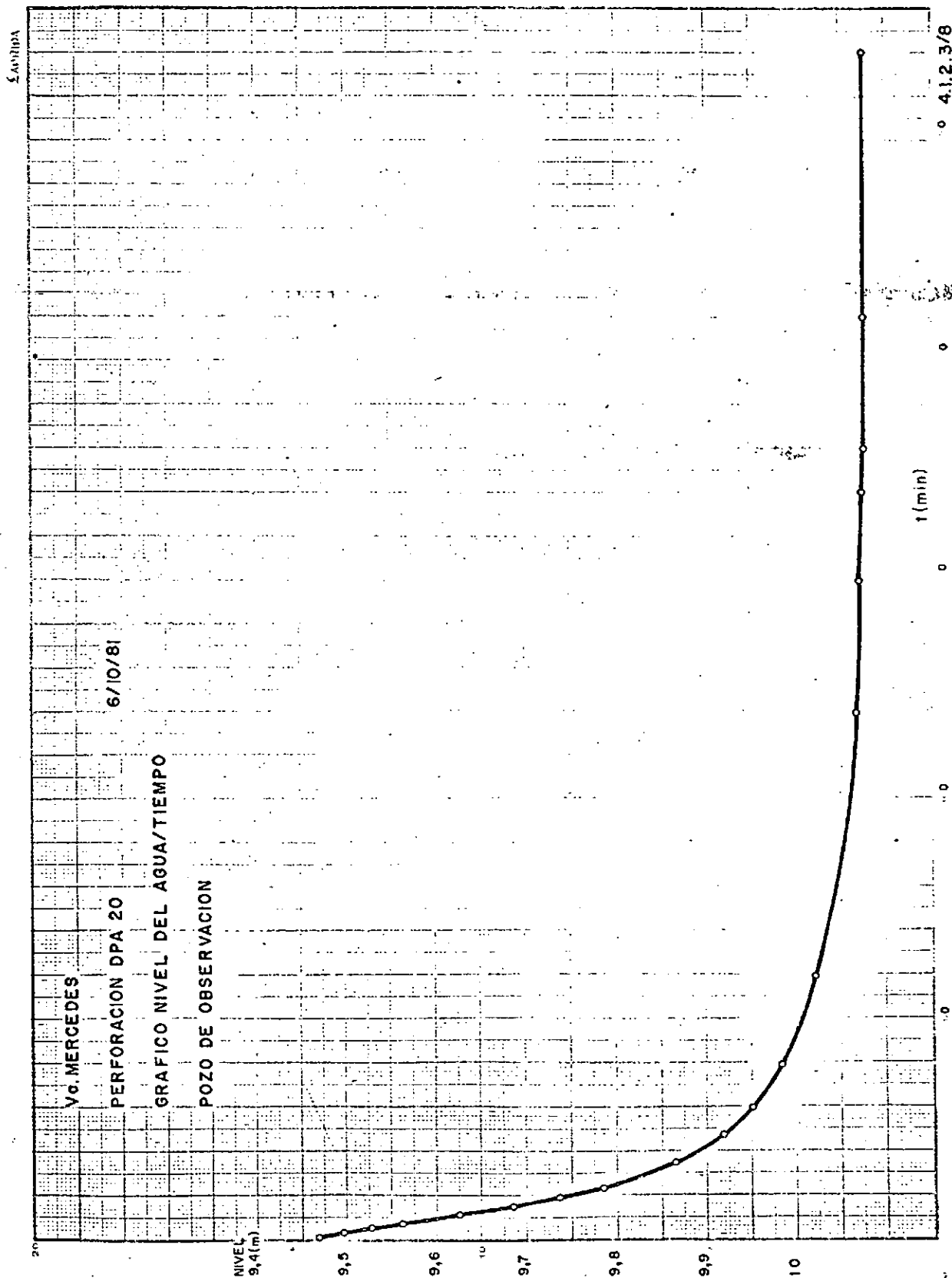
s'

$\Delta s' = 1,18 \text{ m}$

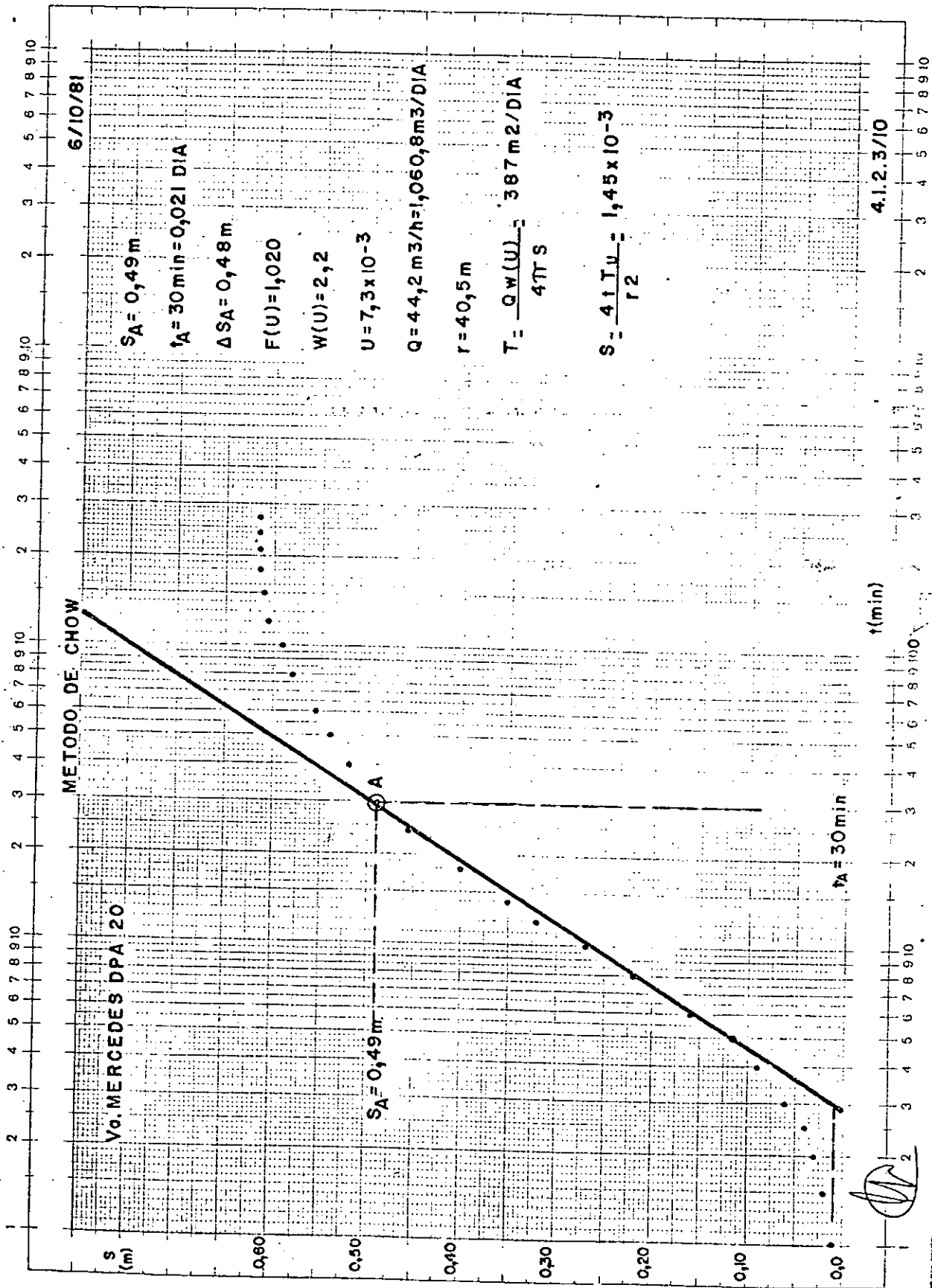
1/1

4.1.2.3/7

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10







Registro de Contenido Salino, Cloruros y Sulfatos. (en mg/l) del  
Pozo N° 1.-

Cuadro 4.2.2/1

Mes / año	Residuos Total	Cloruros	Sulfatos
10.72	745	96	208
4.73	850	96	248
10.73	786	102	230
4.74	675	85	200
8.74	690	87	196
7.75	680	75	200
5.76	665	86	196
7.76	675	98	180
9.76	700	86	210
4.77	585	72	160
9.77	665	85	180
12.77	660	90	180
5.78	520	61	130
7.78	675	96	185
12.78	430	50	114
1.79	518	67	180
3.79	630	83	176
6.79	565	70	148
9.79	530	62	142
4.80	269	20	57
5.80	390	40	88

OBRAS SANITARIAS MENDOZA S.E.

GERENCIA DE PRODUCCION  
LABORATORIO  
AGUAS

FECHA 11-03-1991

ANALISIS DE AGUA N° 5753

PROCEDECENCIA VILLA MERCEDES - SAN LUIS  
OBRAS SANITARIAS DE LA NACION

1.- Pozo de bombeo N°1 Calle Balgrano 425

PUNTO DE  
EXTRACCION

MUESTRA EXTRAIDA EL 27-07-91 LLEGADA EL 03-08-1991 CONDICIONES Buenas

MUESTRA N°

ANALISIS QUIMICO

Color	<2		
Turbiedad	0,1		
Olor (Valor umbral en caliente)	N		
pH	7,6		
Residuo a 105°C mg/l	330		
Residuo conductimetrico	--		
Dureza total (en CO <sub>3</sub> Ca)	124		
Alcalinidad total (en CO <sub>3</sub> Ca)	123		
Cloruros (Cl <sup>-</sup> )	32		
Sulfatos (SO <sub>4</sub> <sup>=</sup> )	72		
Nitratos (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	--		
Nitritos (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	<0,01		
Amoniaco (NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> )	<0,05		
Cloro residual en laboratorio	<0,05		
Cloro residual in situ	--		
Calcio (Ca <sup>++</sup> )	42		
Magnesio (Mg <sup>++</sup> )	5		
Sodio (Na <sup>+</sup> )	56		
Potasio (K <sup>+</sup> )	10		
Arsenico (As)			
OBSERVACIONES			

QUIMICO

*[Handwritten signature]*

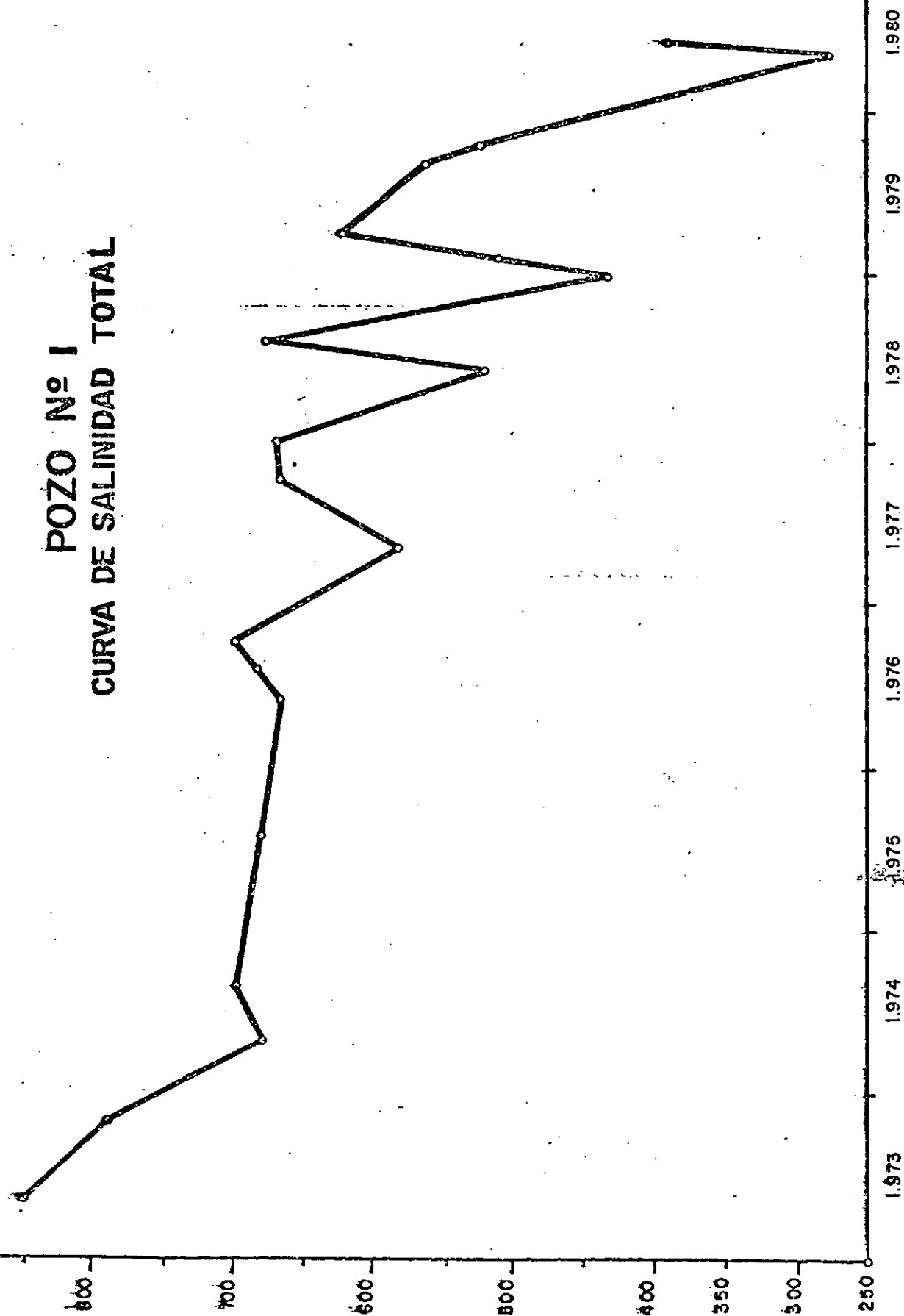
EXAMEN BACTERIOLOGICO

Muestra extraida el	Iniciado a las	horas		
Bacterias aerobias por ml. (Agar, 37° 24 h)				
Bacterias coliformes NMP por 100 ml				
B. E. Coli NMP por 100 ml				
B. intermedio, aerogenes, cloacae (IAC) NMP por 100 ml				
Calidad bacteriologica de la muestra analizada				

BACTERIOLOGICO

*[Handwritten signature]*  
C. J. C. R. 15/91

**POZO N° 1**  
**CURVA DE SALINIDAD TOTAL**





POZO N° 1

Variación del Contenido de Sales.-

Cuadro 4.2.2/4

	Residuo	Cloruro	Sulfatos	Período
Promedio de los 5 primeros registros	749.2	93.2	216,4	10.72 a 8.74
Promedio de los 5 últimos registros	476.8	55.0	122,2	3.79 a 5.50
Disminución porcentual	36,4	41.0	45,6	

	Residuos	Cloruros	Sulfato	Período
Primera mitad de los registros	701,4	88,0	200,7	10.72 a 9.77
Segunda mitad de los registros	532,0	58,1	143,6	9.77 a 5.80
Disminución porcentual	24,2	34.0	28,5	

OBRAS SANITARIAS MENDOZA S.E.

GERENCIA DE PRODUCCION  
LABORATORIO  
AGUAS

FECHA 10-03-1921

## ANALISIS DE AGUA N° 5752

PROCEDENCIA VILLA MERCEDES - SAN LUIS  
FRIGORIFICO - LA MORCHAPUNTO DE  
EXTRACCION

1.- Pozo de bombeo N° 1.

MUESTRA EXTRAIDA EL 29-07-21 LLEGADA EL 02-08-21 CONDICIONES Buenas

MUESTRA N°

## ANALISIS QUIMICO

Color	<2-			
Turbiedad	0,1			
Olor (Valor umbral en caliente)	0			
pH	7,6			
Residuo a 105°C mg/L	590			
Residuo conductimetrico	---			
Dureza total (en CO <sub>3</sub> Ca)	224			
Alcalinidad total (en CO <sub>3</sub> Ca)	180			
Cloruros (Cl <sup>-</sup> )	60			
Sulfatos (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	113			
Nitratos (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	-			
Nitritos (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	<0,01			
Amoniac (NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> )	<0,05			
Cloro residual en laboratorio	<0,05			
Cloro residual in situ	---			
Calcio (Ca <sup>2+</sup> )	72			
Magnesio (Mg <sup>2+</sup> )	11			
Sodio (Na <sup>+</sup> )	82			
Potasio (K <sup>+</sup> )	14			
Arsenico (As)				
OBSERVACIONES				

QUIMICO

## EXAMEN BACTERIOLOGICO

Muestra extraida el \_\_\_\_\_ Iniciado a las \_\_\_\_\_ horas

Bacterias aerobias por ml.

(Agar, 37° 24 h)

Bacterias coliformes NMP por 100 ml.

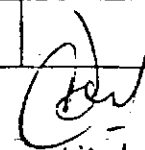
B. E. Coli NMP por 100 ml.

B. intermediario, aerógenos, cloacae

(IAC) NMP por 100 ml.

Calidad bacteriológica de la  
muestra analizada

BACTERIOLOGICO

  
 Lic. J. C. Sica

CUADRO 4.3.1.3/1.

CAPACIDAD DE CONDUCCION DE LOS ACUEDUCTOS

TRAMO : RESERVA - TANQUE ELEVADO

Acueducto	Año	Fuente de información Tipo de dato	Caudal	
			l/s.	m <sup>3</sup> /h.
VIEJO	1978	Informe preliminar Memoria del Distrito	102	367
	1980	Informe del jefe de Distrito (teorico)	101	365
	1981	Propia (teorica)	85	317
NUEVO	1978	Informe preliminar Memoria del Distrito	153	551
	1980	Informe del jefe de Distrito (Teorico)	177	637
	1981	Propia (Teorica)	126	472
CAPACIDAD CONJUNTA	1981	Propia (Teorica)	211	760
	1981	Propia (real)	186	670

## EQUIVALENCIA EN HORAS DE CONSUMO MEDIO PARA DISTINTOS VOLUMENES DE RESERVA

AÑO	Consumo medio diario m <sup>3</sup>	Equivalencia en horas de consumo medio			
		Reserva Existente V= 6.300 m <sup>3</sup>	Un módulo V=11.300 m <sup>3</sup>	Dos módulos V=16.300 m <sup>3</sup>	Tres módulos V=21.300 m <sup>3</sup>

CAPTACION SUBALVEA - Var. 1 y 2 \* CAPTACION SUPERFICIAL - Var. 1 \* 18 a 24 hs.

1985	11.634	13.0	23.3	33.6	44.0
1990	15.070	10.0	18.0	26.0	34.0
2000	21.660	7.0	12.5	18.0	23.6
2010	27.000	5.6	10.0	14.5	19.0

CAPTACION SUPERFICIAL - Var. 2 \* 12 a 18 hs.

1985	11.634	13.0	23.3	33.6	44.0
1990	15.070	10.0	18.0	26.0	34.0
2000	21.660	7.0	12.5	18.0	23.6
2010	27.000	5.6	10.0	14.5	19.0

CAPTACION SUBTERRANEA - Ambas Variantes \* 6 a 12 hs.

1985	11.634	13.0	23.3	33.6	44.0
1990	15.070	10.0	18.0	26.0	34.0
2000	21.660	7.0	12.5	18.0	23.6
2010	27.000	5.6	10.0	14.5	19.0

# Costos de Alternativas

3

## CONTENIDO:

- 5.1.- Desarrollo de Alternativas.
- 5.1.1.- Alternativa 1 - Captación y tratamiento de agua superficial.
- 5.1.1.1.- Alternativa 1 - Variante 1. - Captación de agua sobre canal revestido.
  - 5.1.1.1.1.- Conducto de Aducción.
  - 5.1.1.1.2.- Tratamiento del Agua.
- 5.1.1.2.- Alternativa 1 - Variante 2. - Captación de agua sobre dique Vulpiani.
  - 5.1.1.2.1.- Bombeo y Acueducto de Impulsión.
  - 5.1.1.2.2.- Planta de Tratamiento.
  - 5.1.1.2.3.- Acueducto. Reserva - Tanque Elevado.
  - 5.1.1.2.4.- Reservas.
- 5.1.2.- Alternativa 2 - Captación de Agua Subterránea.
- 5.1.2.1.- Alternativa 2 - Variante 1. - Captación sobre margen izquierda del Río Quinto.
  - 5.1.2.1.1.- Batería de Pozos.
  - 5.1.2.1.2.- Cañería de Impulsión.
  - 5.1.2.1.3.- Reserva.
- 5.1.2.2.- Alternativa 2 - Variante 2. - Captación sobre margen derecha del Río Quinto.
  - 5.1.2.2.1.- Batería de Pozos.
  - 5.1.2.2.2.- Cañería de Impulsión.

5.1.2.2.3.- Reserva.

5.1.3.- Alternativa 3 - Captación de agua Subálvea

5.1.3.1.- Alternativa 3 - Variante 1. - Ampliación de Cañerías Fil--  
trantes en Toma Vieja, con canal derivador en Toma Nueva.

5.1.3.2.- Alternativa 3 - Variante 2. - Ampliación de Cañerías Fil--  
trantes en Toma Vieja, sin canal derivador en Toma Nueva.

5.1.3.3.- Acueducto.

5.1.3.4.- Reservas.

5.2. Desarrollo de los costos de implantación y anuales de las  
alternativas.

5.2.1.- Alternativa 1.

5.2.2.- Alternativa 2.

5.2.3.- Alternativa 3.

5.2.4.- Comparación de Costos Totales Anuales.

## 5.- COSTOS DE ALTERNATIVAS.-

### 5.1.- Desarrollo de Alternativas:

Según lo planteado en Capítulo 4 se han establecido, dentro de las tres alternativas de captación de agua superficial, subterránea y subálvea, dos variantes básicas por cada una de ellas.-

En plano 5.1/1 se indican, para su mejor comprensión en forma de croquis, cada una de estas variantes.-

En el presente párrafo se describen cada una de las variantes, aportando los elementos de cálculo que permitieron desarrollar los anteproyectos preliminares respectivos.-

En lo referente a las cisternas, por no disponer de información más ajustada de los terrenos disponibles en el ejido municipal se ubica solamente la primera de ellas con posibilidad concreta de emplazamiento. Ello no hace fundamentalmente al análisis económico ya que, en caso de necesitarse más de una cisterna, se ha multiplicado el valor unitario por el número de unidades requeridas.-

### 5.1.1.- ALTERNATIVA 1 - CAPTACION Y TRATAMIENTO DE AGUA SUPERFICIAL

#### 5.1.1.1.- Alternativa 1 - Variante 1 - Captación de Agua Superficial sobre Canal Revestido del Dique Paso de las Carretas

##### 5.1.1.1.1.- Conducto de Aducción

###### A.- Descripción

En esta variante el Establecimiento de Potabilización se alimentará con agua proveniente del Dique Paso de las Carretas sobre el canal revestido unos 400 m. antes de su vuelco en el cauce natural del Río Quinto (inmediaciones del puente carretero).

Mediante cruce de la Ruta Nacional N° 7 y por callejón de servidumbre atravesará las vías del F.C.N. Gral. San Martín hasta encontrar la ex Ruta Nacional N° 7 la que seguirá desde su vértice N° 30 al vértice N° 37.- Ver plano 5.1.1.1./1.-

En las inmediaciones de este vértice se aleja de la traza de la vieja ruta en un angulo aproximado de 110° continuando esa dirección hasta atravesar el Río Quinto unos 3.500 m. aguas arriba del Dique Nivelador Vulpiani. A partir del cruce del río y ya sobre su margen izquierda sigue el camino más corto hasta la entrada al Establecimiento de Potabilización. Plano 5.1.1.1/1.-

Se ha previsto que sea de A°C°, clase 7 y su diámetro resultante es de 0.500 m. de acuerdo con el cálculo que sigue.-

###### B.- Dimensionamiento



Longitud = 8.809 m.  
 Cota Intradós Toma = 573,50 m.  
 Cota Cámara de Carga = 551,73 m.  
 AH = 21,77 m.  
 $j = 21,77/8809 = 0,002471$

$$Q = 250 \text{ l/s}$$

Para el cálculo del diámetro haremos uso de la fórmula de Scimeni

$$D = \frac{17,602 (Q)^{0,373}}{j^{0,209}} = \frac{17,602 (250)^{0,373}}{(0,002471)^{0,209}} = 484 \text{ mm.}$$

Adoptamos diámetro comercial  $D^\circ = 0.500 \text{ m.}$

Si bien la máxima carga en funcionamiento normal - de régimen no supera la presión de 15 m. adoptaremos, para tener mayores garantías operativas, cañería de A°C°, clase V.-

#### 5.1.1.1.2.- Tratamiento del Agua

##### A.- Calidad del Agua a Tratar

La calidad del agua superficial a tratar es poco - predecible pues se desconoce el impacto que, sobre la misma, producirá su embalse en el futuro Dique de las Carretas y su conducción - mediante canal a un punto situado entre ambas Tomas. Puede preverse que, en términos generales; aumentará el contenido de sólidos suspendidos de carácter orgánico disminuyendo los de carácter inorgáni

co. En todo caso el mayor aporte de estos últimos provendrá de la -  
cuenca de influencia del tramo del río comprendido entre el Dique y  
las Tomas así como de los volúmenes de agua que se vuelquen al cau-  
ce natural desde el mismo Dique.-

No existen datos de calidades desagregados según -  
estos aportes, que permitan predecir con razonable grado de seguri-  
dad la calidad del agua resultante en canal como en el Río Quinto a  
la altura del Vulpiani.-

A las dificultades apuntadas se suman las variaciones  
estacionales que establecen grandes diferencias en las turbiedades  
promedio según se trate de los meses de estiaje o de épocas lluvi  
viosas. Es del caso comentar que, a la fecha de realización de este  
estudio, (julio 1980) se extrajo una muestra a la altura del Dique  
Vulpiani arrojando en materia de turbiedad el resultado de 4 U.T.J.  
Este valor no justificaba el ensayo de coagulación (dosis óptima).  
De los registros obrantes en el ex Laboratorio Regional Cuyo de O.  
S.N. se han copiado los datos referentes a la turbiedad del agua de  
muestras extraídas del Río Quinto inmediatamente aguas arriba de --  
las galerías. Estos datos se consignan en el Cuadro 5.1.1.1/2, indica  
cándose en el mismo además, las turbiedades del agua captada en galere  
rías 1 y 2.-

En el lapso considerado Enero 1970 a Mayo 1980 se  
incluyen 16 registros correspondientes al período Diciembre-Mayo y  
15 registros del período Junio-Noviembre.-

El promedio de turbiedad para los períod      nombra-

dos en primer término resulta ser  $1.507,3/16 = 94,2$  U.T.J., en tanto el promedio para los meses de menor arrastre es de  $165,3/15 = 11,02$  U.T.J.-

Es dable observar que, por los factores apuntados al principio de este punto (Dique y Canal Revestido), se atenúen notablemente los períodos de máxima turbidez. Entendemos prudente asumir una reducción del 30% en la turbiedad promedio del agua para los meses comprendidos entre diciembre y mayo. Sobre esta hipótesis, se adopta una turbiedad del orden de los 65 U.T.J. para el período de lluvias y se fija, sin mayor variación, el promedio que corresponde a la época de estiaje en 10 U.T.J.-

No obstante que la cantidad de sulfato de aluminio necesario para la coagulación no guarda una relación estequiométrica con la superficie total de las partículas, es evidente que existe un incremento en la cantidad de coagulante a medida que aumenta la turbiedad.-

No contamos, por otra parte, con muestra representativa de la turbiedad para ambos períodos por lo que recurrimos a los trabajos de HUDSON (Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación de agua O.P.S. Serie Técnica N° 13) que establece para algunas plantas estudiadas en Latinoamérica una relación entre turbiedad y dosis de coagulante. De la gráfica resultante, Cuadro 5 1.1.1/3, corresponde para:

Turbiedad = 65 U.T.J.      Dosis de  $(SO_4)_2 Al_3 = 20-30$  mg/l

Turbiedad = 10 U.T.J.      Dosis de  $(\text{SO}_4)_2 \text{ Al}_3 = 10-18 \text{ mg/l}$

Es evidente que la relación no es lineal y ello es debido al diferente comportamiento que tienen, para alta y baja turbiedad, la precipitación de hidróxidos de aluminio que aparecen al reaccionar los coagulantes con la turbiedad y posterior efecto de "barrido" ó arrastre de las partículas que se encuentran al descender aquellas.-

Respecto del consumo de cal, los iones de aluminio hidratados actúan como un ácido y reaccionan con las bases que se encuentran en el agua. Basado en esto 1 mg/l de aluminio reacciona con 0,5 mg/l de alcalinidad natural expresado como  $\text{CO}_3 \text{ Ca}$  ó 0,39 mg/l al 95% de cal hidratada como  $(\text{OH})_2 \text{ Ca}$  (Potable Water Treatment Cheremi - Sinoff P/Valent -Journal of and Sewage Warks - Aq. 1976).-

Como el agua del río tiene baja alcalinidad, para mantener el pH adoptamos como dosis de cal la cantidad consumida en la reacción del coagulante.-

Resumiendo, adoptamos:

Período Diciembre - Mayo Dosis Sulfato aluminio = 25 mg/l

Dosis cal = 10 mg/l

Periodo Junio - Noviembre Dosis Sulfato de Al = 14 mg/l

Dosis cal = 5 mg/l

Sobre los índices anteriores y fijando el consumo de 20.000 m<sup>3</sup>/d, base de diseño, los consumos serán:

Período de lluvias - (Diciembre - Mayo)

Sulfato de Aluminio -  $25 \text{ mg/l} \times 20.000 \text{ m}^3/\text{d} \times 180 \text{ d} = 90 \text{ ton}$   
Cal hidratada -  $10 \text{ mg/l} \times 20.000 \text{ m}^3/\text{d} \times 180 \text{ d} = 36 \text{ ton}$

Período de Estiaje - (Junio-Noviembre)

Sulfato de Aluminio -  $14 \text{ mg/l} \times 20 \text{ m}^3/\text{d} \times 180 \text{ días} = 50.4 \text{ ton}$   
Cal hidratada -  $5 \text{ mg/l} \times 20 \text{ m}^3/\text{d} \times 180 \text{ días} = 15 \text{ ton.}$

Consumo total en el Año

Sulfato de Aluminio - 140,4 ton

Cal hidratada - 51,0 ton

#### B.- Dato Básico de Diseño

Como se definiera con anterioridad, el caudal necesario de agua potable al final del período de diseño, es de  $20.000 \text{ m}^3/\text{día} = 231,4 \text{ l/s.}$

Para el proyecto de la planta potabilizadora, debe incrementarse este caudal, en el valor necesario para atender las demandas del Establecimiento.-

Se adopta como caudal de diseño el de  $250 \text{ l/s}$ ; valor éste que contempla los requerimientos de agua para lavado de filtros, dosaje de productos químicos, limpieza y otros usos en el Establecimiento.-

#### C.- Descripción de las Instalaciones

El tipo de tratamiento a adoptar es el convencio-

nal. El agua captada en cualquiera de sus variantes ingresará a la cámara de carga y canal que, mediante resalto hidráulico tipo Parshall, se aprovechará para la inyección de los productos químicos, y el aforo de caudales.-

El caudal ingresa a una cámara equirepartidora de caudal para permitir el tratamiento equilibrado del agua por medio de dos módulos de potabilización.-

A partir de esta cámara las unidades se proyectan en números par a efectos de posibilitar la construcción del Establecimiento en dos etapas.-

Los floculadores, en número de dos, serán del tipo mecánico con tres compartimientos cada uno.-

Entre la cámara de floculación y el decantador se colocará un baffle perforado para evitar el ingreso en turbulencia del agua proveniente del o los floculadores. Se tratará, en el diseño, que el gradiente de velocidad a través de los orificios sea menor o igual al que corresponde a la última cámara de floculación.-

Los decantadores, que serán dos, se proyectarán rectangulares de flujo horizontal con pendiente de fondo, limpieza mecánica y extracción hidráulica de los barros. Se adoptó, por razones constructivas, un ancho igual al del floculador correspondiente.

Los filtros rápidos serán seis, rectangulares --- constituido su lecho filtrante por arena de un solo tipo de granulometría con falso fondo y boquillas para el ingreso de agua y aire de lavado y el egreso de agua filtrada.-

En función de la velocidad de lavado y su frecuencia se determina la cantidad de agua de lavado necesaria y, a partir de allí, el depósito de agua para lavado que se adopta elevado.-

Completan las instalaciones de filtración una galería inferior de conductos sobre la cual se halla la Sala de Comando, y un local para los Soplantes.-

En la cabecera de la planta, se han previsto sendos locales para depósito y dosaje de coagulantes y cloro y entre ambos el laboratorio, una oficina y un local sanitario. Debajo de éstos se ubica un local para depósito y pañol.-

En una galería central cubierta y delimitada por los módulos se ubican los equipos de accionamiento de los acondicionadores y las válvulas de accionamiento para la limpieza hidráulica de las tolvas de los decantadores.-

Completa el sistema de tratamiento una cámara de contacto de cloro, cuya ejecución también se ha previsto en dos etapas, una torre tanque para el lavado de los filtros y el sistema general de desague.-

El Establecimiento estará conformado, además, por un edificio para taller, comedor y grupo sanitario, la vivienda para el encargado, pavimentos, cercos, parqueización, red de riego e iluminación exterior.-

Se ha contemplado además la interconexión con la reserva de  $6.300 \text{ m}^3$  existente y el aprovechamiento de los edificios existentes.-

Las características generales del Establecimiento pueden visualizarse en el plano N° 5.1.1.1/4.-

#### D.- Diseño de la Planta de Potabilización

##### Canal de Ingreso, Aforo y Mezcla de Reactivos

El aforador Parshall cuyo rango de medición mas - se ajusta a los caudales previstos es el correspondiente a una garganta de 0,305 m.-

La altura del tirante líquido en el canal será la que se determina mediante la siguiente acuación:

$$Q = 0,692 h^{1,522}$$

Para  $Q = 0,250 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , resulta

$$h \text{ (m)} = \left( \frac{Q}{0,692} \right)^{\frac{1}{1,522}} = \left( \frac{0,250}{0,692} \right)^{\frac{1}{1,522}} = 0,512 \text{ m.}$$

Este valor de  $h = 0,512 \text{ m.}$  se dá aguas arriba del resalto, donde el ancho del canal es de 0,845 m.-

Aguas abajo, el ancho será de 0,610 m.-

La sección de escurrimiento en la garganta será:

$$S = 0,305 \text{ m.} \times 0,512 \text{ m.} \times \frac{2}{3} = 0,104 \text{ m}^2$$

y la velocidad del escurrimiento en la misma resulta de:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,250 \text{ m}^3/\text{s}}{0,104 \text{ m}^2} = 2,40 \text{ m/s}$$

Esta velocidad es mayor que la mínima necesaria -  $(2,0 \text{ m}^3/\text{s})$  para producir la turbulencia requerida que posibilite --



una mezcla enérgica y rápida de los reactivos a incorporar.-

### Partidor de caudal

Aguas abajo de la canaleta Parshall, se ubica una cámara partidora la que, por medio de dos vertederos de sección rectangular, permite dividir en dos los caudales a derivar a cada uno de los módulos de tratamiento.-

En esta cámara, se han previsto dos compuertas, accionadas desde el laboratorio, para regular el ingreso de caudal en cada módulo o bien poner a uno de ellos fuera de servicio.-

Para un ancho de vertedero de 1 m. sin contracción lateral, la altura de la lámina sobre el umbral resulta de aproximadamente  $h = 0,17$  m.-

### Canal de Alimentación a los Flocculadores

La alimentación de los flocculadores se realizará por medio de dos canales rectangulares de sección variable y el ingreso mediante orificios sumergidos de sección rectangular de 0,10m x 0,30 m. los que provocan una considerable pérdida de carga que asegura la equipartición.-

### Acondicionadores

Cantidad = 2

Tiempo de detención: 20 min.

Número de compartimiento = 3

Temperatura media del agua: 15°C

Gradientes de velocidad  $G_1 = 60 \text{ seg.}^{-1}$  (1ª Cámara)

$G_2 = 40 \text{ seg.}^{-1}$  (2ª Cámara)

$G_3 = 20 \text{ seg.}^{-1}$  (3ª Cámara)

- Volumen del Tanque

$$V = 0,125 \text{ m}^3/\text{s} \times 20 \text{ min.} \times \frac{60 \text{ seg}}{\text{min.}} = 150 \text{ m}^3$$

- Dimensiones del Tanque

Fijando una altura  $h = 2,50 \text{ m.}$

$$V = A \times h \quad A = \frac{150 \text{ m}^3}{2,5 \text{ m}} = 60 \text{ m}^2$$

Fijando una longitud  $l = 7,5 \text{ m.}$

$$w = \frac{A}{l} = \frac{60 \text{ m}^2}{7,5 \text{ m.}} = 8,00 \text{ m.}$$

Se adoptarán 3 compartimientos de  $2,50 \times 2,50 \times 8,00$

- Potencia de los floculadores mecánicos

$$P = G^2 \times V \times \mu$$

$$V = 2,5 \times 8,00 \times 2,5 = 50,00 \text{ m}^3$$

$$= 0,01145 \frac{\text{gr masa}}{\text{cm seg}} \quad (\text{a } 15^\circ\text{C})$$

$$G_1 = 60 \text{ seg.}^{-1}$$

$$P_1 = \frac{(60)^2 \times 50,00 \times 10^6 \times 0,01145}{9,81}$$

$$= 2,11 \times 10^6 \frac{\text{gr} \times \text{cm}}{\text{seg}} = 21,01 \frac{\text{Kg} \times \text{m}}{\text{seg}}$$

$$P_1 = \frac{21,01}{75} = 0,28 \text{ HP}$$

De la misma manera obtenemos

$$P_2 = 0,124 \text{ HP}$$

$$P_3 = 0,03 \text{ HP}$$

La potencia real será 1,5 veces la potencia absorbida con motorreductores de velocidad variable entre 2 r.p.m. y 5 r.p.m. -

Baffles perforadores de ingreso a los decantadores. -

Usaremos una velocidad de pasaje  $v_p = 20 \text{ cm/s}$

El área total,  $A_o$ , de los orificios será

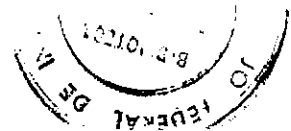
$$A_o = \frac{q}{v} = \frac{0,25 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \times 0,2} = 0,625 \text{ m}^2$$

El área transversal del floculador es

$$A_t = 2,5 \times 8,00 = 20,00 \text{ m}^2$$

Sobre la base del área de pasaje total requerida ( $0,625 \text{ m}^2$ ) y utilizando el criterio de Hudson de conservar el mismo gradiente de velocidad de la ultima parte del floculador y con el auxilio del abaco "Gradiente de velocidad para distintos diámetros de orificio" ("Teoria, diseño y control de los procesos de clarificación del agua"; Arboleda Valencia, Pag.227), se confeccionó la siguiente tabla:

Ø orificio (cm)	15	20	25
Area del orificio ( $\text{m}^2$ )	0,0177	0,032	0,05



Cantidad de orificios	37,88	17,86	11,36
Velocidad en un orificio cm/seg.	18	20	20
G seg. <sup>-1</sup>	20	20	17

Utilizaremos orificios de  $\varnothing = 20$  cm dado que con ellos se obtiene un gradiente compatible con la última cámara de floculación. Se utilizarán dos filas de 9 orificios cada una.-

### Decantadores

Cantidad = 2

Tipo = rectangular de flujo horizontal

Carga superficial =  $40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

Velocidad horizontal =  $0,70 \text{ m/s}$

Carga lineal sobre vertedero =  $35 \text{ l/seg/m}$

Tiempo de retención = 2 horas

Pendiente de fondo = 1:100

El área superficial por decantador será:

$$A_s = \frac{0,125 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \text{ s/d}}{40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}} = 270 \text{ m}^2$$

El volumen del decantador será, para 2 horas de retención

$$V = 0,125 \text{ m}^3/\text{s} \times 3.600 \text{ s/h} \times 2\text{h.} = 900 \text{ m}^3$$

De V y  $A_s$  obtenemos la profundidad

$$h = \frac{V}{A_s} = \frac{900 \text{ m}^3}{270 \text{ m}^2} = 3,33 \text{ m.}$$

Adoptamos una profundidad mínima de salida de 3,50 m. y consideramos la pendiente de fondo (1%) obtenemos la profundidad mínima de entrada que resulta de  $3,50 + 33,75/100 = 3,80$ .-

$$\text{Longitud del vertedero} = \frac{125 \text{ l/s}}{3,5 \text{ l/s/m}} = 36,0 \text{ m.}$$

### Filtros Rápidos

Velocidad de filtración  $130 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ .

Para la determinación del número necesario de filtros hacemos uso de la fórmula de Morrill-Wallace:

$$N = 1,4 \sqrt{\frac{Q}{1000}} = 1,4 \sqrt{21,6} = 6,5 \quad (Q \text{ en } \text{m}^3/\text{d})$$

Adoptamos 6 filtros por tratarse de número par -- permitiendo la implementación en dos etapas.-

### - Área filtrante y dimensiones de los filtros

$$A_f = \frac{21.600 \text{ m}^3/\text{d}}{130 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}} = 166 \text{ m}^2$$

El área de cada uno de los filtros será de  $27,7 \text{ m}^2$

Adoptaremos las siguientes dimensiones

Ancho = 4,15 m.

Largo = 6,70 m.

La altura del filtro se obtiene por suma de los siguientes componentes, para este tipo de filtros:

Altura libre                      0,35 m

Altura del agua	1,80 m.
Manto filtrante	0,70 m.
Fondo falso y drenaje	0,80 m.
Altura total	3,65 m.

El lecho filtrante estará constituido por arena - de un solo tipo de granulometría con tamaño efectivo entre 0,5 y -- 0,6 y coeficiente de uniformidad  $< 1,6$ .-

El falso fondo se efectuará con losetas de hormi- gón armado premoldeadas con toberas de plástico espaciadas entre sí 0,20 m.-

#### - Lavado de los filtros

En función de la granulometría y para obtener una expansión mayor del 30% se utilizará una velocidad del agua de lava- do de 0,8 m/min. =  $\frac{48 \text{ m}^3}{\text{h m}^2}$

Como el área de los filtros es aproximadamente 28  $\text{m}^2$  el caudal necesario de lavado, por filtro será:

$$Q = 28 \text{ m}^2 \times 0,8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min.} = 22,4 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Fijando un tiempo de 7 min. para el lavado de es- te tipo de filtros el volumen necesario de agua de lavado será:

$$V = 22,4 \text{ m}^3/\text{min.} \times 7 \text{ min.} = 156,8 \text{ m}^3$$

Con un caudal de aire de entre 0,3 y 0,9  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$  aplicado durante un período no menor de 3 minutos.-

$$\text{Se adopta un } Q \text{ aire} = 0,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min.}$$

Por lo tanto, el caudal de aire requerido para la limpieza de un filtro, es

$$Q \text{ aire} = 0,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ min.} \times 28 \text{ m}^2 = 16,8 \text{ m}^3/\text{min.}$$

y el volumen total requerido será:

$$V \text{ aire} = 16,8 \text{ m}^3/\text{min.} \times 3 \text{ min.} = 50,4 \text{ m}^3$$

Valores éstos a considerar para la selección de los equipos soplantes.-

- Depósito de agua para lavado

El fondo del depósito deberá tener una altura de 10 m. para absorber con suficiencia las pérdidas de carga normales durante el lavado del filtro.-

Adoptamos una capacidad de  $200 \text{ m}^3$  en función del volumen necesario para el lavado de un filtro.-

- Bombco de agua de lavado

Asumimos que para este tipo de instalaciones y en épocas de mayor turbiedad de las aguas, la carrera del filtro, entre lavado y lavado, es de 24 horas.-

Al disponer de 6 filtros la frecuencia de lavado es de uno cada 4 horas.-

Adoptaremos un tanque elevado de capacidad de  $200 \text{ m}^3$ . El tanque deberá llenarse entre cada lavado de filtros es decir en término de 4 horas. Por razones de seguridad asumimos un lapso de 2 horas con lo que las características de las bombas serán:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{h.} = 27,78 \text{ l/s}$$

$$H = 20 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cantidad} = 2$$

$$\text{Potencia} = \frac{28 \text{ l/s} \times 20 \text{ m.}}{0,7 \times 0,75} = 10,66 \text{ c.v.}$$

Utilizaremos un motor de 15 c.v. cada uno.-

### Cámara de Contacto de Cloro

El agua filtrada es recogida en un canal rectangular de 0,84 m. de ancho y 0,51 m. de tirante líquido, a través del cual el agua se conduce hasta la cámara de cloración, previo paso por un aforador a resalto Parshall, de iguales dimensiones que el ubicado al ingreso del agua cruda. Allí se producirá la inyección del cloro a efectos de lograr una íntima y enérgica dilución en el caudal efluente, al pasar por el resalto.-

La cámara de cloración se construirá en dos etapas, de manera que cada una de ellas servirá para la mitad del caudal total.-

$$Q = \frac{1}{2} \quad Q_f = 125 \text{ l/s} = 7,5 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Tiempo de contacto: 20 minutos

$$V = Q P = 150 \text{ m}^3$$

Llamado A = ancho de la cámara

L = largo de la cámara

H = Tirante líquido y tomando  $L = 2 A$  y  $H =$

$\frac{A}{2}$ , resultan las siguientes dimensiones:



$A = 5,31 \text{ m.}$     $L = 10,62 \text{ m.}$     $H = 2,66 \text{ m.}$

Se colocan chicanas de 4,20 m. de ancho por 2,80 m. de alto, distanciadas entre si 0,97 m.-

Se han previsto además accesos y ventilacionaes.-

En correspondencia con los accesos, en cada unidad, se construirá en el fondo, una cámara de 1,00 m. x 1,00 m. y 0,40 m. de profundidad, donde podrá instalarse una bomba de motor sumergido para el achique total de la cámara.-

Los planos correspondientes a la planta potabilizadora figuran desde 5.1.1.1/4 a 5.1.1.1/9.-

#### 5.1.1.1.3.- Acueducto Depósito de Reserva - Tanque Elevado

Se plantea el acueducto calculado en 4.3.2. con variantes de A° Cemento y Acero.-

#### 5.1.1.1.4.- Reservas

Por lo expuesto en puntos 4.4.2.1/b1 y 4.4.2.2. Se adoptan 3 reservas de  $5.000 \text{ m}^3$  c/u. Plano tipo 5.1.1/1

#### 5.1.1.2.- ALTERNATIVA 1 - VARIANTE 2 - CAPTACION DE AGUA SOBRE EL DIQUE VULPIANI, ELEVACION Y TRATAMIENTO

Esta alternativa elimina el acueducto de aducción de la variante anterior incorporando una toma sobre el Dique Vulpiani y elevación por bombeo hasta el Establecimiento de Potabilización, ubicado en los terrenos del Depósito de Reserva.-

#### 5.1.1.2.1.- Bombeo y Acueducto de Impulsión

- Descripción.- Sobre murallón izquierdo de cabecera del dique nivelador y sobre el costado de la alimentación a canales se instala un par de bombas de motor sumergido con un equipo de reserva.-

La elección de este punto obedece a que supone un menor recorrido del acueducto de impulsión y que el punto de extracción corresponde con el que ofrece menores posibilidades de embancamiento o depósitos de barro.

Las bombas son montadas sobre plataforma adosada al murallón mencionado. Las cañerías de succión permiten, llegado el caso, graduar la profundidad del punto de succión el que, en primera instancia se ha ubicado 0.80 m por debajo del nivel de agua.

A partir de allí nace la cañería de impulsión que, siguiendo el camino público que une al Dique Vulpiani con el actual Establecimiento de Reserva ingresa por un vértice del terreno ampliado para futuro Establecimiento de Potabilización. Plano 5.1.1.2.1/1.-

#### Cálculo del Acueducto de Impulsión

Adoptamos un diámetro de 0,500 m para las siguientes condiciones:

$$AH = 550,63 - 541,44 = 9,19 \text{ m}$$

$$Q = 250 \text{ l/s}$$

$$L = 232 \text{ m}$$

Usando las tablas de Scimemi resulta una pérdida de carga unitaria

$$j = 0.002283$$

En consecuencia la pérdida de carga total por fricción será:

$$H_f = 0,529 \text{ m.}$$

Sumando la diferencia geometrica ala altura manométrica,será:

$$H_m = 9,715$$

A los efectos del bombeo adoptamos

$$H_m = 10,0 \text{ m.}$$

La velocidad resultante es de 1,27 l/seg.-

No obstante la escasa longitud y presión de trabajo de la cañería, se adopta A°C° clase 7, para evitar posibles efectos de golpe de ariete.-

#### Cálculo de los Equipos de Bombeo

El caudal de 250 l/s equivale a 900 m<sup>3</sup>/h.-

En consecuencia se adoptan para el bombeo dos equipos de bombeo del tipo sumergible para las siguientes condiciones:

$$Q = 450 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_m = 10,0 \text{ m.}$$

Se preve la instalación de un tercer equipo en calidad de reserva.-

$$p = \frac{125 \text{ l/s} \times 10 \text{ m.}}{0,7 \times 75} = 23,8 \text{ (C.V.)}$$

#### 5.1.1.2.2.- Planta de Tratamiento

Desde el punto de descarga del canal revestido hasta el punto de toma, Dique Vulpiani, aumentan las oportunidades de contacto del agua con elementos susceptibles de entrar en suspensión. Por su parte el Dique provee cierto tiempo de retención que, al menos, posibilitará la sedimentación del material más grueso.-

Frente a la imprecisión que supone la determinación de la futura calidad del agua superficial a obtener se aceptan las calidades adoptadas en la variante anterior, con el mismo consumo de productos químicos y la misma planta de tratamiento.-

Cabe agregar que la instalación de la planta potabilizadora en correspondencia con el Depósito de Reserva implica una ampliación del terreno disponible cuyo costo, por ser propiedad de la Pcia. de San Luis, no se computa en esta alternativa en ninguna de sus dos variantes.-

#### 5.1.1.2.3.- Acueducto Depósito de Reserva - Tanque Elevado

Es el que se consigna con su longitud y diámetro en punto 4.3.2.. Se plantean dos variantes del mismo en lo que hace a su material: Asbesto Cemento y Acero.-

#### 5.1.1.2.4.- Reservas

Esta variante por involucrar solamente 7 Km. de acueducto encuadra en el punto 4.4.2.1./b2 y según 4.4.2.2. le corresponde una ampliación de  $10.000 \text{ m}^3$  en total.-

### 5.1.2.- ALTERNATIVA 2 - CAPTACION DE AGUA SUBTERRANEA

Se agrega a la Variante de una batería de pozos sobre la margen izquierda del río la variante sobre margen derecha -- del mismo.-

Esta última ofrece un margen mayor de seguridad en lo referente al rendimiento de las perforaciones y a las condiciones del subálveo según informe litológico. Asimismo da mayores disponibilidades de espacio para posibles ampliaciones que la variante 1, constreñida al ámbito del Hipodromo Municipal.-

Por supuesto la presente alternativa supone un sistema de provisión de carácter mixto ya que al final del período de diseño las instalaciones existentes, captación subálvea, aportarán --  $7.000 \text{ m}^3/\text{d}$  que representa el 26% de la provisión total. En los períodos anteriores el aporte relativo de la captación subálvea se ha ce mayor.-

No obstante que ello implica el abastecimiento desde dos puntos distintos se ha mantenido en ambas variantes de esta alternativa la perforación de dos pozos en el casco municipal. Entendemos que, a pesar del menor rendimiento asignado a estos pozos respecto de los que componen la batería ( $80 \text{ m}^3/\text{h}$  contra 140 y  $160 \text{ m}^3/\text{h}$ ), ofrecen la interesante posibilidad de, en caso de necesidad, poder conectarse directamente a la red distribuidora.-

En términos generales y de acuerdo con lo expuesto en el Cap. IV, se asume un rendimiento de  $160 \text{ m}^3/\text{l}$  para los pozos -

ubicados sobre la margen derecha del Río Quinto y aquellos que, sobre la margen izquierda del mismo, se encuentran más cercanos a la costa. A los restantes pozos ubicados en el Hipódromo y Parque Municipal se les asigna un rendimiento de 140 m<sup>3</sup>/h. Por último a los dos pozos ubicados en el radio servido, como se dijo anteriormente, se les adjudica un rendimiento probable de 80 m<sup>3</sup>/h.

5.1.2.1.- Alternativa 2 - Variante n°1 - Captación sobre la margen izquierda del Río Quinto.

5.1.2.1.1.- Batería de pozos -

Descripción: En terrenos del Parque Municipal, se desarrollan la cantidad de cinco perforaciones. Dos de ellas se ubican cercanas a la ribera del río, distanciadas entre sí unos 380 mts. Las tres restantes se ubican unos 350 mts. al norte y paralelas al cerco divisorio con el Hipódromo. Plano tipo 5.1.2.1.1./1.

Entre estas perforaciones existe una distancia -- del orden de los 400 mts.

El caudal de estos pozos es transportado por cañería de impulsión de 0.450 mts. de diámetro que se transforma luego en cañería de 0.500 mts. hasta su llegada al depósito de reserva - (Sargento Baigorria y Junin).

En esta ruta, de unos 1.200 mts. recibe el aporte de dos pozos ubicados en el radio servido.

Las cañerías de nexos entre pozo y pozo de la bate

ria oscilan en diámetros de 0,200 y 0,300 mts. - . .

Cálculo:

Los pozos 4 y 5 se han diseñado para rendir 160 m<sup>3</sup>/h. Los pozos 1, 2 y 3 con 140 m<sup>3</sup>/h, en tanto los pozos 6 y 7 -- con 80 m<sup>3</sup>/h.

La capacidad de bombeo diario instalada será entonces:

$$\begin{aligned} Q_d &= (2 \times 160 \text{ m}^3/\text{h} + 3 \times 140 \text{ m}^3/\text{h} + 2 \times 80 \text{ m}^3/\text{h}) \times 24 \text{ hs.} = \\ &= 21.600 \text{ m}^3/\text{día.} \end{aligned}$$

Al caudal necesario para el final del período de diseño (20.000 m<sup>3</sup>/día), corresponde un funcionamiento de 22,5 horas.

Para el bombeo de estos caudales se supuso un nivel estático de 7 mts. bajo bocas de pozo y depresiones de 10 á 16 mts.

Los ensayos realizados, punto 4.1.2.3., corroboran el amplio margen de seguridad adoptado en este caso. Las cotas del nivel dinámico varían entonces, entre 17 y 23 mts. bajo boca de pozo.

5.1.2.1.2.- Cañería de impulsión:

Esta variante ha sido analizada desde el punto de vista técnico-económico en dos sub-variantes, que difieren entre sí por el material previsto para las conducciones. Así la sub-variante 1a, será en base a cañerías de acero y la 1b en base a cañería de asbesto cemento clase 7.-

Debido a que los caudales a transportar varían tramo a tramo, a lo largo de la cañería, por la incorporación de cada una de las perforaciones, se adoptaron para los diferentes tramos, diámetros que permiten velocidades compatibles y usuales con el tipo de material empleado. No se considera por lo tanto apropiado realizar en esta etapa, un estudio exhaustivo para la determinación de dichos diámetros, ya que a priori se supone que los más económicos no diferirán sensiblemente de los adoptados y consecuentemente su incidencia en el costo de la alternativa no es significativo.

En función de los diámetros adoptados se han confeccionado las planillas n°5.1.2.1.2/1 á 4 en la que se calcularon las pérdidas de carga unitarias y totales para toda la conducción, calculadas con la fórmula de SCIMEMI para el asbesto cemento y con la formula de LANG para el acero.

#### 5.1.2.1.3.- Reserva:

De acuerdo con las hipótesis asumidas en el capítulo 4, corresponde para cualquiera de las variantes de esta alternativa, la incorporación de un módulo de reserva de 5.000 m<sup>3</sup>. en un punto intermedio del período de diseño (año 2000 ).

No obstante ello y a efectos de proveer la máxima seguridad a esta variante, ya que involucra a dos fuentes distintas de captación, se instalará el depósito al principio del período de diseño, compartiendo la sugerencia formulada en tal sentido por los



Técnicos del Organismo Comitente. Rebombeco Plano 5.1.2.1.3./1.

5.1.2.2.- ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 - CAPTACION SOBRE LA MARGEN -  
DERECHA DEL RIO QUINTO:

5.1.2.2.1.- Batería de pozos:

Descripción: Sobre la margen derecha y al este del puente carretero (plano 5.1.2.2/1), se ubican cuatro perforaciones, en tanto al oeste de dicho puente se emplaza una quinta perforación. Las distancias entre las mismas, oscilan en los 300 mts.

Las cañerías de nexco entre pozo y pozo varían entre 0,200 y 0,300 metros.

La cañería colectora de los caudales bombeados se inicia con 0.300 mts. de diámetro, parte de ella es aérea, adosada a la estructura resistente del puente carretero.

Al recibir el aporte de los pozos 1, 2 y 3 aumenta su diámetro hasta 0.450 mts. El tramo de cañería a la vista se construirá de acero.

A partir de la batería, el acueducto sigue por la Avenida 25 de Mayo, en diámetro de 0,450 y 0,500 mts. hasta su ingreso al depósito de reserva, recibiendo en ruta el aporte de los pozos 6 y 7 ubicados en el radio servido.

La longitud total del acueducto es de unos 1.450 mts.

#### Cálculo:

La batería está constituida por cinco pozos que erogarán 160 m<sup>3</sup>/h. cada uno, mas dos pozos en la ciudad de 80 m<sup>3</sup>/h cada uno.

La capacidad instalada de bombeo diario será:

$$\begin{aligned} Q_d &= (5 \times 160 \text{ m}^3/\text{h} + 2 \times 80 \text{ m}^3/\text{h}) \times 24 \text{ hs.} = \\ &= 23.040 \text{ m}^3/\text{día.} \end{aligned}$$

El tiempo promedio de funcionamiento de los pozos, para cubrir los 20.000 m<sup>3</sup>/día asignados a la captación subterránea al final del período de diseño será de aproximadamente 21 horas.-

#### 5.1.2.2.2.- Cañería de impulsión:

Las consideraciones realizadas para la cañería de impulsión de la variante anterior, son válidas para ésta.

También se estudiaron dos sub variantes considerando acero y asbesto cemento clase 7.

Las características hidráulicas de estas conducciones se pueden visualizar en las planillas 5.1.2.1...2/1 á 4.

#### 5.1.2.2.3.- Reserva:

Valen para esta variante las mismas consideraciones que para la variante anterior, punto 5.1.2.1.3.

### 5.1.3.- ALTERNATIVA 3 - CAPTACION DE AGUA SUBALVEA:

#### Descripción:

Las cañerías radiales se dispondrán en Toma Vieja considerando la existencia de las galerías transversales existentes (Galerías Antigua y Nueva).

Se colocarán por pares compuestos de un brazo transversal (perpendicular al eje del río en ese punto) y un brazo en -- diagonal, cuya cámara de inspección es común con la del brazo transversal anterior.

La pendiente es variable según las posibilidades - que ofrece el manto de tosca para su fundación. De cualquier manera, en el caso más desfavorable, la pendiente de la cañería no sería inferior al 1 %.

En la misma planimetría (5.1.3./1) se indica la disposición de los radiales tanto para la variante 1 que implica 620mts de galería, como para la variante 2 que completa la anterior a 890 mts. de galería.

El agua es colectada, por pares de cañerías en cámaras de 1,20 mts. de diámetro con fondo a 0,30 mts. por debajo del caño de llegada, a efectos de ofrecer cierto volumen que permita la sedimentación de arena que, eventualmente, pudiera contener el agua.

Desde estas cámaras es colectada por una cañería de asbesto cemento de 0,300 mts. de diámetro, que la conduce a la actual Cámara de Enlace, que será remodelada para permitir sobre ella,

la maniobra de la ampliación a incorporar. Plano 5.1.3./2.

Por razones de nivel, la ampliación correspondiente a la Variante 2, se conectará al nuevo acueducto a construir, aguas abajo de la Cámara de Enlace.

A los efectos del presente estudio previo de factibilidad económica y técnica, se procuró que la totalidad de la ampliación proyectada sobre el río, se correspondiera con los terrenos de O.S. en la Toma Vieja.

Ello no obsta para que, en ulteriores estudios, pudieran desplazarse las obras de ampliación hacia uno u otro sentido, siguiendo el eje del río, de acuerdo con conveniencias que surgieran de dichos estudios (mayor seguridad en la ubicación de la tosca, facilidades de carácter constructivo, aprovechamiento de alguna instalación existente, etc.)

Tal como ya se expusiera precedentemente y de acuerdo con el buen rendimiento demostrado, se adoptó la construcción de cañerías filtrantes similares a las construídas en el año 1942.

Las cañerías están constituídas por piezas semicirculares de 1,50 mts. de largo con catorce hileras de ocho orificios. Estos orificios son aberturas rectangulares de 3,5 x 0,8 cm., con una sección útil de 2,8 cm<sup>2</sup>.

Los orificios hacen un total de 313,6 cm<sup>2</sup>. por pieza, o sea 209 cm<sup>2</sup>. por metro lineal.

Ambas variantes implican un considerable movimien-

to de suelos, pero entendemos que, con la regulación del río mediante la habilitación del Dique Paso de las Carretas y los actuales equipos disponibles de movimiento de tierra, no se enfrentarán las dificultades técnicas con que se realizaron oportunamente (año 1940-42), las obras de Toma Nueva y la ampliación de Toma Vieja.

Cálculo de la longitud de cañerías:

5.1.3.1 Variante 1 - Ampliación de galerías en Toma Vieja, con canal derivador en Toma Nueva.

Rendimiento específico de las cañerías filtrantes:

Se adopta:  $Q_e = 0.26 \text{ lt/m.seg.}$

Caudal de cálculo:

En esta variante la Toma Nueva queda habilitada por la construcción de un brazo derivador del canal revestido. Por lo tanto al caudal total a proveer por las nuevas instalaciones (231 lts/seg.) le descontaremos el caudal que producirá la Toma Nueva.

Según datos disponibles, en los primeros cuarenta años del funcionamiento, esta toma acusa una pérdida de rendimiento global del orden del 50%, siendo su capacidad actual de 88 lts/seg.

Adoptaremos para los 30 años del periodo de diseño una pérdida del rendimiento del 20%. El caudal que proveerá la Toma será  $Q_{TN} = 0,88 \text{ lts/seg.} \times 0,8 = 70 \text{ lts/seg.}$

El caudal a proveer mediante la ampliación de las cañerías en Toma Vieja, será entonces:

$$Q = 231 \text{ lts/seg.} - 70 \text{ lts/seg.} = 161 \text{ lts/seg.}$$

Calculo de la longitud de cañerías:

En función del caudal a completar y del rendimiento específico de las cañerías filtrantes será:

$$L = \frac{Q}{q_e} = \frac{161 \text{ lts/seg}}{0.26 \text{ lt/ms}} = 619,2 \text{ mts.}$$

$$L = 620 \text{ mts.}$$

5.1.3.2 Variante 2 - Ampliación de galerías en Toma Vieja con Toma Nueva en seco:

Rendimiento específico de las cañerías filtrantes

$$Q_e = 0,26 \text{ lts/ms}$$

Caudal de cálculo:

Al quedar en seco la Toma Nueva, el aporte de ésta se limita al agua del subalveo, alimentado por el tramo de cuenca del río comprendido entre el Dique Paso de las Carretas y la Toma Nueva. Este aporte está comprendido en el caudal remanente de 7.000 m<sup>3</sup>/día adoptado para las instalaciones existentes al final del período de diseño.

La ampliación de cañerías en Toma Vieja deberá responder a la previsión de la totalidad de los 20.000 m<sup>3</sup> restantes -- (231 lts/seg.)

$$Q = 231 \text{ lts/seg.}$$

Longitud de cañerías:

$$L = \frac{Q}{q_e} = \frac{231 \text{ l/s}}{0,26 \text{ l/ms}} = 888,5 \text{ m.} \quad L = 900 \text{ m.}$$

#### 5.1.3.3.- Acueducto

De acuerdo con lo fijado en capítulo 4 esta Alternativa, en cualquiera de sus variantes impone la construcción de un acueducto de A°Cº, clase 5, desde la Toma Vieja hasta el Tanque Elevado.

#### 5.1.3.4.- Reservas

Por las condiciones y longitud del acueducto, esta alternativa exige una capacidad de reserva de  $15.000 \text{ m}^3$  al final del período de diseño.

CUADRO 5.1.1.1./2

REGISTROS DE TURBIEDAD (U.T.J.) PARA AGUA DEL RIO,  
GALERIAS 1 y 2

Mes/Año	Rio	g1	g2
1.70	4	0.3	0.3
9.70	3.3	0.3	0.3
6.71	15	0.3	1
2.72	5	0.1	0.1
3.72	0.3	0.1	0.1
7.72	0.7	0.1	0.1
10.72	0.1	0.1	0.1
4.73	105	0.1	0.6
7.73	30	0.5	0.4
10.73	21	0.7	0.6
1.74	450	2	2
4.74	38	0.1	0.1
8.74	45	0.5	0.2
7.75	13	2	1
9.75	2	0.1	0.1
5.76	64	4	4

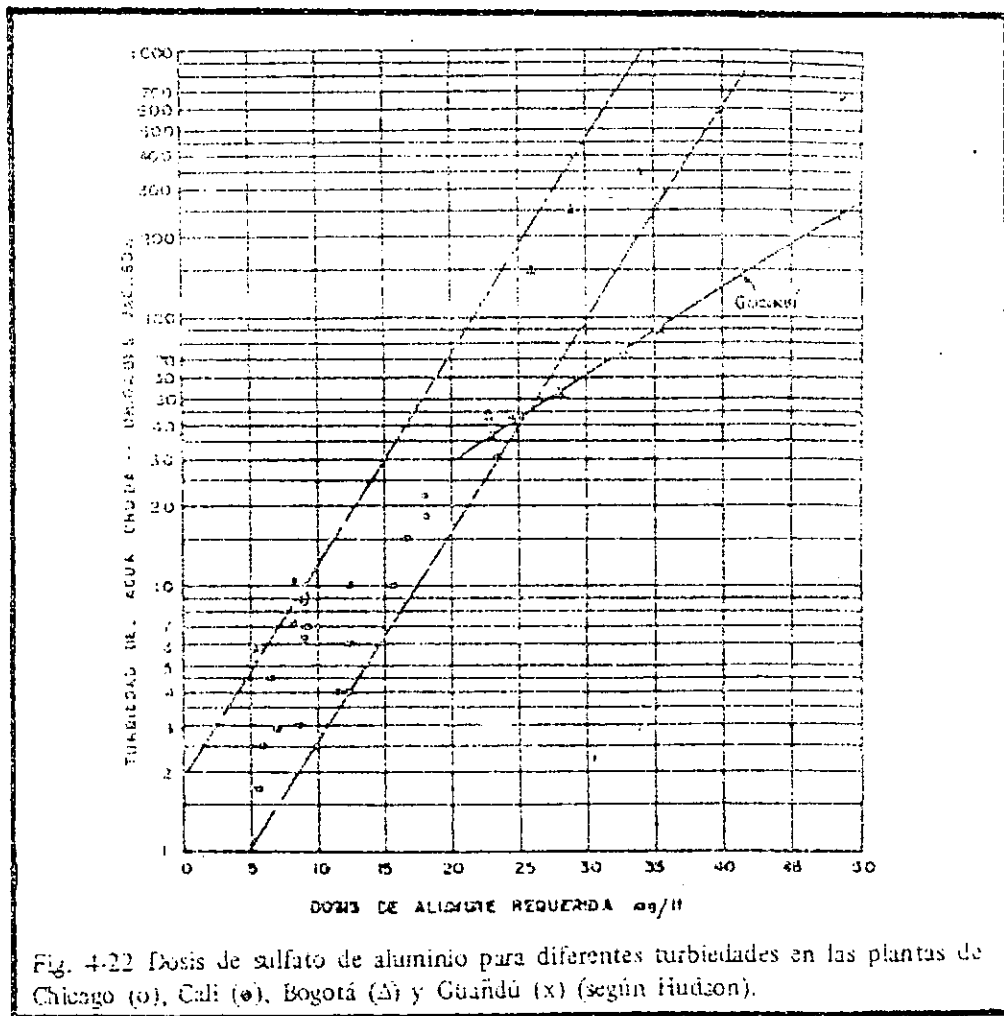
Mes/Año	Rio	g1	g2
9.76	3	2	2
5.77	80	2	2
9.77	6	4	3
12.77	9	0.3	0.1
4.78	200	0.9	0.8
5.78	75	5	0.1
7.78	0.2	0.2	0.2
9.78	11	0.3	0.2
12.78	27	0.1	0.1
1.79	120	4	0.6
3.79	90	16	5
6.79	10	4	5
9.79	5	0.1	0.1
4.80	200	0.9	0.8
5.80	40	12	7.5



GRAFICO 5.1.1.1./3

DOSIS DE COAGULANTE PARA DIFERENTES TURBIEDADES

SEGUN ESTUDIO DE HUDSON



PERDIDAS DE CARGA EN CAÑERIAS

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 a.

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	CAUDAL		PERDIDA DE CARGA UNITARIA (m/Km)	PERDIDA DE CARGA TOTAL (m)	VELOCIDAD (m/s)
			m <sup>3</sup> /h	l/s			
F - E	350	200	160	44,44	12,12	4,24	1,40
E - D	353	300	320	88,88	6,20	2,19	1,26
H - G	350	200	140	38,88	9,75	3,41	1,28
G - D	400	300	280	77,77	4,83	1,93	1,10
D - C	155	450	740	205,55	4,28	0,66	1,28
C - I	90	450	740	205,55	4,28	0,39	1,28
I - J	101	450	740	205,55	4,28	0,43	1,28
J - K	23	450	740	205,55	4,28	0,10	1,28
K - L	180	450	740	205,55	4,28	0,77	1,28
L - M	204	500	820	227,78	3,11	0,63	1,16
M - N	102	500	820	227,78	3,11	0,32	1,16
N - O	102	500	900	250,00	3,72	0,38	1,27
O - P	102	500	900	250,00	3,72	0,38	1,27
P - Reserva	111	500	900	250,00	3,72	0,41	1,27

PERDIDAS DE CARGA EN CAÑERIAS

Cañería de A° C°

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 b.

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	CAUDAL		PERDIDA DE CARGA UNITARIA (m/Km)	PERDIDA DE CARGA TOTAL (m)	VELOCIDAD (m/s)
			m <sup>3</sup> /h	l/s			
F - E	350	200	160	44,44	8,40	2,94	1,40
E - D	353	300	320	88,88	4,16	1,47	1,26
H - G	350	200	140	38,88	6,64	2,32	1,24
G - D	400	300	280	77,77	3,29	1,32	1,10
D - C	155	450	740	205,55	2,65	0,41	1,29
C - I	90	450	740	205,55	2,65	0,24	1,29
I - J	101	450	740	205,55	2,65	0,27	1,29
J - K	23	450	740	205,55	2,65	0,06	1,29
K - L	180	450	740	205,55	2,65	0,48	1,29
L - M	204	500	820	277,78	2,00	0,41	1,16
M - N	102	500	820	277,78	2,00	0,20	1,16
N - O	102	500	900	250,00	2,28	0,23	1,27
O - P	102	500	900	250,00	2,28	0,23	1,27
P - Reserva	111	500	900	250,00	2,28	0,25	1,27

10,57

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 a.

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	CAUDAL		PERDIDA DE CARGA UNITARIA (m/Km)	PERDIDA DE CARGA TOTAL (m)	VELOCIDAD (m/s)
			m <sup>3</sup> /h	l/s			
D - E	300	200	160	44,44	12,12	3,64	1,40
E - F	17	300	320	88,88	6,20	0,11	1,26
F - G	86,50	300	320	88,88	6,20	0,54	1,26
G - H	238	300	320	88,88	6,20	1,48	1,26
A - B	328	200	160	44,44	12,12	3,98	1,40
B - C	210	300	320	88,88	6,20	1,3	1,26
C - Pantalón	8	300	320	88,88	6,20	0,	1,26
R - S	167	200	160	44,44	12,12	2,02	1,40
S - Pantalón	26	200	160	44,44	12,12	0,32	1,40
Pantalón - H	6,50	350	480	133,33	6,40	0,04	1,39
H - I	157	450	800	222,22	4,98	0,78	1,40
I - J	74	450	800	222,22	4,98	0,37	1,40
J - K	420	450	800	222,22	4,98	2,09	1,40
K - L	180	450	800	222,22	4,98	0,90	1,40
L - M	204	500	880	244,44	6,00	1,22	1,24
M - N	102	500	880	244,44	6,00	0,61	1,24
N - O	102	500	960	266,67	4,22	0,43	1,36
O - P	102	500	960	266,67	4,22	0,43	1,36
P - Reserva	111	500	960	266,67	4,22	0,47	1,36

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 b.

TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	CAUDAL		PERDIDA DE CARGA UNITARIA (m/Km)	PERDIDA DE CARGA TOTAL (m)	VELOCIDAD (m/s)
			m <sup>3</sup> /h	l/s			
D - E	300	200	160	44,44	8,40	2,52	1,40
E - F	17	300	320	88,88	4,16	0,07	1,26
F - G	86,50	300	320	88,88	4,16	0,36	1,26
G - H Acero	238	300	320	88,88	4,16	0,99	1,26
A - B	328	200	160	44,44	8,40	2,76	1,40
B - C	210	300	320	88,88	4,16	0,87	1,26
C - Pantalón	8	300	320	88,88	4,16	0,03	1,26
R - S	167	200	160	44,44	8,40	1,40	1,40
S - Pantalón	26	200	160	44,44	8,40	0,22	1,40
Pantalón - H Acero	6,50	350	480	133,33	6,40	0,04	1,39
H - I Acero	157	450	800	222,22	4,98	0,78	1,40
I - J	74	450	800	222,22	3,07	0,23	1,40
J - K	420	450	800	222,22	3,07	1,29	1,40
K - L	180	450	800	222,22	3,07	0,55	1,40
L - M	204	500	880	244,44	2,19	0,45	1,24
M - N	102	500	880	244,44	2,19	0,22	1,24
N - O	102	500	960	266,67	2,57	0,26	1,36
O - P	102	500	960	266,67	2,57	0,26	1,36
P - Reserva	111	500	960	266,67	2,57	0,29	1,36

5.2.- Desarrollo de los costos de implantación y anuales de las alternativas.-

A los efectos del estudio económico necesario para la selección de la variante más conveniente se realizaron los siguientes cálculos:

- a - Pérdida de carga en cañerías y cálculo de alturas de bombeo en las variantes 1.2.; 2.1.; y 2.2.- Impulsión Vulpiani - E° Potabilizador; Cisterna - Tanque Elevado; Batería de Pozos - Cisterna.
- b - Costo total y anual de cañerías instaladas. Para todas las alternativas. Planilla 5.2./1-2.
- c - Costo total y anual de equipos de bombeo - Variante 1.2.; 2.1.; y 2.2.-
- d - Consumo de energía y costos anuales de bombeo.
- e - Costos de perforaciones - Líneas de energía y obras civiles complementarias - Alternativa 2.-
- f - Costos en personal de operación - Todas las alternativas.
- g - Costo total y anual - Alternativa 1 - E° Potabilización.
- h - Costos de explotación - Alternativa 1 - E° Potabilización.
- i - Costo total y anual de reserva 5.000 m<sup>3</sup>. Para todas las alternativas. Planilla 5.2.1./7.
- j - Costo total y anual de obra civil estación bombeo de Cisterna - -- 5.000 m<sup>3</sup>. Para todas las alternativas.
- k - En todos los casos se utilizaron los siguientes elementos:
  - Para pérdida de carga en cañería de acero - Fórmula de Lang.

- Idem cañería de A°C° - Fórmula de Scimemi.
- Precios unitarios de cañería instalada - Planillas 5.2./1-2.
- Costos unitarios de equipos de bombeo - Planilla 5.2./3.
- Costos de perforaciones, línea de energía y obras civiles complementarias - Planilla 5.2./4-5.
- Costos personal de operación - Planillas 5.2./6-8.

1 - Se utilizaron las siguientes ecuaciones y valores de energía, interés, período de amortización y anualidad.

Costo de energía: 370,48 \$/Kwh.

$$\text{Anualidad: } a = \frac{i (1 + i)^n}{(1 + i)^n - 1}$$

donde: i = interés.

n = período de amortización.

- Se toma un interés constante i = 10%
- El período de amortización es diferente para cada parte integrante de la obra, por lo que las anualidades serán diferentes.

Cañerías	n = 30 años	a = 10,61%
Equipos de bombeo	n = 10 años	a = 16,27%
Perforaciones	n = 20 años	a = 11,75%
Obras Civiles	n = 40 años	a = 10,23%
Instalaciones Electromecánicas complementarias	n = 20 años	a = 11,75%

m - En las Planillas de Costo Total y anual de cañería instalada, se -

tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- En el costo unitario de cañerías y piezas especiales, se incluye el de la protección externa anticorrosiva, constituida por:

Para cañería de A°C°: 2 manos de pintura epoxy bituminosa.

Para cañería de Acero: 2 manos de pintura epoxy bituminosa más protección catódica

- n - Para la excavación y tapada se adoptaron los siguientes volúmenes unitarios de movimiento de tierra:

Diámetro mm	Mov. de tierra m3/ m.
200	0,80
250	0,90
300	1,08
350	1,12
400	1,16
450	1,36
500	1,44
600	1,70

Precio de la excavación: 40.000 \$/m3.

- o - Transporte, acarreo y colocación : Se adoptó para este rubro, el 10% del costo de cañería instalada más piezas especiales, para cañería de A°C°, y el 12% para cañería de acero.



#### 5.2.1.- Alternativa 1.-

Por planilla 5.2.1./1 se determina costo total y costo anual del acueducto tramo Reserva - Tanque Elevado, común a ambas variantes 1.1. y 1.2.-

Por las planillas siguientes 5.2.1/2 y 5.2.1./3, se establecen los valores de las cañerías de transporte del agua cruda al E° de Potabilización: aducción para la Variante 1 (8.860m.) y de impulsión para la Variante 2 (220m.). En este último caso se obvió, por la escasa significación económica de las cañerías la determinación del diámetro más económico, adoptándose y verificándose diámetro comercial para velocidades compatibles para el material adoptado.

A continuación se indica el presupuesto de obras del Establecimiento de Potabilización agrupando los rubros según Obras Civiles e Instalaciones Electromecánicas a efectos de aplicar los distintos coeficientes de anualidad que corresponden en cada caso. La aplicación de estos coeficientes al costo de obras y equipos se hace al final de la planilla 5.2.1./4, obteniéndose los respectivos costos totales anuales.-

En la planilla siguiente, 5.2.1./5, se agrupan los principales costos de operación de la Planta Potabilizadora según consumo de energía, gastos de personal, mantenimiento y reparaciones y consumo de productos químicos. La suma de estos componentes de los gastos operativos nos da el costo anual en tal concepto. Estos gastos son comunes a ambas variantes de la alternativa 1.-

Por su parte la variante 2 suma a los precedentes los

gastos correspondientes al bombeo de agua cruda desde el Vulpiani hasta el Establecimiento Potabilizador. Este gasto se analiza y cuantifica en Planilla 5.2.1/6.-

En la misma planilla se incluye el costo anualizado correspondiente a los equipos de bombeo.

En este desglose de las partes del sistema de provisión se agrega el costo total anual de una cisterna o reserva tipo de 5.000 m<sup>3</sup>. de capacidad. Se determina al simple efecto de la comparación de costo y su uso será común a todas las alternativas. Planilla 5.2.1./7.

Los costos precedentes constituyen los componentes principales de los costos anualizados de ambas variantes de la alternativa de captación superficial.

Restaría cuantificar el costo del rebombeo de agua desde la Cisterna al Tanque Elevado así como el costo anualizado de las obras de rebombeo. En la presente alternativa, a diferencia de la captación subterránea donde el rebombeo es del 100% del agua captada, es bastante imprecisa la determinación de la relación de recirculación. Atendiendo a la escasa incidencia relativa en los costos y a efectos de salvar la imprecisión apuntada se adoptan el 50% de los valores determinados para la alternativa 2 (captación subterránea).

Todo ello se vuelca a planilla 5.2.1./8 con lo que obtenemos finalmente los costos totales anuales de ambas variantes.

Sobre la base del costo total anual de la variante 2, puede observarse que la variante 1 es 36% más cara. La diferencia la establece fundamentalmente la construcción del acueducto de aducción de

8.800 m. de longitud que exige la variante 1.-

---

5.2.2.- Alternativa 2:

Se plantea inicialmente la pérdida de carga en cañerías por tramos según las variantes 1. y 2, baterías de pozos sobre margen izquierda y derecha, respectivamente. Se estudia el uso de distintos tipos de cañería, asbesto cemento y acero, con lo cual se abren dos subvariantes en cada una de aquellas.

Las pérdidas de carga y las correspondientes velocidades por tramos se indican en planillas 5.2.2./1-4.

Sobre la base de los diámetros de la cañería, longitud y su costo unitario, se establecen los costos totales de la cañería instalada según cada una de las subvariantes antedichas. Tanto estos costos totales como su anualización se indican en planillas 5.2.2./5-8.-

En las planillas siguientes, 5.2.2./9-12, se determinan los costos anuales de bombeo considerando la altura total de elevación del agua por cada uno de los pozos con las suposiciones de nivel dinámico adoptadas para cada uno de ellos. Estos costos anuales se establecen para cada variante.

Para cada una de ellas, también, se establecen a continuación los costos unitarios y anual de los equipos de bombeo sobre la base de la potencia de cada equipo. Planillas 5.2.2./13-16.-

Contando ya con la planilla de costo total y anualizado de la cisterna (planilla 5.2.1./7) se pasa a determinar las pérdi-

das de carga que se verifican en la cañería de impulsión de la Cisterna al Tanque Elevado. Ello se hace para cañerías de A°C°, clase 7 y acero. (Planillas 5.2.2./17-18).

Para los mismos diámetros de cañería e idéntico material se determina luego el costo total de cañería instalada y su costo anual. Planillas 5.2.2./19-20.

Se procede en forma idéntica para determinar costos totales y anuales de bombeo (planillas 5.2.2./21-22) y costos totales y anuales de equipos de bombeo (planillas 5.2.2./23-24) de Cisterna a Tanque Elevado.

Con las planillas 5.2.2./25 y 5.2.2./26 se determinan los costos anuales totales para cada uno de los diámetros considerados y para los dos materiales en uso. Estamos así en condiciones de establecer, para cada uno de ellos, el orden de conveniencia del diámetro a utilizar para la cañería de impulsión de Cisterna a Tanque Elevado. Es así que para el A°C° el diámetro más económico de la cañería de impulsión es el de 0,450m. en tanto que para el acero resulta el de 0,500m. Es del caso señalar que, no obstante, trabajar con cañería de A°C° clase 7, se ha creído oportuno introducir para esta variante un sistema de protección antiarriete.

Todos los costos determinados hasta el presente, salvo el de personal, son variables para cada una de las cuatro variantes de la alternativa. En planilla 5.2.2./27 se vuelcan estos costos para determinar el orden de conveniencia de aquélla, resultando para

nuestro caso como más conveniente la alternativa 1b.

---

Puede observarse que las diferencias resultantes entre estas variantes son de escasa relevancia. Así las subvariantes 1b y 2b que corresponden a baterías ubicadas a uno y otro lado del río difieren entre sí en sólo 4%.-al agregarle los costos comunes a ambas alternativas esta diferencia es del orden del 2,5% - Esta circunstancia confiere flexibilidad de proyecto por cuanto posibilitaría el estudio de variante combinada sin afectar la estructura de los costos totales anuales del proyecto en sí.

Por planilla 5.2.2./28 se discriminan los valores de obras civiles complementarias e instalaciones electromecánicas complementarias correspondientes a la estación de bombeo de Cisterna a Tanque Elevado. En cada caso se establece el correspondiente costo total anualizado.

Cabe aclarar que por su irrelevancia cuantitativa no se ha considerado en esta alternativa el costo de productos químicos que, para el caso, lo constituye únicamente el cloro para desinfección de aguas.-

Por último en planilla 5.2.2./28 se agrega al costo de la alternativa más conveniente los correspondientes a los del depósito de reserva, estación de bombeo de cisterna a tanque elevado y cañería de impulsión cisterna a tanque elevado, costos estos comunes a todas las variantes de la alternativa 2.-

### 5.2.3.- Alternativa 3.-

Para determinar el costo de la variante 1 de esta alternativa comenzamos por anualizar el costo del canal secundario derivador del canal revestido del Dique Paso de las Carretas. Sobre la base de costos actualizados suministrados por la Empresa Constructora - de este último canal se confecciona la planilla 5.2.3./1.-

Por planilla 5.2.3./2 y 3 se establece el costo total anual para la ampliación de 620 y 900m. de cañería filtrante correspondientes a las variantes 1 y 2, respectivamente, de esta alternativa.-

Se procede de la misma manera para establecer los costos anuales de los acueductos de A°C°, clase 5, que corresponden a cada variante. Planillas 5.2.3./4 y 5.2.3./5.-

En lo referente a los gastos de explotación el rubro personal (planilla 5.2./8) constituye la casi totalidad del rubro. Se desecha por irrelevante en el total los costos correspondientes a consumos de productos químicos.- Para esta alternativa el gasto es exclusivamente el cloro o clorógeno para desinfección de aguas.

Con respecto al gasto de rebombeo de Cisterna a Tanque Elevado se adopta aquí, al simple efecto comparativo de precios, la misma hipótesis simplificatoria que se explica para la alternativa 1. Vale decir, adoptamos el 50% de los valores que, para este ítem y para el costo anual de estación de bombeo, se han obtenido en la variante de captación subterránea.

Con todos los datos precedentes estamos en condiciones de establecer los costos totales anuales que significan cada una

de las alternativas de la presente variante. Es lo que se hace en planilla 5.2.3./6.

---

De la comparación de los resultados se concluye como más conveniente la Variante 2 de esta alternativa, vale decir-- aquella que dejando "en seco" la Toma Nueva desarrolla la totalidad de la ampliación de las galerías (900 m) en la Toma Vieja. El mayor costo total anual de la Variante 1 respecto de la 2 es del orden del 5,6%.

#### 5.2.4.- Comparación de Costos Totales Anuales:

En la planilla 5.2.4./1. se vuelcan los costos totales anuales de las variantes seleccionadas por su menor costo, de cada una de las alternativas consideradas.

Desde el punto de vista de los costos se evidencia la diferencia neta que separa a la captación de agua subterránea de las otras dos alternativas.

Si tomamos como base de referencia el costo de la captación subterránea, observamos que la captación subálvea es 84,9% más cara, en tanto la de origen superficial lo es un 112%.

~~PRECIOS UNITARIOS DE CAÑERIAS DE ACERO. 6,35 mm de espesor.~~

D I A M E T R O (mm)	PRECIO UNITARIO (\$/m + IVA)
<u>Cañería sin costura</u>	
168,3	242.567
219,1	316.703
273,0	375.807
323,8	480.350
355,6	487.693
<u>Cañería con costura</u>	
406	856.201
457	949.976
501	988.519
610	1.136.653

Precios al 12-10-81



PRECIOS UNITARIOS DE CAÑERIAS DE ASBESTO CEMENTO

DIAMETRO (mm)	CLASE 5 (\$/m + IVA)	CLASE 7 (\$/m + IVA)	CLASE 10 (\$/m + IVA)
150	107.218	134.489	154.250
200	185.008	210.492	392.714
250	272.402	304.059	432.586
300	387.762	426.649	616.245
350	515.033	580.258	822.408
400	667.527	740.567	1.062.907
450	813.820	868.127	1.249.203
500	1.001.491	1.090.429	No se dispone de precio en plaza.
600	1.266.167	1.568.210	Idem.

Precios al 12-10-81.

COSTOS UNITARIOS DE EQUIPOS DE BOMBEO

Equipo electrobomba centrífugo vertical, de motor sumergido, con 40 m de cañería de acero de 0,150 m de diámetro, bridada, con sus correspondientes válvulas esclusa, de retención y de aire, manómetro y piezas especiales para drenaje y empalme a cañería de impulsión de 0,150 m. de diámetro; y tablero eléctrico de comando para:

15 H.P.....	\$ 43.600.000.-
30 H.P.....	\$ 52.600.000.-
32 H.P.....	\$ 53.400.000.-
35 H.P.....	\$ 54.600.000.-
37 H.P.....	\$ 55.000.000.-
40 H.P.....	\$ 56.600.000.-
45 H.P.....	\$ 59.600.000.-

4. - COSTOS DE PERFORACIONES-LINEA DE ENERGIA Y OBRAS CIVILES COMPLEMENTARIASa. - Variantes 1a. y 1b.

7 Perforaciones de 18" de diámetro

con caño camisa de 10" y caño --

filtro de 8".....	\$2.000.000/m x 50 m =	\$	100.000.000
			<u>x 7 perforaciones</u>
			700.000.000.-

7 Casillas aéreas incluso veredas,

cercos, etc.....	\$60.000.000 c/u x 7 =	\$	420.000.000
------------------	------------------------	----	-------------

Linea Eléctrica con postes de -

H° en 13,2 y 0,380 KV.....	55.000 \$/m x 2.160 m =	\$	118.800.000
----------------------------	-------------------------	----	-------------

2 Transformadores de 13,2/0,380

K.V. 70 KVA c/u.....	\$20.000.000 c/u	=	\$	40.000.000
----------------------	------------------	---	----	------------

TOTAL.....	\$1.278.800.000.-
------------	-------------------

COSTOS-DE-PERFORACIONES-LINEA-DE-ENERGIA Y OBRAS CIVILES COMPLEMENTARIASVariantes 2a. y 2b.

7 Perforaciones de 18" de diámetro

c/caño camisa de 10" y cañería de

filtro de 8".....\$50 m x 2.000.000 \$/m = \$ 100.000.000

x 7 perf. = 700.000.000

7 Casillas aéreas,incluso veredas,

cercos, etc.....7 x 60.000.000 \$ = \$ 420.000.000

Linea Eléctrica con postes de H°

en 13,2 y 0,380 KV.....2.270m x 55.000 \$/m = \$ 124.850.000

2 Transformadores de 13,2/0,380

K.V. 70 K.V.A. c/u ..... 2 x 20.000.000 = \$ 40.000.000

TOTAL.....\$1.284.850.000.-

GASTOS EN PERSONAL DE OPERACION

## ALTERNATIVA 1 - ( ambas variantes)

DESIGNACION	CANT.	PRECIO UNITARIO \$/mes	TOTAL \$/mes
Encargado de Establecimiento	1	4.000.000.-	4.000.000.-
Encargado de Turno ( 2 laboratoristas)	5	3.600.000.-	18.000.000.-
Operarios Especializados	2	3.000.000.-	6.000.000.-
Ayudantes	3	2.000.000.-	6.000.000.-
Sub Total			34.000.000.- \$/mes
Cargas Sociales + Seguro Obrero (98,84%)			33.605.600.- \$/mes
Total mensual			67.605.600.- \$/mes
Total Anual			878.872.850.- \$/año

GASTOS EN PERSONAL DE OPERACION

ALTERNATIVA 2 - (ambas variantes)

DESIGNACION	CANT.	PRECIO UNITARIO \$/mes	T O T A L \$/mes
Encargado de Establecimiento de Distribución	1	4.000.000.-	4.000.000.-
Operadores ( 3 turnos )	4	2.500.000.-	10.000.000.-
Operario Especializado	1	3.000.000.-	3.000.000.-
Sub Total			17.000.000.-\$/mes
Cargas Sociales + Seguro Obrero ( 98,84% )			16.802.800.-\$/mes
Total Mensual			33.802.800.-\$/mes
Total Anual			439.436.400.-\$/año

GASTOS EN PERSONAL DE OPERACION

## ALTERNATIVA 3 - (ambas variantes)

DESIGNACION	CANT.	PRECIO UNITARIO \$/mes	TOTAL \$/mes
Encargado de Establecimiento	1	4.000.000.-	4.000.000.-
Ayudantes	4	2.000.000.-	8.000.000.-
Sub Total			12.000.000.-
Cargas Sociales + Seguro (98,84%)			11.860.800.-
Total Mensual			23.860.800.-
Total Anual			310.190.400.-\$/año

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

ALTERNATIVA 1 - VARIANTES 1 y 2

ACUEDUCTO RESERVA - TORRE TANQUE

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$x1.000)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
500	1.231.835	57.600	141.760	1.431.193	7.089	10.145.727.170	1.076.461.652



COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

ALTERNATIVA 1 - VARIANTE 1

ACUEDUCTO CANAL REVESTIDO - E° POTABILIZACION

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$x1.000)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
500	1.231.833	57.600	141.760	1.431.193	8.860,70	12.681.371,81	1.345.439.549

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

ALTERNATIVA 1 - VARIANTE 2

IMPULSION VULPIANI - E°POTABILIZACION

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
500	1.231.833	57.600	141.760	1.431.193	220	314.862.460	33.406.907

ALTERNATIVA 1 - VARIANTES 1 y 2ESTABLECIMIENTO DE POTABILIZACIONPRESUPUESTO DE LAS OBRAS

## Materiales y obra de mano y/o fábrica

Limpieza del terreno, desmonte y nivelación	Gl.		\$	6.500.000.-
Excavación	m <sup>3</sup>	1.900/40.000	\$	76.000.000.-
Banquinas de Hormigón Simple	m <sup>3</sup>	115/600.000	\$	69.000.000.-
Hormigón Armado para estructuras	m <sup>3</sup>	720/2.000.000	\$	1.440.000.000.-
Revoque impermeable de los módulos de potabilización	m <sup>2</sup>	3.530/90.000	\$	317.700.000.-
Obras civiles completas de los módulos de potabilización (mampostería, revoques, revestimientos, etc.)	Gl.		\$	360.000.000.-
Carpintería, incluso vidrios	Gl.		\$	65.000.000.-
Pintura general de los módulos, obras civiles, elementos metálicos e instalaciones electromecánicas	Gl.		\$	90.000.000.-
Pisos (de los módulos de potabilización)	m <sup>2</sup>	515/85.000	\$	43.775.000.-
Contrapisos de H° pobre y cemento rodillado	m <sup>2</sup>	435/48.000	\$	20.880.000.-
Cemento rodillado sobre losa de H°A° en pasarelas, losa intermedia, sala de comando, terrrazas, escaleras, etc.	m <sup>2</sup>	278/3.000.000	\$	834.000.000.-
Obras Civiles Complementarias completas para Taller-Sanitarios y Casa de Encargado	Gl.		\$	50.000.000.-
Barandas, rejas, vertederos, tapas de chapa rayada, ventilaciones, etc.	Gl.		\$	80.000.000.-
Equipamiento de laboratorio completo	Gl.		\$	92.000.000.-
Sistema general de desagües desde módulos de potabilización hasta el río Quinto	Gl.		\$	

Cañería de interconexión entre módulos de potabilización y reserva existente, incluso empalme con cámara de enlace

Gl. \$ 21.000.000.-

Red de agua potable y riego

Gl. \$ 58.000.000.-

Pavimentos internos de suelo cemento, con riego asfáltico y cordón cuneta

Gl. \$ 168.000.000.-

Cerco perimetral, portines de acceso, veredas y parquización

Gl. \$ 90.000.000.-

Tanque elevado de 200 m<sup>3</sup> de capacidad comprendiendo excavación, H° simple, H° A°, revoques impermeables, escaleras, barandas, tapas, cañerías de subida, bajada, desborde y limpieza con sus respectivas piezas especiales y órganos de maniobra, cañería de aducción desde cámara de cloración y pintura general del mismo.

Gl. \$ 350.000.000.-

Instalación eléctrica y de fuerza motriz, - incluyendo tablero general, tableros secundarios, subestación de transformación, alimentación a motores y electromecanismos, -- iluminación interior del módulo de potabilización, depósito, laboratorio, sala de comando, alimentación a torre tanque con su respectivo balizamiento y pararrayos, alimentación a taller sanitarios, depósitos y casa de encargado, iluminación exterior, cañaleras para pasaje de cables con sus respectivas tapas de chapa, bandejas, etc.

Gl. \$ 445.000.000.-

Falso fondo de filtros, con sus respectivas boquillas para lavado con agua y aire y man to filtrante

Gl. \$ 40.000.000.-

Válvulas para cierre y regulación del acueducto con su respectiva cámara

Gl. \$ 38.000.000.-

SUB-TOTAL..... \$ 4.754.855.000.-

### Instalaciones Electromecánicas

Comprendiendo: Compuertas, volantes con pe-

destal, pupitres de comando completos, equipos acondicionadores, barredores de fondo de decantadores, equipamiento de gallería de conductos (cañerías para agua de lavado de filtros, cañería de aire, cañerías de agua filtrada, reguladores de filtración con sus respectivas piezas especiales y órganos de maniobra), Soplantes, equipos dosadores de cloro, balanzas, cilindros de cloro gaseoso, recipientes y dosadores de coagulantes, cañería de limpieza de decantadores (con sus respectivas piezas especiales y órganos de maniobra), equipos --- electrobombas para alimentación a tanque elevado con sistema de flotantes, graforegistradores, telecomando de tanque y cisterna, etc.

G1. \$ 2.400.000.000.-

SUB-TOTAL.....\$ 2.400.000.000.-

	Costo Total	Costo Anual
Obras Civiles .....	\$ 4.754.855.000.-	486.421.667
Inst. Electromecánicas .....	\$ 2.400.000.000.-	282.000.000
TOTAL.....	\$ 7.154.855.000.-	750.421.667

COSTOS DE EXPLOTACION

ESTABLECIMIENTO DE POTABILIZACION

ALTERNATIVA 1 - VARIANTES 1 y 2

1 - COSTOS DE ENERGIA

1.1- Bombeo de agua para lavado de filtros:

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{h} - H = 20 \text{ m}$$

$$P_{\text{abs.}} = \frac{28 \text{ l/s} \times 20 \text{ m}}{0,7 \times 75} = 10,66 \text{ H.P.} = 12,26 \text{ KW.}$$

Se bombean 8 horas por día.

$$\text{Consumo de energía} = 98,09 \frac{\text{Kwh}}{\text{día}}$$

1.2- Iluminación, Equipos dosadores, Barredor Mecánico y Floculadores.

$$\text{Pot. absorbida} = 60 \text{ Kwh/día.}$$

1.3- Soplantes:

$$\text{Potencia} = 70 \text{ C.V.} = 52,2 \text{ Kw. (cada uno)}$$

Se usa 1 solo durante 3 minutos en cada lavado.

Para 6 lavados diarios, se requiere:

$$\text{Tiempo total de consumo de aire: } 3 \text{ min.} \times 6 \text{ lav/día} = 18 \text{ min/día}$$

$$\text{Potencia absorbida} = 15,7 \text{ Kwh/día.}$$

1.4- Energía total consumida =  $98,09 + 60 = 15,7 = 173,79$  Kwh/día.

1.5- Costo Anual de Energía =  $173,79 \text{ Kwh/día} \times 365 \text{ días/año} \times 370,48$   
\$/Kwh = 23.500.788 \$/año.

2 - GASTOS EN PERSONAL:

Total anual = \$ 878.872.800 \$/año - Según planilla 5.2/6.

3 - GASTOS DE MANTENIMIENTO Y REPARACIONES

3.1- Reparaciones de equipos, tableros, etc. . . . . 110.000.000 \$/año

3.2- Mantenimiento de estructuras, edificios, equi  
pos, etc. . . . . 80.000.000 \$/año

TOTAL . . . . . 190.000.000 \$/año

4 - POTABILIZANTES: Ver Capítulo 5 - 5.1.1.2 Tratamiento de agua.

Sulfato de aluminio =  $140,4 \text{ t/año} \times 700.000 \text{ $/t} = 98.280.000 \text{ $/año}$

Cal hidratada =  $51,0 \text{ t/año} \times 340.000 \text{ $/t} = 17.280.000 \text{ $/año}$

Cloro gaseoso =  $0,001 \text{ Kg/m}^3 \times 21.600 \text{ m}^3/\text{d}.$   
 $\times 365 \text{ d/año} \times 5.500 \text{ $/Kg} = 43.362.000 \text{ $/año}$

TOTAL . . . . . =158.982.000 \$/año

COSTO TOTAL ANUAL DE EXPLOTACION DEL ESTABLECI-

MIENTO DE POTABILIZACION . . . . . =1.251.355.588 \$/año

COSTOS DE EXPLOTACION

BOMBEO DE AGUA AL ESTABLECIMIENTO DE POTABILIZACION

ALTERNATIVA 1 - VARIANTE 2

COSTOS DE BOMBEO DE AGUA CRUDA:

$$\text{- Pot. neces.} = \frac{250 \text{ l/s} \times 10 \text{ m}}{0,7 \times 75} = 47,62 \text{ C.V.} = 35,52 \text{ Kw.}$$

$$\text{Energía consumida} = 35,52 \text{ Kw} \times 24 \text{ h/d} \times 365 \text{ d/año} = 311.155 \text{ Kwh/año}$$

$$\begin{aligned} \text{Costo anual de energía} &= 311.155 \text{ Kwh/año} \times 370,48 \text{ \$/Kwh} = \\ &= 115.276.704 \text{ \$/año} \end{aligned}$$

COSTO TOTAL Y ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

ALTERNATIVA 1 - VARIANTE 2

Se instalarán 3 equipos de 30 H.P. cada uno, de los cuales 1 se mantendrá como equipo de reserva.

$$\text{Costo de cada equipo} = \$35.000.000$$

$$\text{Costo total de equipos de bombeo} = \$ 105.000.000$$

$$\text{Costo Anual de Equipos de Bombeo} = 17.083.500 \text{ \$/año.}$$



COSTO TOTAL ANUALALTERNATIVAS 1 - 2 y 3DEPOSITO DE RESERVA DE 5.000 m<sup>3</sup>P R E S U P U E S T O

Excavación: 7.350 m <sup>3</sup> x 40.000 \$/m <sup>3</sup> =	\$ 294.000.000.-
H° A°: 807 m <sup>3</sup> x 2.000.000 \$/m <sup>3</sup> =	\$ 1.614.000.000.-
Banquina de H°Simple: 237 m <sup>3</sup> x 600.000 \$/m <sup>3</sup> =	\$ 142.200.000.-
Pintura Asfaltica: 1.356 m <sup>2</sup> x 25.000 \$/m <sup>2</sup> =	\$ 33.900.000.-
Revoque Impermeable: 3.031 m <sup>2</sup> x 90.000 \$/m <sup>2</sup> =	\$ 272.790.000.-
V.E. Ø 0,400 i/reducc. y piezas especiales, escaleras, etc. 3 x 30.000.000 \$/u =	\$ 90.000.000.-
Relleno: 717 m <sup>3</sup> x 40.000 \$/m <sup>3</sup> =	\$ 28.680.000.-
Ventiletas: 6 x 1.500.000 \$/u =	\$ <u>9.000.000.-</u>
TOTAL.....	\$ 2.484.570.000.-

Período de amortización = ..... n = 40 años

Anualidad ..... a = 10,23%

Costo Anual = 10,23% x \$2.484.570.000 = 254.171.511 \$/año

ALTERNATIVA 1COSTOS TOTALES ANUALES

	VARIANTE 1 (\$/año)	VARIANTE 2 (\$/año)
Costo anual Equipos de Bombeo Agua Cruda		17.083.500
Costo Anual de Bombeo de Agua Cruda		115.276.704
Costo Anual Cañerías de Aducción de Agua Cruda	1.345.439.549	33.406.907
Costo Anual Estableci- miento de Potabilización	750.421.667	750.421.667
Costos de Explotación del Establecimiento de Potabili- zación	1.251.355.588	1.251.355.588
Costo Anual Cañería insta- lada-Acueducto Reserva-To- rre Tanque	1.076.461.652	1.076.461.652
Costo de Rebombeo de Cister- na a Tanque Elevado	214.000.000	214.000.000
Costo Anual de Estación de Bombeo de Cisterna a Tanque Elevado (obra civil)	8.673.492	8.673.492
Costo Anual de Reservas	(3 reservas) 762.514.533	(2 reservas) 508.343.022
<u>COSTO TOTAL ANUAL</u>	5.408.866.481	3.975.022.532

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 a.

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
200	427.600	32.000	51.312	510.912	700	357.638.400	
300	648.500	43.200	77.820	769.520	753	579.448.560	
450	1.282.500	54.400	153.900	1.490.800	855	1.274.634.000	
500	1.334.500	57.500	160.140	1.552.240	315	1.004.152.160	

TOTAL ..... 3.215.853.120      341.202.016

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

Cañería de A° C°

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 b.

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
200	273.640	32.000	27.360	333.000	700	233.100.000	
300	554.650	43.200	55.465	653.315	753	491.946.195	
450	1.128.600	54.400	112.860	1.295.860	549	711.427.140	
500	1.417.600	57.600	141.760	1.616.960	621	1.004.132.160	

TOTAL ..... 2.440.605.495      258.948.243

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 a.

Cañería de Acero

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
200	427.600	32.000	51.312	510.912	821	419.458.752	
300	648.500	43.200	77.820	769.520	321,50	247.400.680	
300	648.500	-----	77.820	726.320	238	172.864.160	
350	658.400	-----	79.008	737.408	6,50	4.793.152	
450	1.282.500	54.400	153.900	1.490.800	674	1.004.799.200	
450	1.282.500	-----	153.900	1.436.400	157	225.514.800	
500	1.334.500	57.600	160.140	1.552.240	621	963.941.040	

TOTAL ..... 3.038.771.784      322.413.686

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

Cañería de A°C°

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2.b.

Díámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
200	273.640	32.000	27.360	333.000	821	273.293.000	
300 Acero	648.500	-----	78.820	726.320	238	172.864.160	
300	554.650	43.200	55.465	653.315	321.50	210.040.772	
350 Acero	658.400	-----	79.008	737.408	6,50	4.793.152	
450 Acero	1.282.500	-----	153.900	1.436.400	157	225.514.800	
450	1.128.600	54.400	112.860	1.295.860	674	873.409.640	
500	1.417.600	57.600	141.760	1.616.960	621	1.004.132.160	

TOTAL ..... 2.764.047,684      293.265,546

CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS ANUALES DE BOMBEO

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 a.

POZO N°	$Q_B$ (m <sup>3</sup> /h)	NIVEL DINAMICO (m)	A <sub>h</sub> TOPOGRAFICO (m)	PERDIDA DE CARGA EN CAÑERIA (m)	H <sub>B</sub> (m)	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	ENERGIA CONSUMIDA (Kwh/año)	COSTO ANUAL DE BOMBEO (\$/año)
4	160	17	6,86	10,90	34,76	22,63	173.459	64.263.090
5	160	17	5,66	6,66	29,32	19,08	146.248	54.181.959
3	140	20	8,54	9,81	38,35	21,84	167.404	62.019.833
2	140	20	7,36	6,40	33,76	19,23	147.398	54.608.011
1	140	20	5,97	4,47	30,44	17,33	132.835	49.212.710
6	80	23	0,30	2,12	25,42	8,27	63.390	23.484.727
Hospital	80	23	0,40	2,47	25,87	8,42	64.539	23.910.408

TOTAL..... 331.680.738

CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS ANUALES DE BOMBEO

Cañería de A° C°

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 b.

POZO N°	Q <sub>B</sub> (m <sup>3</sup> /h)	NIVEL DINAMICO (m)	A <sub>h</sub> TOPOGRAFICO (m)	PERDIDA DE CARGA EN CAÑERÍA (m)	H <sub>B</sub> (m)	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	ENERGIA CONSUMIDA (Kwh/año)	COSTO ANUAL DE BOMBEO (\$/año)
4	160	17	6,86	7,26	31,12	20,25	155.216	57.504.424
5	160	17	5,66	7,63	30,29	19,72	151.154	55.999.534
3	140	20	8,54	6,16	34,70	19,76	151.460	56.112.901
2	140	20	7,66	4,17	31,53	17,96	137.663	51.001.388
1	140	20	5,97	2,85	28,82	16,41	125.783	46.600.086
6	80	23	0,30	1,39	24,69	8,04	61.627	22.831.571
Hospital	80	23	0,40	1,86	25,26	8,22	63.006	23.342.463

TOTAL..... 313.392.367



CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS ANUALES DE BOMBEO

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 a.

POZO N°	$Q_B$ (m <sup>3</sup> /h)	NIVEL DINAMICO (m)	A <sub>h</sub> TOPOGRAFICO (m)	PERDIDA DE CARGA EN CAÑERIA (m)	H <sub>B</sub> (m)	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	ENERGIA CONSUMIDA (Kwh/año)	COSTO ANUAL DE BOMBEO (\$/año)
5	160	17	7,05	13,11	37,16	24,19	185.416	68.692.920
4	160	17	5,91	9,47	32,38	21,08	161.578	59.861.417
2	160	17	7,79	14,80	39,59	25,77	197.527	73.179.803
1	160	17	6,76	10,80	34,56	22,50	172.463	63.894.092
3	160	17	5,76	11,81	34,57	22,50	172.463	63.894.092
6	80	23	0,30	3,16	26,46	8,61	65.996	24.450.198
Hospital	80	23	0,40	2,63	26,03	8,47	64.923	24.052.673

TOTAL..... 378.025.195

CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS ANUALES DE BOMBEO

Cañería de A° C°

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 b.

POZO N°	$Q_B$ (m <sup>3</sup> /h)	NIVEL DINAMICO (m)	Ah TOPOGRAFICO (m)	PERDIDA DE CARGA EN CAÑERIA (m)	H <sub>B</sub> (m)	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	ENERGIA CONSUMIDA (Kwh/año)	COSTO ANUAL DE BOMBEO (\$/año)
5	160	17	7,05	8,31	32,36	21,06	161.425	59.804.734
4	160	17	5,91	5,79	28,70	18,68	143.182	53.046.067
2	160	17	7,79	8,03	32,82	21,36	163.724	60.656.468
1	160	17	6,76	5,27	29,03	18,90	144.869	53.671.067
3	160	17	5,76	5,99	28,75	18,71	143.412	53.131.278
6	80	23	0,30	1,48	24,78	8,07	61.857	22.916.781
Hospital	80	23	0,40	1,96	25,36	8,25	63.236	23.427.673

TOTAL..... 326.654.068

COSTOS UNITARIO Y ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 a.

POZO N°	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	POTENCIA DEL EQUIPO (H.P.)	COSTO UNITARIO DE CADA EQUIPO (\$)	COSTO ANUAL DE CADA EQUIPO (\$/año)
1	17,33	30	52.600.000	8.558.020
2	19,23	35	54.600.000	8.883.420
3	21,84	40	56.600.000	9.208.820
4	22,63	40	56.600.000	9.208.820
5	19,08	35	54.600.000	8.883.420
6	8,27	15	43.600.000	7.093.720
Hospital	8,42	15	43.600.000	7.093.720

TOTAL... 58.929.940

# COSTOS UNITARIO Y ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Cañería de A°C°

## ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 1 b.

POZO N°	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	POTENCIA DEL EQUIPO (H.P.)	COSTO UNITARIO DE CADA EQUIPO (\$)	COSTO ANUAL DE CADA EQUIPO (\$/año)
1	16,41	30	52.600.000	8.558.020
2	17,96	30	52.600.000	8.558.020
3	19,76	35	54.600.000	8.883.420
4	20,25	35	54.600.000	8.883.420
5	19,72	35	54.600.000	8.883.420
6	8,04	15	43.600.000	7.093.720
Hospital	8,22	15	43.600.000	7.093.720

TOTAL... 57.953.740

COSTOS UNITARIOS Y ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Cañería de Acero

ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 a.

POZO N°	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	POTENCIA DEL EQUIPO (H.P.)	COSTO UNITARIO DE CADA EQUIPO (\$)	COSTO ANUAL DE CADA EQUIPO (\$/año)
1	22,50	40	56.600.000	9.208.820
2	25,77	45	59.600.000	9.696.920
3	22,50	40	56.600.000	9.208.820
4	21,08	36	54.600.000	8.883.420
5	24,19	41	56.600.000	9.208.820
6	8,61	15	43.600.000	7.093.720
Hospital	8,47	15	43.600.000	7.093.720

TOTAL... 60.394.240

# COSTOS UNITARIO Y ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Cañería de A° C°

## ALTERNATIVA 2 - VARIANTE 2 b.

POZO N°	POTENCIA ABSORBIDA (Kw)	POTENCIA DEL EQUIPO (H.P.)	COSTO UNITARIO DE CADA EQUIPO (\$)	COSTO ANUAL DE CADA EQUIPO (\$/año)
1	18,90	32	53.400.000	8.688.180
2	21,63	37	55.000.000	8.948.500
3	18,71	32	53.400.000	8.688.180
4	18,68	32	53.400.000	8.688.180
5	21,06	36	54.600.000	8.883.420
6	8,07	15	43.600.000	7.093.720
Hospital	8,25	15	43.600.000	7.093.720

TOTAL... 58.083.900

CANERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Asbesto Cemento Cl. 7

PERDIDA DE CARGA EN CAÑERIAS

Longitud (m)	Diámetro (mm)	CAUDAL		Perdida de carga unitaria (m/Km)	Pérdida de carga total (m)	Velocidad (m/s)
		m <sup>3</sup> /h	l/s			
818	400	831,6	231	5,80	4,74	1,85
818	450	831,6	231	3,28	2,68	1,45
818	500	831,6	231	1,98	1,62	1,18
818	600	831,6	231	0,83	0,68	0,82

CANERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Acero

PERDIDA DE CARGA EN CANERIAS

Longitud (m)	Diámetro (mm)	CAUDAL		Perdida de carga unitaria (m/Km)	Perdida de carga total (m)	Velocidad (m/s)
		m <sup>3</sup> /h	l/s			
818	400	831,6	231	9,6	7,85	1,85
818	450	831,6	231	5,3	4,34	1,45
818	500	831,6	231	3,2	2,62	1,18
818	600	831,6	231	1,3	1,06	0,83



CAÑERÍA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Asbesto Cemento Cl. 7

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
400	962.730	46.400	96.273	1.105.403	818	904.219.654	95.937.705.
450	1.128.600	54.400	112.860	1.295.860	818	1.060.013.480	112.467.430
500	1.417.600	57.600	141.760	1.616.960	818	1.322.673.280	140.335.635
600	2.038.700	68.000	203.870	2.310.570	818	1.890.046.260	200.533.908

CANERÍA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Acero

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CANERÍA INSTALADA

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
400	1.155.900	46.400	138.708	1.341.008	818	1.096.944.544	116.385.816
450	1.282.500	54.400	153.900	1.490.800	818	1.219.474.400	129.386.234
500	1.334.500	57.600	160.140	1.522.240	818	1.245.192.320	132.114.905
600	1.534.500	68.000	184.140	1.786.640	818	1.461.471.520	155.062.128

CANERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Asbesto Cemento Cl. 7

COSTO ANUAL DE BOMBEO

Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Ah Topográfico (m)	Perdida de carga en cañería (m)	Altura de bombeo (m)	Potencia absorbida (Kw)	Energía consumida (Kwh/año)	Costo anual de bombeo (\$/año)
400	231	20,20	4,74	24,94	84,38	739.169	273.847.331
450	231	20,20	2,68	22,88	74,41	678.112	251.226.934
500	231	20,20	1,62	21,82	73,83	646.751	239.608.310
600	231	20,20	0,68	20,88	70,65	618.894	229.287.849

CANERÍA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADOMATERIAL : AceroCOSTO ANUAL DE BOMBEO

Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Ah Topográfico (m)	Perdida de carga en cañería (m)	Altura de bombeo (m)	Potencia absorbida (Kw)	Energía consumida (Kwh/año)	Costo anual de bombeo (\$/año)
400	2,31	20,20	7,85	28,05	94,90	831.324	307.988.916
450	2,31	20,20	4,34	24,54	83,03	727.343	269.466.035
500	2,31	20,20	2,62	22,82	77,21	676.360	250.577.853
600	2,31	20,20	1,06	21,26	71,93	630.107	233.442.041

CANERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Asbesto Cemento Cl. 7

COSTO ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Diámetro (mm)	Potencia absorbida por equipo (Kw)	Potencia de cada equipo (H.P.)	Costo unitario de cada equipo (\$)	Costo total de equipos de bombeo (\$)	Costo anual de equipos de bombeo (\$/año)
400	42,19	72,0	102.147.000	306.441.000	49.857.951
450	38,71	66,0	93.635.000	280.905.000	45.703.244
500	36,92	63,0	89.379.000	268.137.000	43.625.890
600	35,32	60,0	85.123.000	255.369.000	41.548.536

CANERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO

MATERIAL : Acero

COSTO ANUAL DE EQUIPOS DE BOMBEO

Diámetro (mm)	Potencia absorbida por equipo (Kw)	Potencia de cada equipo (H.P.)	Costo unitario de cada equipo (\$)	Costo total de equipos de bombeo (\$)	Costo anual de equipos de bombeo (\$/año)
400	47,45	80,0	115.250.000	345.750.000	56.253.525
450	41,52	70,0	98.600.000	295.800.000	48.126.660
500	38,61	66,0	93.635.000	280.905.000	45.703.244
600	35,97	60,0	85.123.000	255.369.000	41.548.536

- ALTERNATIVA 2 -CAÑERIA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADOMATERIAL : Asbesto Cemento Cl. 7COSTOS TOTALES ANUALES

Diámetro (mm)	Costo anual de cañería (\$/año)	Costo anual de bombeo (\$/año)	Costo anual de equipos de bombeo (\$/año)	Costo anual sis- tema antiarriete	Costo total anual (\$/año)	Orden de conveniencia
400	95.937.705	273.847.331	49.857.951	21.150.000	440.792.987	2°
450	112.467.430	251.226.934	45.703.244	21.150.000	430.547.608	1°
500	140.335.635	239.608.310	43.625.890	21.150.000	444.719.835	3°
600	250.533.908	229.287.849	41.548.536	21.150.000	492.520.293	4°

CAÑERÍA DE IMPULSION DE CISTERNA A TANQUE ELEVADOMATERIAL : AceroCOSTOS TOTALES ANUALES

Diámetro (mm)	Costo anual de cañería (\$/año)	Costo anual de bombeo (\$/año)	Costo anual de equipos de bombeo (\$/año)	Costo total anual (\$/año)	Orden de conveniencia
400	116.385.816	307.988.916	56.253.525	480.628.257	4°
450	129.386.234	269.466.035	48.126.660	446.978.929	3°
500	132.114.905	250.577.853	45.703.244	428.396.002	1°
600	155.062.128	233.442.041	41.548.536	430.052.705	2°



PLANILLA DE COSTOS TOTALES ANUALES

ALTERNATIVA 2

Alternativa	Variante	Costo Anual Cañería Instalada \$/año	Costo Anual de Bombeo \$/año	Costo Anual Equipos Bombeo \$/año	Costo Anual Personal \$/año	Costo Anual Perf. Linea Energía O.Civil, etc. \$/año	Costo Total Anual	Orden de Conveniencia
2	1.a	286.541.783	331.680.738	58.929.940	439.436.400	112.659.000	1.229.246.861	2
2	1.b	258.948.243	313.392.367	57.953.740	439.436.400	112.659.000	1.182.389.750	1
2	2.a	322.413.686	378.023.195	60.394.240	439.436.400	113.369.875	1.313.637.396	4
2	2.b	293.276.069	326.654.068	58.083.900	439.436.400	113.369.875	1.230.820.312	3

A L T E R N A T I V A 2ESTACION DE BOMBEO DE CISTERNA A TANQUE ELEVADO1.- Obras Civilesa.- Pozo de bombeo

	Cant. Unid.	Precio Unitario	Precio Total
Excavación.....	86 m <sup>3</sup>	40.000	3.440.000
Hormigón Armado.....	22 m <sup>3</sup>	2.000.000	44.000.000
Hormigón Simple.....	1,5 m <sup>3</sup>	600.000	900.000
Revoque Impermeable.....	80 m <sup>3</sup>	90.000	<u>7.200.000</u>
TOTAL.....			\$55.540.000.-

b.- Local Comando y Tablero

Sup. Cubierta =  $76 \text{ m}^2 \times 3.000.000 \text{ \$/m}^2 =$  \$228.000.000.-

c.- Pavimento de Hormigón Simple

Sup. =  $275 \text{ m}^2 \times 180.000 \text{ \$/m}^2 =$  \$49.500.000.-

## d.- Cerco perimetral, portones de acceso, veredas,

parquización e iluminación exterior.....G1 \$ 45.000.000.-

TOTAL OBRAS CIVILES COMPLEMENTARIAS = \$378.040.000.-

2.- Instalaciones Complementarias Electromecánicas

A los efectos de seleccionar la alternativa mas conveniente para la cañería de impulsión hasta el Tanque Elevado, en ---

cuanto al material a utilizar, debe aclararse que para el Abesto Cemento se ha previsto instalar a la salida de los equipos de bombeo, un Sistema Antiariete, compuesto por dos Cajas de Aire, de sección circular, con sus correspondientes válvulas y grupo motocompresor, cuyo costo estimado asciende a la suma de:

\$ 180.000.000.-

En consecuencia, los costos totales anuales para este sector de obras, serán:

#### Obras Civiles Complementarias

Período de amortización ..... n = 40 años

Anualidad..... a = 10,23%

Costo Anual = 10,23% x \$378.040.000 = 8.673.492 \$/año

#### Instalaciones Complementarias Electromecánicas

Período de amortización..... n = 20 años

Anualidad..... a = 11,75%

Costo Anual = 11,75% x \$180.000.000 = 21.150.000 \$/año

- ALTERNATIVA 2 -

VARIANTE DE MENOR COSTO

COSTOS TOTALES ANUALES

Costo Total anual de:

Cañería instalada, bombeo  
equipos de bombeo, perso--  
nal, perforaciones con sus  
correspondiente línea de  
energía y obras civiles  
complementarias (Planilla  
5.2.2/27) variante 1.b.

1.182.389.750

Un depósito de reserva de  
5.000 m<sup>3</sup> de capacidad

254.171.511

Estación de bombeo de cis-  
terna a tanque elevado (o-  
bras civiles complementa-  
rias)

8.673.492

Cañería de impulsión de  
cisterna a tanque elevado  
cañería de acero Ø 0,500 m

428.396.002

---

TOTAL 1.873.630.755

---

COSTO TOTAL ANUAL CANAL DERIVACION DEL CANAL REVESTIDOALTERNATIVA 3 - VARIANTE 1

DESCRIPCION	COSTO
Construcción Canal Secundario y empalme con Canal Revestido Dique Paso de las Carretas	$1.125.000\$/m \times 1.600\ m$ $= \$ 1.800.000.000.-$
Movimiento de tierra y compactación	$264.000\ \$/m \times 1.600 =$ $\$422.400.000.-$

Costo Total Canal Secundario = 2.222.400.000.-

Costo Total Anual = 2.222.400.000 x 0.1023 = 227.351.520 \$/año.-

ALTERNATIVA 3 - VARIANTE 1AMPLIACION DE GALERIAS FILTRANTESPRESUPUESTO DE LAS OBRAS

Excavación	m <sup>3</sup>	9.900	x	40.000 \$/m <sup>3</sup>	\$ 396.000.000
Cañería filtrante incluso base H°A°y banquina H°S°	m	620	x	500.000 \$/m	\$ 310.000.000
Cañería de nexo A°C°cl/5 Ø 250	m	135	x	400.000 \$/m	\$ 54.000.000
Desarrollo manto filtrante	m <sup>3</sup>	3.500	x	50.000 \$/m <sup>3</sup>	\$ 175.000.000
Cámaras de inspección	n°	9	x	5.000.000 \$/n°	\$ 45.000.000
Reacondicionamiento de cá mara de enlace existente	n°	1	x	4.000.000 \$/n°	\$ <u>4.000.000</u>
COSTO TOTAL.....					\$ 984.000.000

COSTO ANUAL = 10,61% x \$984.000.000.- = 104.402.400 \$/año

ALTERNATIVA 3 - VARIANTE 2AMPLIACION DE GALERIAS FILTRANTESPRESUPUESTO DE LAS OBRAS

Excavación	m <sup>3</sup>	13.400	x	40.000	\$	536.000.000.-
Cañería filtrante incluso base H°A°y banquina H°S°	m	900	x	500.000	\$	450.000.000.-
Cañería de nexos A°C°cl/5	m	195	x	400.000	\$	78.000.000.-
Desarrollo manto filtrante	m <sup>3</sup>	5.550	x	50.000	\$	277.500.000.-
Cámaras de inspección	n°	13	x	5.000.000	\$	65.000.000.-
Reacondicionamiento de cámara de enlace existente	n°	1	x	4.000.000	\$	4.000.000.-
Cámara de enlace	n°	1	x	8.000.000	\$	<u>8.000.000.-</u>

COSTO TOTAL.....\$1.418.500.000.-

COSTO ANUAL + 10,61% x 1.418.500.000 = 150.502.850 \$/año

COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADAALTERNATIVA 3 - VARIANTE 1

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$x1.000)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
500	1.231.883	57.600	141.760	1.431.193	13.384	19.155.087,11	2.032.354.742



COSTO TOTAL Y ANUAL DE CAÑERÍA INSTALADA

ALTERNATIVA 3 - VARIANTE 2

Diámetro (mm)	Costo unitario de cañerías, piezas espec. y protec. anticorrosiva (\$/m)	Excavación y tapada (\$/m)	Transporte acarreo y colocación (\$/m)	Costo unitario de cañería instalada  (\$/m)	Longitud (m)	Costo total de cañería instalada (\$x1.000)	Costo anual de cañería instalada (\$/año)
500	1.231.883	57.600	141.760	1.431.193	13.300	19.034.866,90	2.019.599.378

COSTOS TOTALES ANUALES DE AMBAS VARIANTES

ALTERNATIVA 3

VARIANTE	Costo Anual Ampliación Cañerías Filtrantes \$/año	Costo Anual de Canal Secundario \$/año	Costo Anual Cañería Instalada-Acueducto T.V. a T.E. \$/año	Costos de Explotación (personal) \$/año	Costo de rebombear Cisterna a T.E. \$/año	Costo Anual de Est. de Bombeo Cisterna a T.E. (obra civil) \$/año	Costo Anual de cisternas de Reservas (3 cisternas) \$/año	COSTO TOTAL ANUAL
1	227.351.520	104.402.400	2.032.354.742	310.190.400	214.000.000	8.673.492	762.514.513	3.659.487.063
2	-----	150.502.850	2.019.599.378	310.190.400	214.000.000.	8.673.492	762.514.513	3.465.480.633

COSTOS TOTALES ANUALES DE LAS VARIANTES DE MENOR COSTO

Alternativa-Variante Seleccionada DESCRIPCION	COSTO TOTAL ANUAL. \$/m	Alternativa 2 Base 100
<p>Alternativa 1.- Variante 2.-</p> <p>Captación Superficial del Dique Vulpiani - Bombeo - E°de Potabilización - Acueducto Reserva-Tanque Elevado-2 Módulos de Reserva de 5.000m3 c/u-Rebombeo parcial de caudal a Tanque Elevado</p>	3.975.022.532.-	212,1
<p>Alternativa 2.- Variante 1b.-</p> <p>Captación Subterránea por Bateria de 5 pozos margen izquierda del Río Quinto; 2 pozos sobre radio servido - Bombeo-Cañería de Impulsión - Cisterna de --- 5.000 m3 - Rebombeo de la totalidad -- del caudal a Tanque Elevado</p>	1.873.630.755.-	100,0
<p>Alternativa 3.- Variante 2.-</p> <p>Captación Subálvea.- Desarrollo de 900 m. de cañería filtrante en T.V. - Acueducto T.V. a T.E. 3 -- cisternas de 5.000 m3 c/u - Rebombeo -- del caudal parcial de cisterna a Tanque Elevado</p>	3.465.480.633.-	184,9

## CONTENIDO :

- 6.1.- Comparación de Alternativas.
- 6.2.- Selección de Alternativa.
- 6.3. Propuesta - Pautas Específicas.

## 6.- COMPARACION Y SELECCION DE ALTERNATIVAS

Como elemento preponderante en la selección de la alternativa, establecemos el criterio de menor costo anual. No se desconoce que hay otros factores no siempre reflejados por el presupuesto de gastos e inversiones: terrenos disponibles, facilidad de operación, seguridad del sistema, calidad del personal necesario, equipamiento para el mantenimiento, etc.-

No obstante lo expuesto, entendemos que la primera decisión selectiva debe apoyarse básicamente en aspectos de carácter económico-financiero, dando paso a la otra serie de consideraciones cuando nos encontremos ante similares órdenes de magnitud en el costo de variantes.

Todo lo expuesto adquiere mayor relevancia si consideramos que todos los análisis y previsiones efectuadas, lo han sido dando por sentado la instalación del servicio medido de provisión de agua. Si bien esta erogación no corre a cargo de la Provincia es considerado, de todos modos, un costo social que se suma a los que estamos analizando.-

A partir de la selección que se efectúe ya en posesión de las pautas básicas de diseño se podrán dar las pautas específicas sobre la alternativa en concreto.

Este aspecto se encarará en la propuesta correspondiente.-

### 6.1.- Comparación de alternativas:

En anexos cap.5 se vuelcan los resultados finales de los costos de inversión anualizados y de explotación para cada una de las alternativas, variantes y subvariantes estudiadas.

Como era dable esperar, los gastos de explotación adquieren valores preponderantes en el caso de las alternativas 1 y 2, especialmente en este último donde este componente del costo asciende al 63% del valor anualizado.-

El valor de la inversión física, a su vez, adquiere gran relevancia en la alternat.3, ya que supone el 85% del valor total anualizado.-

La alternativa 2 (captación subterránea) constituye la alternativa de menor costo, en cualquiera de sus dos variantes.-

Tomando como base el costo anualizado de la variante 1.b de la alternativa 2, ( $\$ 1.873 \times 10^6$ ) se concluye:

- La variante de menor costo correspondiente a la captación superficial ( $\$ 3.975 \times 10^6$ ) es 112 % más cara.
- La variante de menor costo correspondiente a la captación subalvea ( $\$ 3.465 \times 10^6$ ) es 85 % más cara.

Estos resultados coinciden, por otra parte, con la tendencia general que establece la superioridad de la captación de aguas subterráneas en las inmediaciones del centro de consumo sobre cualquier otro tipo de captación que suponga un tratamiento comple-

to y/o conducción del agua desde distancias medias. La condicionante, en estos casos, lo constituye generalmente la seguridad que se tenga sobre la calidad y cantidad de las reservas del recurso subterráneo.

Las diferencias apuntadas son, a nuestro criterio, determinantes en la elección de la alternativa. No obstante, se analizan otros factores cuya consideración entendemos necesaria aún cuando no siempre puedan traducirse en términos monetarios concretos.

a - Flexibilidad de construcción por etapas.

Al respecto recordamos:

- Por las consideraciones efectuadas en capítulos anteriores los acueductos existentes, por su obsolescencia, no pueden ser considerados para satisfacer la demanda de Villa Mercedes en los próximos años. Su capacidad es limitada y además, no son confiables en lo referente a la seguridad del servicio.
- Las alternativas 1 y 3 en sus diversas variantes exigen la construcción de nuevo acueducto como condición "sine qua non" en la primera etapa. No puede pensarse en construir las instalaciones de captación (agua subálvea) o de tratamiento de aguas (agua superficial), en una primera etapa, dejando para una etapa posterior la construcción del acueducto. O viceversa. No hay elasticidad alguna en estos aspectos de la programación de obras.

Este constituye el aspecto clave de estas alternativas.

vas por la proporción considerable que adquieren los acueductos como componentes del costo total.

Ello encuentra su comprobación dentro de una misma alternativa, la primera, donde la variante 2 resulta la más conveniente. Y ello es así porque al introducir el bombeo desde el Dique Vulpiani es posible prescindir del conducto de aducción de 8,8 Km a que se ve obligada la variante 1.1. Nuevamente aquí el alto costo inicial de inversión de un acueducto por gravedad no puede competir con un bombeo desde las inmediaciones de la planta de tratamiento, a pesar de sus costos de energía y operación.

Si bien la Planta Potabilizadora, común a las alternativas 1.1. y 1.2. se ha anteproyectado para construirse en dos etapas, es del caso señalar que la Alternativa 3 ofrece mayor flexibilidad en lo que se refiere a las obras de captación ya que permite ir incorporando cañerías radiales de infiltración en la medida del aumento de la demanda. Pero el acueducto deberá ser construido, tanto para esta alternativa como para la alternativa 1., según el diámetro que imponga el caudal necesario para satisfacer la demanda al final del período de diseño. La variante 1.1. exige la construcción de conducto de aducción. En todo caso, un posible cambio del emplazamiento del Establecimiento que tendiera a disminuir la longitud de aducción, no



haría otra cosa que aumentar el recorrido del acueducto hasta el centro de consumo. A ello se sumarían problemas de disponibilidad de terrenos. En este aspecto, la alternativa según es esta variante, no ofrece margen alguno de maniobra. Es precisamente la variante 1.2. la que ofrece distintas perspectivas a la alternativa.-

La alternativa 3, en este aspecto, ofrece una mayor elasticidad en tanto puede pensarse que una primera ampliación de los radiales se ubique en la Toma Vieja. Con ello podría demorarse unos cinco años la construcción del brazo del canal para el caso de la variante 3.1. De cualquier manera esto no es relevante por cuanto subsiste, para ambas variantes de esta alternativa, la necesidad de construir 13 km. de acueducto en la etapa inicial de los trabajos.-

La alternativa 2 en tanto no implica la construcción de acueductos de longitud media ofrece, desde este punto de vista, innegables ventajas en lo que hace a la flexibilidad de su puesta en marcha. Ofrece, en este aspecto, idénticas características de flexibilidad que las que supone la ampliación de la captación subálvea ya que posibilita la incorporación de pozos a la explotación en la medida de las necesidades de servicio.

Gasto "inelástico" para esta alternativa, en cualquiera de sus variantes, la constituyen:

- La conexión de fuerza motriz, media tensión, que conven--

dría encararla para la totalidad de los pozos previstos.

- La cañería de impulsión hasta cisterna.

- La cisterna de 5.000 m<sup>3</sup>.

. A nuestro criterio la elasticidad de la programación de la construcción a partir de la alternativa 2 es, de todo punto, superior a las restantes. Entendemos que no es necesario abundar más al respecto aunque nos permitiremos hacer una reflexión final sobre el tema:

Al descentralizarse el servicio que prestaba anteriormente O.S.N., aquél ya no cuenta con la infraestructura de ésta última Repartición que, a través de sus organismos competentes, podía encarar la construcción de obras allí donde la actividad privada no podía o no tenía los suficientes incentivos para hacerlo.

La Provincia de San Luis, a través de su D.P.A., ha desarrollado un interesante programa de perforaciones aquilando una experiencia y capacitando personal al respecto que podrá constituirse en apoyo técnico permanente del servicio, cualquiera sea la jurisdicción (provincial o municipal) al que éste pertenezca. Prueba de ello son las últimas perforaciones de refuerzo del sistema de provisión de agua, realizadas totalmente por la D.P.A.-

Según nuestro criterio esta circunstancia confiere un mayor grado de confiabilidad a esta alternativa.-

b - Aspectos financieros

Son una consecuencia del punto anterior. En la medida que es posible desplazar en el tiempo las construcciones necesarias, se trasladan los problemas de financiación de las mismas. Un análisis expeditivo de las inversiones a realizar en los 10 primeros años indica que en las tres alternativas se efectúa entre el 76 y 80% de la inversión total que corresponde para cada una de ellas.

Sin embargo, la alternativa 2 con una inversión del orden de los-\$ 5.800.000.000 es la tercera parte de la inversión que demanda la captación superficial y la cuarta parte de la inversión física de la captación subálvea.

c - Gastos de Explotacion

Son estos gastos la componente de mayor peso en la variante 2 y su mayor desventaja. Constituye el 72% del costo anual de la variante en tanto significa el 35% del costo total anual de variante 1 y el 15% de la variante 3.

No obstante, ello no alcanza a salvar la brecha que separa a la variante 2 de las restantes en concepto de inversión inicial y total.

A nuestro criterio, esta desventaja es más controlable, en tanto puede trasladarse a los usuarios directos en oportunidad de fijar el régimen tarifario del servicio medido de provisión de agua.

d - Seguridad del Servicio:

La habilitación del Dique Paso de las Carretas y su canal derivador tienden a disminuir los riesgos que podrían plantearse a las alternativas 1 y 3 en lo referente a la disponibilidad del recurso especialmente por variaciones estacionales.

Subsiste no obstante para estas alternativas de captación superficial y subálvea su dependencia de sendos acueductos para el transporte del agua al centro de consumo. En este aspecto operan favorablemente para la variante 1.2. las circunstancias de su menor longitud de acueducto y la diversificación de la fuente, pues constituiría, al considerárselo junto con las instalaciones existentes, un sistema mixto de doble captación (subálvea y superficial) En todo caso puede observarse su dependencia del abastecimiento energético que ofrece una razonable confiabilidad. No obstante ello no hay situación extrema que no pueda resolverse con equipos de emergencia.

La captación subterránea configurará también un verdadero sistema mixto de provisión de agua si atendemos que, al final del período de diseño, la captación del subálveo mediante el aporte de las instalaciones existentes contribuirá con la cuarta parte de la provisión total. Al año 1990 las contribuciones de ambas fuentes pueden estimarse en partes iguales y en el año 2.000 la relación de caudales de origen subterráneos y sub-

álveo será de 2 a 1.

En cuanto a la disponibilidad del recurso subterráneo la información hidrogeológica disponible y los ensayos realizados confirman la existencia de acuífero en calidad y cantidad adecuados para los fines propuestos. Los datos disponibles al presente confieren razonable seguridad sobre el comportamiento del acuífero frente a una explotación racional y conservativa del mismo así como a su recarga.

Si bien se ha trabajado sobre una base cautelosa en la fijación de rendimiento, queda aún cierto margen de precauciones a adoptar, como la de establecer perforaciones sobre ambos márgenes del río, que se introducirán en nuestra propuesta final.

En las tres variantes planteadas juega favorablemente la subsistencia de instalaciones existentes que, con su aporte facilitará el tratamiento de situaciones de emergencia permitiendo la continuidad, aunque restringida, del servicio de provisión de agua.

En los tres casos, con mayor énfasis en las variantes 1 y 3, deberán extremarse los recaudos que prevean e impidan eventuales contaminación de las aguas por implantación de industrias aguas arriba de la Toma Vieja.

#### c - Otros factores

Disponibilidad de terrenos. Las variantes 1 y 3 no

plantean mayores problemas al respecto. La instalación de la -  
planta potabilizadora se efectuaría en terrenos fiscales rodea-  
dos de tierras no edificadas. La alternativa 2 exige un depósi-  
to a ubicarse en la misma ciudad.-

En lo que hace a la batería de perforaciones la  
misma se ubica en terrenos de propiedad municipal, salvo las -  
dos últimas perforaciones que, en el peor de los casos, pueden  
ubicarse en forma subterránea en la vía pública (Av.25 de Mayo).  
(Variante 1.1.).-

Con respecto a la variante 1.2., margen derecha --  
del río las perforaciones se ubicarían en zonas de dominio pú-  
blico.-

Las cisternas o depósitos de reserva plantean, por  
la exigencia de su proximidad al centro de consumo cierta difi-  
cultad que será necesario salvar.-

No se detectó terrenos de propiedad fiscal de las  
características requeridas, pero existen terrenos baldíos de -  
propiedad privada en zonas adecuadas para tal fin. Este aspecto  
se refleja en el correspondiente presupuesto, ya que, para la -  
primer cisterna a instalar se ha previsto la adquisición del co-  
rrespondiente terreno.-

En este sentido la captación subterránea, por su me-  
nor exigencia de reserva ofrece una clara ventaja sobre las o--  
tras alternativas.-

Calidad de personal. La variante 3 exige menor grado de especialización que las restantes. De todas maneras la calidad de personal que requieren las otras dos variantes no es tal que no pueda ser provista por la plaza local.

Por otra parte el Servicio ya está operando pozos de suministro.

#### 6.2.- Selección de Alternativa

La alternativa dos, de captación de aguas subterráneas en cualquiera de sus variantes, resulta la más conveniente por :

- Menor costo total anual
- Menores montos de inversión inicial y total
- Notorias ventajas de carácter financiero
- Buena y permanente calidad de recurso
- Constituir, al par de las instalaciones existentes, un verdadero sistema mixto que diversifica las fuentes de provisión (subálvea y subterránea)
- Ofrecer, conjuntamente con las instalaciones existentes una mayor seguridad del servicio disminuyendo su actual vulnerabilidad
- Mayor flexibilidad en la operación del Servicio permitiendo dar respuestas inmediatas a situaciones imprevistas de mismo
- Menores exigencias en lo que hace a la disponibilidad de terrenos para el emplazamiento de la reserva en las proximidades del centro de consumo.

Sobre la base de una razonable seguridad en la disponibilidad del recurso subterráneo frente a una explotación ra-

cional y conservativa, no cabe duda alguna en la superioridad de esta alternativa sobre el resto de las alternativas y variantes estudiadas.

La brecha significativa que separa a la captación subterránea de las captaciones subálvea y superficial para el caso de Villa Mercedes, tanto en los aspectos económico-financieros como en los de seguridad del Servicio, permiten obviar cualquier duda menor al respecto.

Se plantean, en todo caso, posibilidades de mejorar aspectos de las variantes estudiadas dentro de la captación de aguas subterráneas.

Es lo que se traduce en las pautas específicas de diseño del anteproyecto definitivo, cuya propuesta figura en el punto siguiente.

#### 6.3.- Propuesta - Pautas específicas

La presente propuesta tiende a introducir en el anteproyecto definitivo aquellas variantes que el desarrollo de este análisis previo, aconseja definir con mayor precisión teniendo siempre a una mayor seguridad del servicio sin detrimento en la economicidad de la propuesta.

En tal sentido se proponen las siguientes pautas a observar en el desarrollo del Anteproyecto Definitivo :

- 1.- Anteproyectar el sistema de captación subterránea como una solución mixta de las variantes 1 y 2 de la Alternativa 2 analizada en los capítulos anterior-



res. Se desarrollarán pozos sobre la margen derecha (mayor seguridad en la disponibilidad del recurso) y perforaciones sobre la margen izquierda en terrenos del Parque Municipal, lo mas cercanos posible a la ribera del río (mayor rendimiento de las perforaciones en esa ubicación).

- 2.- La distancia mínima entre perforaciones será de 350 m. Los emplazamientos de los pozos guardarán una distancia mínima de 50 m de sumideros, campos de absorción, pozos sépticos, y toda otra posible fuente de contaminación de las capas de agua subterránea.
- 3.- La línea de impulsión desde la batería de pozos hasta la cisterna de reserva preverá una conexión directa en by pass a Tanque Elevado para uso eventual en situaciones críticas.
- 4.- La mencionada línea de impulsión Cisterna-Tanque será construída en acero estudiando al respecto, los antecedentes sobre agresividad del suelo a este material.
- 5.- Construir también en acero la cañería de impulsión de batería de pozos hasta la cisterna de reserva, Aún cuando la subvariante 1.b. de esta alternativa se procesó sobre el uso de cañería de asbesto cemento clase 7, que resultó la más económica, se entiende que la diferencia de costo es irrelevante frente a la seguridad de servicio que ofrece la cañería de acero.
- 6.- Desarrollar la reserva según dos módulos de 2500 m<sup>3</sup> de capacidad cada uno. La fijación de una reserva de 5000 m<sup>3</sup> de capacidad para esta alternativa y para el inicio del período de diseño surge como una

imposición del estudio comparativo de costos y a efectos de colocar a todas las alternativas en pie de igualdad. En la consideración específica de esta alternativa, el volumen asignado oportunamente aparece algo excesivo.

- 7.- Eliminar las perforaciones 6 y 7 reemplazandolas por una perforación más en la batería (de caudal equivalente a aquellas). Se recuerda que la inclusión de estas dos perforaciones obedecía a la posibilidad que ofrecía, al ubicarse en el radio servido de conectarse directamente a red para hacer frente a posibles emergencias. Esta función eventual es sustituida, a nuestro criterio con ventajas, por la pauta que se transcribe en el punto siguiente.
- 8.- Establecer en la cañería de impulsión Cisterna-Tanque Elevado un nexo a red existente que permita, mediante adecuada maniobra de válvulas, un bombeo directo a la misma desde la cisterna. Se entiende que esta operación deber preverse solo para casos de emergencia.
- 9.- Establecer etapas de implementación probable del proyecto en función de la variación de la demanda a lo largo del período de diseño. En este sentido deberá ajustarse aún más la estimación del aporte en función del tiempo de las instalaciones existentes.
- 10.- Precisar la información sobre el pozo O.S. N°1 en lo referente al destino futuro de las aguas por él captadas. De existir certeza en cuanto a la independización del servicio de provisión de la localidad de Lavaise incorporarlo de hecho, al servicio de provisión de Villa Mercedes.
- 11.- Ajustar la información sobre la fecha en que entrara

a regir el sistema de servicio medido en la ciudad de Mercedes. En caso de indeterminación fijar como fecha en que se regularizará el servicio en función de un sistema medido el día 1/1/85 .

- 12.-Extremar la búsqueda de terrenos fiscales en las inmediaciones del emplazamiento propuesto en los anteproyectos preliminares para el depósito o cisterna de reserva.-

C O N T E N I D O

- ALTERNATIVA DEFINIDA

## CAPITULO 7

### ALTERNATIVA DEFINIDA

Planteadas las tres alternativas precedentes y efectuada la selección del Capítulo anterior, tanto la Provincia a través de sus Organismos competentes, como el Consejo Federal de Inversiones, deciden incorporar una alternativa mixta o combinada asignando, como en los casos anteriores, una cierta capacidad remanente a las instalaciones existentes al final del período de diseño.

Se plantearon entonces, las dos alternativas mixtas cuya descripción esquemática se indica a continuación:

#### 7.1 - Captación subterránea en inmediaciones de Villa Mercedes y subálvea en Toma Vieja.

- Ampliación de la captación mediante radiales en Toma Vieja.
- Instalación de dos perforaciones sobre margen derecha del Río Quinto a la altura de Villa Mercedes. Estas perforaciones se construirían para paliar el déficit de provisión durante la época de construcción de las obras y ya habilitas las mismas, para hacer frente a los picos de consumo.
- Una Cisterna de  $5.000 \text{ m}^3$  de capacidad en el ejido urbano con su cañería de impulsión al Tanque Elevado, convenientemente verificada a posibilidades de golpe de ariete. La Cisterna recibiría los excesos o desbordes del Tanque Elevado en horas de menor consumo, así como la producción de los pozos.
- Cañería de impulsión desde batería de pozos hasta Cisterna, también asegurada ante posibles golpes de ariete. La cañería se anteproyectó en A°.C°. clase 7, en tramos de 200, 300 y 400 mm de diámetro y de 190, 210 y 1084 m de longitud respectivamente, además de un tramo de acero de 400 mm de diámetro y 121 m de longitud.
- Dos tramos de acueducto. El primero de Toma Nueva a Depósito de Reserva existente de A°.C°. clases 5 y 7, de 600 mm de diámetro y aproximadamente 6094 m de longitud. El segundo tramo, con una longitud total de aproximada-

mente 7.227 m, unía la Reserva existente con el Tanque Elevado. Se proyectó en A°. C° clases 5 y 7, de 600 mm de diámetro. Ambos tramos funcionaban a gravedad.

Considerando las excesivas profundidades a que la conducción por gravedad obligaba al primer tramo de acueducto, se estudió la posibilidad de elevar su piezométrica, incorporando un bombeo en cabecera con la consiguiente disminución de tapadas. Esto dió lugar a una variante válida dentro de la alternativa ya que, a pesar del bombeo en cabecera, el costo anualizado resultó menor que el de la alternativa principal.

7.2 - Captación subterránea mediante perforaciones D.P.A. 31 y D.P.A. 32, y captación del subálveo aguas arriba del Dique Derivador Vulpiani.

- Captación del subálveo del Río Quinto unos 1.000 m aguas arriba del Dique Derivador Vulpiani.
- Cámara de aspiración y bombeo a Cámara de Carga o de Cabecera del Acueducto.
- Primer tramo de acueducto de Cámara de Carga a Reserva existente, a gravedad, en A°.C°. clase 5, de 450 mm de diámetro y 940,34 m de longitud.
- Segundo tramo de acueducto: Reserva existente-Tanque Elevado. Longitud de 7.207,19 m, en A°.C°. clase 5 y de 600 mm de diámetro.
- Conexión al sistema de las dos perforaciones: D.P.A. 31 y D.P.A. 32. La primera enlaza a la misma Cámara de Carga o de Cabecera mediante cañería de acero de 300 mm de diámetro y una longitud aproximada de 33 m, y la segunda al acueducto de ingreso a Reserva, con cañería de acero de 200 mm de diámetro y una longitud aproximada de 51 m.
- Cisterna de 5.000 m<sup>3</sup> de capacidad, en el ejido urbano, recibe los sobrantes de la provisión e impulsa a Tanque Elevado los caudales necesarios en las horas de mayor consumo.

Para ambos casos se efectuaron ensayos de rendimiento posible del acuífero, determinándose gradación del manto filtrante, que permitieron el ajuste de los datos empíricos con que se había trabajado hasta entonces.

De las alternativas planteadas precedentemente y que se desarrollaron en el trabajo original por exigencias del Comitente, resulta aprobada la segunda de ellas, que es la que se incluye en calidad de Anteproyecto Definitivo en el Informe Siguierte.