34678

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

1792
IV

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
BIBLIOTECA
Dr. Manuel Belgrano

PROVINCIA DEL NEUQUEN

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACION Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA LOCALIDAD DE JUNIN DE LOS ANDES

F 331.9
H 1112
Y 3000
F 312
X 12

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DEL NEUQUEN

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACION Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA LOCALIDAD DE JUNIN DE LOS ANDES

Corresponde al
"Estudio de fuentes para la provisión de agua potable a las localidades de Junín de los Andes, Piedra del Aguila y Taquimilán"

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

SECRETARIO GENERAL
Ing. Juan José Ciácera

DIRECCION DE COOPERACION TECNICA
Ing. Susana Blundi

AREA ACTIVIDAD ECONOMICA
Lic. Francisco del Carril

DEPARTAMENTO APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS
Lic. Roberto Sarudiansky

Buenos Aires, octubre 1990

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Estudio Técnico:

. **Coordinación Técnica e Hidrogeología:**
Lic. Rubén Patrouilleau

. **Ingeniería Hidráulica Sanitaria:**
Ing. Ricardo G. Criscuolo

. **Hidrogeología:**
Lic. Alfredo Cesare

Colaboraron:

Evaluación Económica: Lic. Eduardo Calvo

Ingeniería Vial : Ing. Carlos Landó

Topografía expeditiva: Ing. Rodolfo Lacava (*)

Dibujo : Norberto Gardella

(*) Jefe Seccional Junín de los Andes y Zona Sudoeste - Dirección Servicios del Interior - E.P.A.S.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACION
Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE A LA LOCALIDAD DE
JUNIN DE LOS ANDES

I N D I C E

Pág.

INTRODUCCION GENERAL 1

I. DIAGNOSTICO DEL SISTEMA ACTUAL DE PROVISION DE AGUA

1. DESCRIPCION FISICA 4

1.1. Planta Potabilizadora 4

1.2. Estación Elevadora de emergencia 4

1.3. Presa Derivadora y Canal de Aducción 6

2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA 7

3. VERIFICACION DEL SISTEMA DE PRODUCCION Y ADUCCION DE AGUA 8

3.1. Verificación del sistema de Filtros Lentos 8

3.2. Verificación del Bombeo de emergencia 9

3.3. Producción del sistema 9

3.4. Verificación hidráulica de la aducción existente 9

II. CARACTERIZACION DE LA DEMANDA

1. ESTUDIO DE LA POBLACION 12

1.1. Introducción 12

1.2. Determinación de la población actual 20

1.3. Determinación de la población futura 21

2. ESTIMACION DE LA DOTACION ACTUAL Y FUTURA 25

3. DETERMINACION DE CAUDALES 26

3.1. Caudal medio diario 26

Pág.

3.2. Coeficientes de consumo 26

3.3. Caudal máximo diario 26

3.4. Caudal máximo horario 27

3.5. Incremento del caudal por consumo interno 27

3.6. Caudales de diseño 28

III. PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

1. FUENTE SUPERFICIAL 29

1.1. Aternativa: Acueducto Gravitacional 30
1.1.1. Obra de captación 30
1.1.2. Obra de conducción de agua natural 32
1.1.3. Obra de potabilización 34
1.1.3.1. Memoria Técnica-Descriptiva 35
1. Cámara de Carga 35
2. Aforador Parshall 35
3. Sedimentación simple 36
4. Filtración lenta 36
5. Almacenamiento en la planta 38
6. Cisterna en la zona urbana - Funcionamiento como Tanque de Cola - Reserva de Seguridad 40
7. Sistema de alimentación a la reserva de 1.500 m3 41
8. Balance de caudales actuales y futuros .. 44
9. Cálculos hidráulicos 48
Planta esquemática: Alternativa 1.1. 54
1.1.4. Cómputo y Presupuesto por Item Global 55

1.2. Alternativa: Canal protegido 57
1.2.1. Obra de conducción de agua natural 57
1.2.2. Obra de potabilización 58
Planta esquemática: Alternativa 1.2. 59
1.2.3. Cómputo y presupuesto por Item Global 60

2. FUENTE MIXTA 61

2.1. Alternativa: Subterránea con etapa de transición 61
2.1.1. Justificación técnica 61
2.1.2. Memoria Técnica-Descriptiva 67
1. Producción actual de agua potable 67
2. Almacenamiento futuro - Tanque de Cola 67

Pág.

3. Alimentación de la reserva de 1.500 m3 - Funcionamiento como Tanque de Cola - Galería Filtrante I 68

4. Galería filtrante II - Vinculación con D°0,250 m 70

5. Balance de caudales actuales y futuros 71

6. Cálculo hidráulico 74

Planta esquemática: Alternativa 2.1. 78

2.1.3. Cómputo y Presupuesto por Item Global 79

IV. SELECCION DE LA ALTERNATIVA 81

ANEXOS

. ANEXO 1. Criterios para el cálculo de Costos de Explotación 85

. ANEXO 2. Cálculo del Valor Residual 91

. ANEXO 3. Corriente de Costos Anuales 94

LISTADO DE INFORMACION UTILIZADA 98

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACION Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A JUNIN DE LOS ANDES

INTRODUCCION GENERAL

"PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACION Y REDISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A JUNIN DE LOS ANDES"

INTRODUCCION GENERAL

La identificación de alternativas de proyecto para el período de diseño 1992-2012, contó con hipótesis generales de trabajo a las que resulta ineludible mencionar, dado que constituyen el soporte argumental en el que se basan las soluciones técnicas propuestas.

En primer lugar y desde el punto de vista de la fuente, se contó con el antecedente del estudio elaborado para la localidad por este equipo técnico (CFI 1990). De la preselección allí realizada (pág. 69), surge óptima por calidad y cantidad la fuente subterránea y muy buena con algunas restricciones, la fuente superficial. Estas consisten en el deterioro de la condición física del agua cruda del río y el canal, ante manifestaciones aluvionales que reconocen recurrencias del orden del año y plurianual (15 años)(?), para las que incluso dañan el sistema, además de interrumpir la producción.

A partir de contar con un recurso hídrico caracterizado, se planteó el perfil de la demanda y su evolución. Junín de los Andes fue visualizada con una acentuación del perfil turístico, que puede dar paso en un futuro mediato a un incremento de la actividad industrial, como respuesta al conocimiento del polo San Martín - Junín y la mayor receptividad ambiental de esta última para esa actividad. Se vislumbra en síntesis, un crecimiento importante de la demanda, no explosivo pero sostenido.

Sobre esta base se establecieron las relaciones básicas entre oferta disponible de las fuentes y demandas del servicio, contando como realidad física preexistente, a la infraestructura actual. Esta comenzó a operar en 1965, con ampliaciones sucesivas en 1972 y 1981, lo que le confiere aún un considerable valor residual. A partir de ésto se afirmó la idea de utilizar lo existente en las tres (3) alternativas propuestas.

El diseño de las alternativas tuvo como premisa que los proyectos identificados se proyectaran a un horizonte mayor que el período de diseño en lo que refiere a su concepción. La fijación de éste respondió al requerimiento de normas vigentes para el financiamiento del sector, por parte del COFAPyS-BID.

En la concepción aludida, se asignó especial atención al rubro seguridad en el suministro. Esto se intentó lograr diversificando la fuente de agua cruda y/o aumentando las reservas del sistema. Por ésto, las 3 alternativas consideradas contemplan la construcción de un tanque compensador o de cola, el que además de funcionar como único aporte ante la interrupción de la producción, funcionará compensando los picos de consumo.

I. DIAGNOSTICO DEL SISTEMA ACTUAL DE PROVISION DE AGUA

1. DESCRIPCION FISICA

1.1. Planta Potabilizadora

La obra de toma, la planta potabilizadora y los terrenos seleccionados para futuras ampliaciones se encuentran localizados a 8 km de la ciudad, sobre una escarpada ladera, en la margen derecha del río Chimehuín.

El agua cruda es captada del canal de alimentación a la ex-Central hidroeléctrica local. El canal está construído sobre terreno natural sin revestir, corre paralelo a la ruta en ese lugar y a varios metros de altura sobre el río Chimehuín.

El sistema de potabilización que sigue a la toma, está compuesto de una cámara de carga, cuatro filtros lentos de arena de aproximadamente 400 m2 de superficie total de tratamiento, una reserva de agua filtrada de 400 m3 de capacidad y la desinfección final a la salida del acueducto de D° 0,250 m que alimenta a la red distribuidora.

1.2. Estación Elevadora de emergencia

Esta se halla ubicada sobre la costa derecha del río Chimehuín a poca distancia de la ex-central hidroeléctrica, a 7 u 8 metros del río y a varios metros por debajo de la Planta de agua. Consta de un pozo de 1,20 m de diámetro, de 3 a 4 m de profundidad, desde allí se eleva el agua captada del subálveo del río Chimehuín hasta la Cisterna de la Planta Potabilizadora.

La instalación se completa con una casilla que contiene los tableros de control, y una electrobomba de eje horizontal.

Este sistema eroga actualmente un caudal del orden de 45 m3/h, según información del Servicio del EPAS en Junín de los Andes.

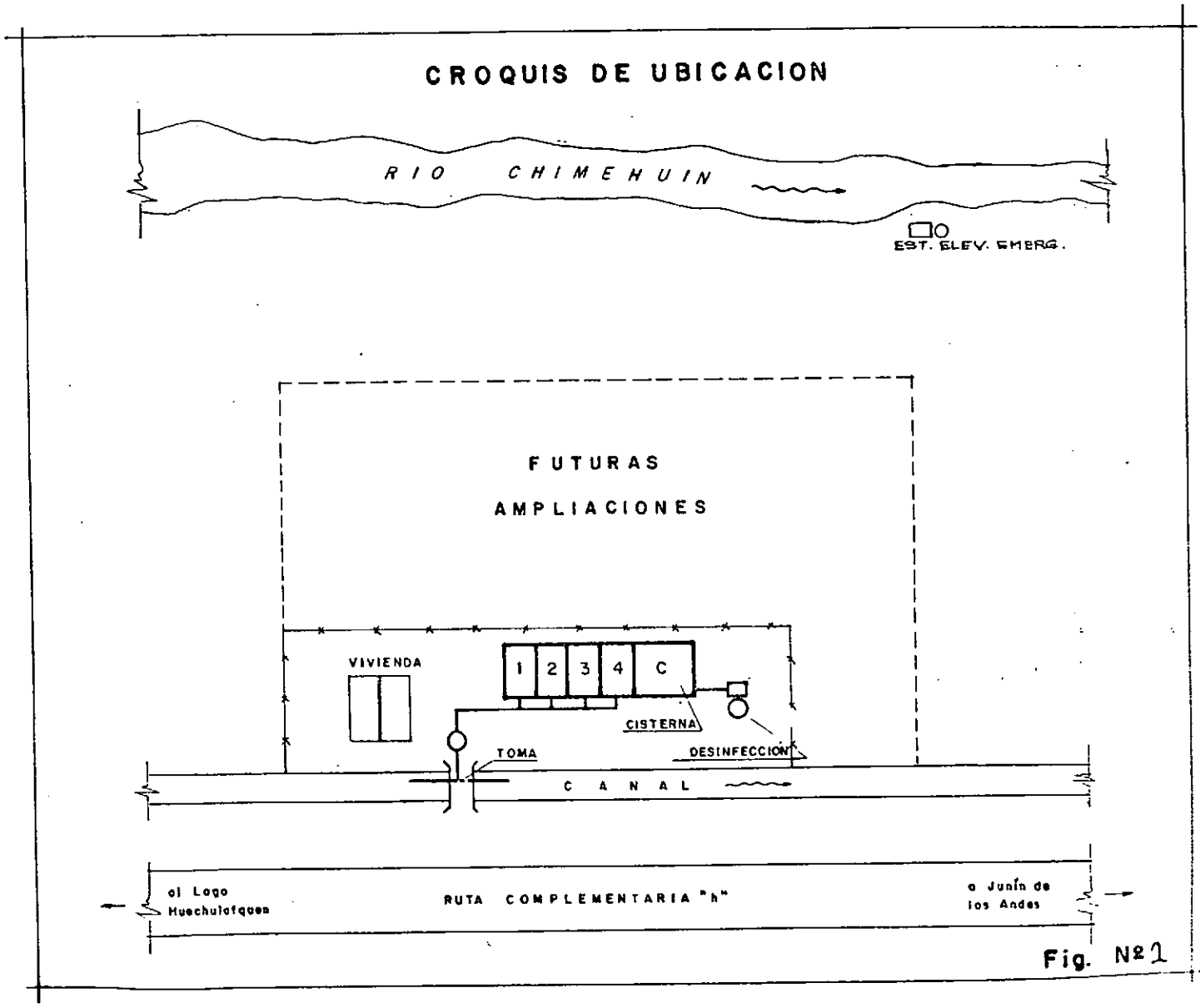


Fig. Nº1

1.3. Presa derivadora y canal de aducción

La presa derivadora se encuentra ubicada sobre la margen derecha del río Chimehuín, a la altura del Km 9 de la ruta Complementaria "h", aproximadamente 6,5 km aguas arriba de la posición de la Planta Potabilizadora.

El agua derivada en ese punto es conducida a gravedad por el Canal de aducción, recorriendo la traza indicada en la figura N°2.

Según aforos realizados por el Servicio de EPAS en Junín de los Andes en el sitio de la Central Hidroeléctrica, el caudal que escurre oscilaría en el orden de 1,5 m3/seg.

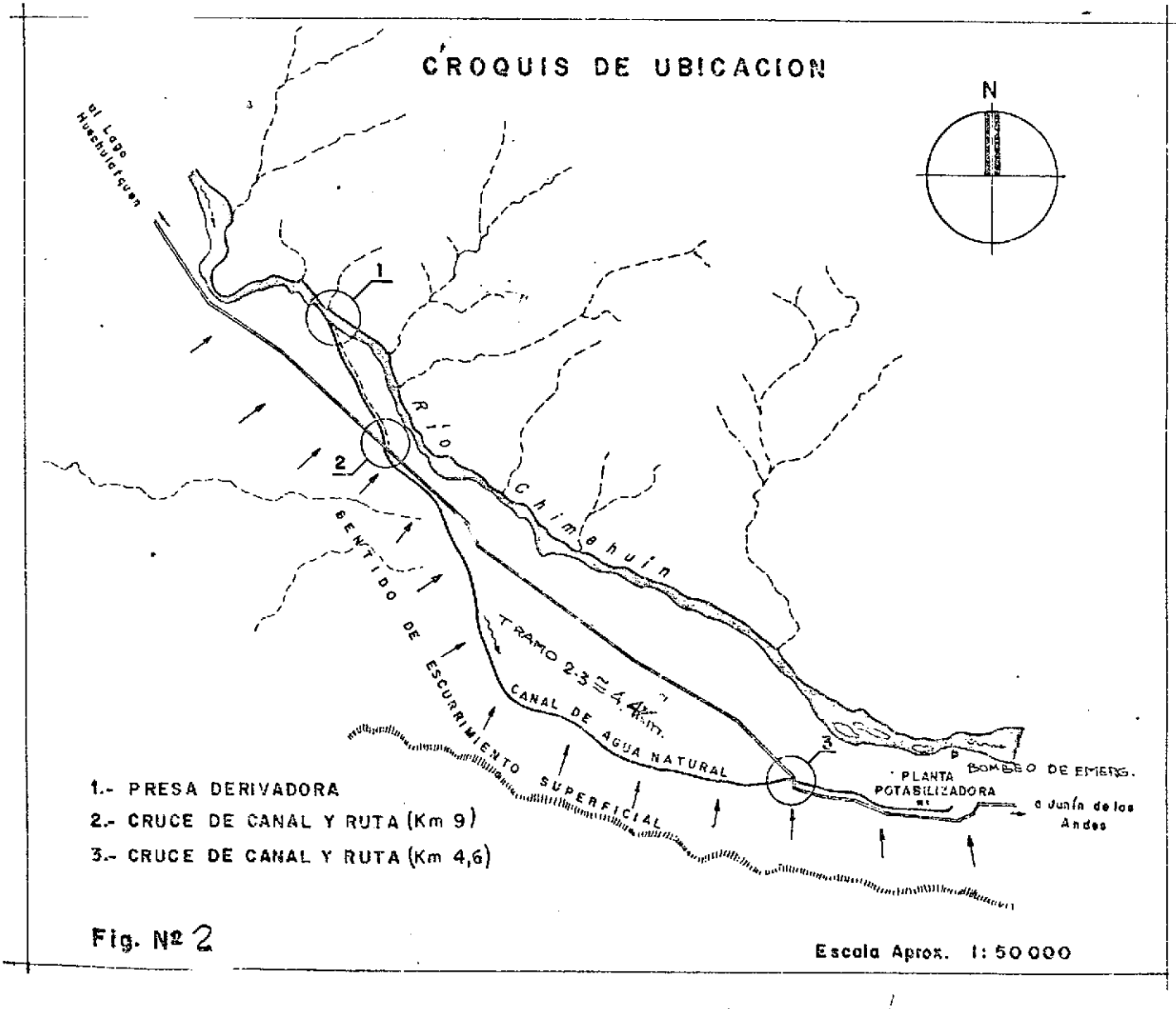


Fig. Nº 2

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA Dr. Manuel Belgrano

2. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

El río Chimehuín inicia su curso con la calidad que le cede el lago Huechulafquen. En su recorrido incrementa la concentración de sólidos suspendidos, igualmente su turbiedad (p/información cualicuantitativa ver Estudio de Fuentes - Tomo I - 4.1.2. Río Chimehuín).

Esta calidad que se mantiene en el agua transportada por el canal de aducción a partir de la presa derivadora, en el orden de 1,5 a 30 U.N.T. de turbiedad, es una condición normal de escurrimiento para la mayor parte de los días del año y puede ser removida en los filtros lentos de arena, en virtud de estar contemplada dentro de los límites permisibles para este tipo de tratamiento.

Sin embargo en algunos pocos días del año la turbiedad aumenta a valores no aconsejables para los filtros lentos. Ensucia rápidamente los mantos de arena, disminuyendo su capacidad de filtración y obligando a lavados frecuentes. El resultado, disminución considerable de la calidad y cantidad de producción.

Las razones que aparecen como factibles de ser consideradas como originadoras de la turbiedad en el río Chimehuín, y fundamentalmente en las aguas conducidas por el canal de aducción, son principalmente las siguientes:

- La influencia del escurrimiento superficial, especialmente cuando ocurren precipitaciones de gran intensidad y corta duración (ver Estudio de Fuentes en Junín de los Andes - Tomo I - 4.1.2. - Análisis Hidrológico del Colapso del Canal).

. También es válida la posibilidad de la contaminación bacteriológica. Esta tiene una relación directa con el fácil acceso que grupos humanos y animales tienen a las aguas del canal.

. Igualmente se ha observado la existencia de algas filamentosas, que de no controlarse su proliferación, puede ocasionar taponamientos en la entrada a la Cámara de Carga y en forma especial, la reducción de la carrera de los filtros.

3. VERIFICACION DEL SISTEMA DE PRODUCCION Y ADUCCION DE AGUA

3.1. Verificación del sistema de filtros lentos descendentes

Número de filtros: 4 unidades

Superficie filtrante total: $4 \times 100\ m^2/u = 400\ m^2$

Se adopta una velocidad máxima para filtros lentos.

Velocidad: $5{,}2\ m^3/m^2$ día

. Actualmente trabajan los cuatro simultáneamente sin unidad de reserva.

. Para la verificación se considera que trabajarán tres y uno estará de reserva (33%).

$$Q\ \text{máx. diario} = 3 \times 100\ m^2 \times 5{,}2\ m^3/m^2\ \text{día} = 64{,}8\ \frac{m^3}{h} = 18\ \text{lts/seg.}$$

Este es el caudal que la planta está en condiciones de producir respetando el funcionamiento máximo recomendado para filtros lentos de arena.

3.2. Verificación del bombeo de emergencia

Se aforó el caudal de bombeo por el método volumétrico y se estableció que el sistema eleva hasta el nivel de la cisterna de la planta, un caudal que puede oscilar entre 36 $\frac{m3}{h}$ a 45 $\frac{m3}{h}$. Con algún ajuste en la captación del subálveo podrá obtenerse para estas condiciones unos 10 $\frac{m3}{h}$ adicionales.

3.3. Producción del sistema

El trabajo en simultáneo de los filtros lentos y el bombeo del subálveo, según lo señalado en 3.1 y 3.2, da lugar a una producción máxima del sistema de:

$$QT = QF + QB = 64,8 \frac{m3}{h} + 45 \frac{m3}{h}$$

$$QT \cong 110 \frac{m3}{h}$$

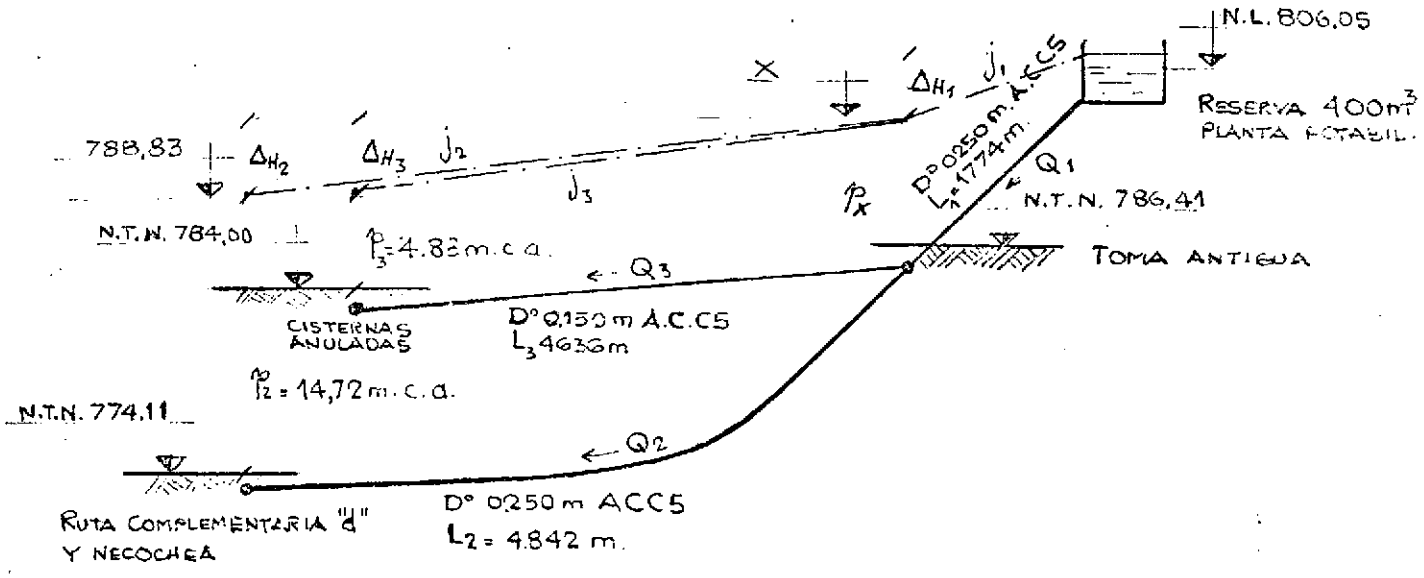
3.4. Verificación hidráulica de la aducción existente

Actualmente la red es alimentada desde la cisterna de la planta potabilizadora, con una cañería de D° 0,250 m de A°.C°.C5 y longitud 6.616 m hasta el punto ubicado en la ruta complementaria "d" y calle Necochea. Existe también una cañería de D° 0,150 m de A°.C°.C5 que nace del caño de D° 0,250 mencionado en la toma antigua y llega hasta el extremo noroeste del Barrio de los Primeros Pobladores como refuerzo de la red, con una longitud de 4.636 m.

No se dispone del valor real de las presiones en los extremos de la aducción, ni se conocen los caudales que conducen. Nos encontramos con un pro

blema hidráulico con cañerías de características múltiple. Se conoce el nivel actual de funcionamiento de la cisterna (cota 806,05) referida a Vialidad Provincial. Se estima el valor mínimo de la presión en el extremo más desfavorable de la cañería de Dº 0,150 en 4,83 m.c.a. = 0,5 kg/cm2 (corresponde a la cota 788,83). Para simplificar, se supone que la cañería de Dº 0,250 m tendrá en su extremo la misma cota piezométrica 788,83, que traducido a presión, será: 788,83 - 774,11 = 14,72 m.c.a. o bien 1,5 kg/cm2. Presión en el extremo de la cañería de Dº 0,250 m según proyecto del APA - 1982.

Perfil esquemático de funcionamiento



Se utilizará para la verificación hidráulica del sistema de cañerías de A.C. a presión en las condiciones planteadas, la expresión monomia del Profesor Scimeni:

$$Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot j^{0,56}$$

En base al esquema aludido se parte de la fórmula general transformada de la anterior:

$$H = 9{,}0766 \times 10^{-4} \frac{L}{D^{4{,}786}} \cdot Q^{1{,}786}$$

Para ΔH [m] ; L [m] ; D [m] ; Q $\left[\frac{m^3}{seg}\right]$ y j $\left[\frac{m}{m}\right]$

Para la resolución del problema se plantea el siguiente sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3$$

$$806{,}05 - X = 1.225{,}56 \cdot Q_1^{1{,}786}$$

$$X - 788{,}83 = 3.345{,}08 \cdot Q_2^{1{,}786}$$

$$X - 788{,}83 = 36.922{,}73 \cdot Q_3^{1{,}786}$$

El sistema resuelto analíticamente:

$$Q_3 = 0{,}01065 \frac{m^3}{seg} = \underline{38{,}34 \frac{m^3}{h}}$$

$$Q_2 = 0{,}04086 \frac{3}{seg} = \underline{147{,}10 \frac{m^3}{h}}$$

$$Q_1 = 0{,}05151 \frac{m^3}{seg} = \underline{185{,}44 \frac{m^3}{h}}$$

$$\underline{X = 799{,}92 \text{ m}}$$

$$\Delta H_1 = 806{,}05 - 799{,}92 = 6{,}13 \text{ m}$$

$$\Delta H_2 = 799{,}92 - 788{,}83 = 11{,}09 \text{ m}$$

$$\Delta H_3 = 799{,}92 - 788{,}83 = 11{,}09 \text{ m}$$

$$j_1 = \frac{\Delta H_1}{L_1} = \frac{6{,}13 \text{ m}}{1.774 \text{m}} = 0{,}00346 \frac{m}{m}$$

$$j_2 = \frac{\Delta H_2}{L_2} = \frac{11{,}09 \text{ m}}{4.842 \text{m}} = 0{,}00229 \frac{m}{m}$$

$$j_3 = \frac{\Delta H_3}{L_3} \quad \frac{11{,}09 \text{ m}}{4.636 \text{m}} = 0{,}00239 \frac{m}{m}$$

II. CARACTERIZACION DE LA DEMANDA

1. ESTUDIO DE LA POBLACION

1.1. Introducción

La estimación de la población actual y futura de la localidad de Junín de los Andes, tomará en cuenta la proyección demográfica efectuada por el C.F.I. en el año 1981 para el estudio de los Desagües Cloacales. El horizonte del proyecto previsto en esa oportunidad fue de 30 años (1981-2012).

El análisis de la población consideró en ese proyecto los índices tentativos sugeridos por el CO.PA.DE., como así también, la adopción de tasas de crecimiento que surgieron de la comparación de la evolución demográfica de la ciudad del Neuquén y de algunas localidades importantes de la Provincia.

Se reproduce textualmente el punto "2.2 Estudio de la población" del proyecto de los "Desagües Cloacales para la localidad de Junín de los Andes"- C.F.I. - Año 1981:

« 2.2. Estudio de la población »

2.2.1. Datos censales

Estudios realizados por la Dirección Provincial de Estadísticas, Censos y Documentación, indican proyecciones de la población para el período 1970-2000, utilizando tasas tentativas: (Fuente COPADE - mayo 1979).

Baja = 39,2343 ‰

Media= 55,0865 ‰

Media Alta = 73,5146 ‰

Alta = 126,2229 ‰

La localidad de Junín de los Andes presenta en el período censal 1960-1970 un crecimiento del 125,85 ‰ y en el período 1970-1980 arroja una tasa intercensal del 38,44 ‰.

Las tasas reales verificadas en los períodos mencionados, por su disparidad, no pueden tomarse como una base razonable para el cálculo futuro de la población, por lo tanto, será necesario considerar las tasas de crecimiento de toda la provincia y de algunas localidades de características similares para las previsiones futuras.

2.2.2. Población actual

La población actual según censo 1980, asciende a:

Po = 5.643 habitantes.

2.2.3. Población futura

El estudio de la proyección de la población en el período de diseño 1982-2012 se realizará, utilizando una proyección geométrica, representada por la expresión:

$$P_f = Po\ (1 + i)^n$$

Siendo P_f : Población futura

Po : Población inicial

i : Tasa de crecimiento

n : número de años del período considerado.

La determinación de las tasas de crecimiento a aplicar, surgirán de la comparación con la evolución demográfica de la provincia y de algunas localidades importantes del Neuquén.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUADRO N°1

EVOLUCION DE LA POBLACION DE LA PROVINCIA Y DE LA LOCALIDAD JUNIN DE LOS ANDES

JURISDICCION	POBLACION (Habitantes)					TASAS (‰)			
	CENSOS NACIONALES					CENSOS NACIONALES			
	1914	1947	1960	1970	1980	1914 1947	1947 1960	1960 1970	1970 1980
PROV.	28.866	86.836	109.890	154.570	241.904	33.94	18.28	34.71	45.81
LOCAL.	-	-	1.183	3.870	5.643	-	-	125.83	38.44

CUADRO N°2

EVOLUCION DE LA POBLACION PARA ALGUNAS LOCALIDADES DE LA PROVINCIA

LOCALIDAD	CENSOS NACIONALES					OBSERVACIONES
	POBLACION (Hab.)			TASAS (‰)		
	1960	1970	1980	1960 1970	1970 1980	
NEUQUEN (Cap.)	16.738	43.070	91.892	99.12	80.02	Incremento de población con tasa decreciente.
CUTRALCO	11.292	19.404	26.177	55.63	30.39	Incremento de población con tasa decreciente
ZAPALA	7.497	11.385	18.356	42.66	48.92	Incremento de población con tasa creciente (*)
JUNIN DE LOS ANDES	4.567	5.960	10.164	26.98	54.83	Incremento de población con tasa creciente (*)

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Los datos censales indicados en el cuadro Nº 1 señalan una elevada tasa decreciente, producida en el período 1970-1980 para Junín de los Andes.

No obstante estos resultados, y considerando la influencia que ejercerán sobre la localidad la cercanía de San Martín de los Andes y la rápida comunicación con Zapala ambas con tasa creciente en la evolución de sus respectivas poblaciones (Cuadro Nº 2) podemos adoptar las siguientes tasas futuras:

CUADRO Nº 3

TASAS DE CRECIMIENTO PARA JUNIN DE LOS ANDES ADOPTADAS PARA EL PERIODO DE DISEÑO

A 30 AÑOS: 1982 - 2012

PERIODO	TASA ADOPTADA (%o)	POBLACION (habitantes)
1970-1980	38.44	5.643
1980-1990	38	8.193
1990-2000	33	11.336
2000-2010	28	14.941
2010-2012	25	15.696

La proyección de la población hasta el año 2012, fin del período de diseño, dá como resultado: P2012 = 15.696 habitantes (ver Cuadro Nº 4 y gráfico Nº 1).

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUADRO Nº 4

PROYECCION DE LA POBLACION

AÑO	TASA ANUAL (%o)	POBLACION (Hab.)	OBSERVACIONES
1970		3.870	
	38.44		
71		4.019	
	38.44		
72		4.173	
	38.44		
73		4.334	
	38.44		
74		4.500	
	38.44		
1975		4.673	
	38.44		
76		4.853	
	38.44		
77		5.039	
	38.44		
78		5.233	
	38.44		
79		5.434	
	38.44		
1980		5.643	
	38.00		
81		5.857	
	38.00		
82		6.080	
	38.00		
83		6.311	
	38.00		
84		6.550	
	38.00		
1985		6.799	
	38.00		
86		7.058	
	38.00		
87		7.326	
	38.00		
88		7.604	
	38.00		
89		7.893	
	38.00		
1990		8.193	

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUADRO Nº 4 (CONTINUACION)

AÑO	TASA ANUAL (%o)	POBLACION (Hab.)	OBSERVACIONES
91	33.00	8.464	
92	33.00	8.743	
93	33.00	9.032	
94	33.00	9.330	
1995	33.00	9.637	
96	33.00	9.955	
97	33.00	10.284	
98	33.00	10.623	
99	33.00	10.974	
2000	33.00	11.336	
01	28.00	11.653	
02	28.00	11.980	
03	28.00	12.315	
04	28.00	12.660	
2005	28.00	13.015	
06	28.00	13.379	
07	28.00	13.754	
08	28.00	14.139	
09	28.00	14.535	
2010	28.00	14.911	
11	25.00	15.314	
12	25.00	15.696	

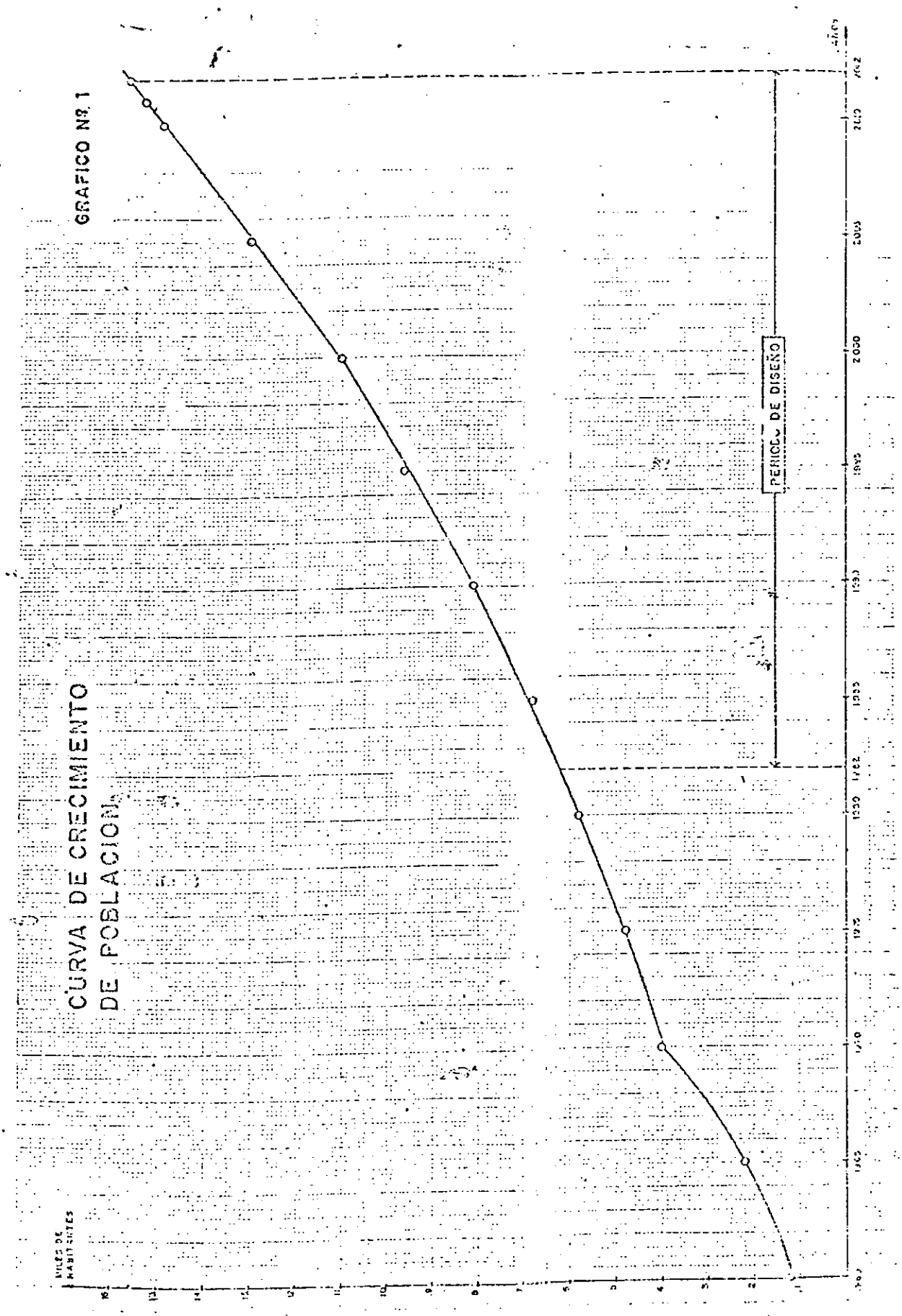


GRAFICO Nº 1
CURVA DE CRECIMIENTO
DE POBLACION
PERIODO DE DISEÑO
MILES DE HABITANTES
AÑOS

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Población de las zonas no urbanizadas en la actualidad

El valor calculado de la población futura incluye la población de la zona considerada en el proyecto de la red de colectoras, y la correspondiente a las zonas no urbanizadas, que se han destinado a la futura expansión y desarrollo de la localidad, de acuerdo a los lineamientos preliminares de zonificación en estudio por el Departamento de Desarrollo urbano del M.O.P.

La población de la zona no urbanizada se ha estimado en un 20% de la población total.

CUADRO Nº 5

DISTRIBUCION DE LA POBLACION FUTURA

DENOMINACION	POBLACION (Habitantes)
Zona red proyectada	12.648
Zona no urbanizada	3.048
Población estimada Cuartel y Hotel	1.500
Total población considerada	17.196

—— o ——

1.2. Determinación de la población actual.

El análisis objetivo del nuevo estudio de la población de Junín de los Andes somete a la proyección demográfica de esa localidad, efectuada en 1981, al contraste con el número de habitantes de la planta urbana, censados en 1986 por la organización "Cruzada Patagónica":

(1) Fuente Cruzada Patagónica (1986) en 1.130 viv. urbanas	: 5.369 hab.
(2) Fuente CFI (1981)-Proyecc. p/año 1986 (80%)	: 5.646 hab.

El resultado de la comparación señala que hasta el año 1986, las tasas adoptadas en la proyección de 1981, acompañan con un cierto margen por exceso a las realmente ocurridas.

Por lo tanto, podemos esperar que los habitantes estimados para 1990 se alinearán en esa tendencia con los valores reales de población que arroje el Censo Nacional correspondiente al fin de decenio.

En consecuencia se adopta como "población actual", la correspondiente del año 1990 según se observa en el cuadro N°4 Proyección de la Población del estudio de los Desagües Cloacales - año 1981. De acuerdo con el EPAS, a la población señalada, se la afecta con un 10% de incremento que incluye la población del cuartel, la de las industrias radicadas y por radicarse y la población flotante, que existe en toda época del año.

. Población 1990 (según proyección 1981)	8.193 hab.
. Adicional población estimada: cuartel, industrial y población flotante (10%)	819 hab.
Total población 1990	9.012 hab.

La tasa de crecimiento adoptada en el período (1980-1990);

i = 0,038.

1.3. Determinación de la población futura.

Como probablemente transcurrirán algunos años antes de que se encuentre en funcionamiento el nuevo sistema de agua potable, consideramos como población de arranque la del año 1992 (P_0).

. **En el año "0" (1992)**

La población del año 1992 será: Para i = 0,033:

. Población 1992 (según proyección 1981)	8.743 hab.
. Adicional población estimada cuartel, industrial y flotantes (10%)	874 hab.
Total población 1992	9.617 hab.

P_0 = 9.617 habitantes

. **A los "10" años (2002)**, según tasas adoptadas en la proyección 1981 para el período 1992-2012:

. Población 2002	11.980 hab.
. Adicional población, cuartel, industrial y flotante (10%)	1.198 hab.
Total población 2002	13.178 hab.

P_{10} = 13.178 habitantes

. **A los "20" años (2012)**, considerando los índices de crecimiento de la proyección 1981 para el período 2002-2012:

. Población 2012	15.696 hab.
. Adicional población: cuartel, industrial y flotante (10%)	1.570 hab.
Total población 2012	17.266 hab.

P_{20} = 17.266 habitantes.

Recomendaciones:

A la fecha del presente informe el INDEC no ha realizado en el País el Censo de Población y Vivienda correspondiente al fin del Decenio 1980-1990. Informaciones oficiales señalan que el Censo citado se implementaría en el curso del año 1991, por lo tanto se recomienda que en el momento en que se dispongan los resultados finales del Censo, se ajusten los valores de la tasa de crecimiento y de la población de Junín de los Andes del año 1990 con los datos realmente producidos y se verifique la población futura con una nueva proyección.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA Dr. Manuel Belgrano

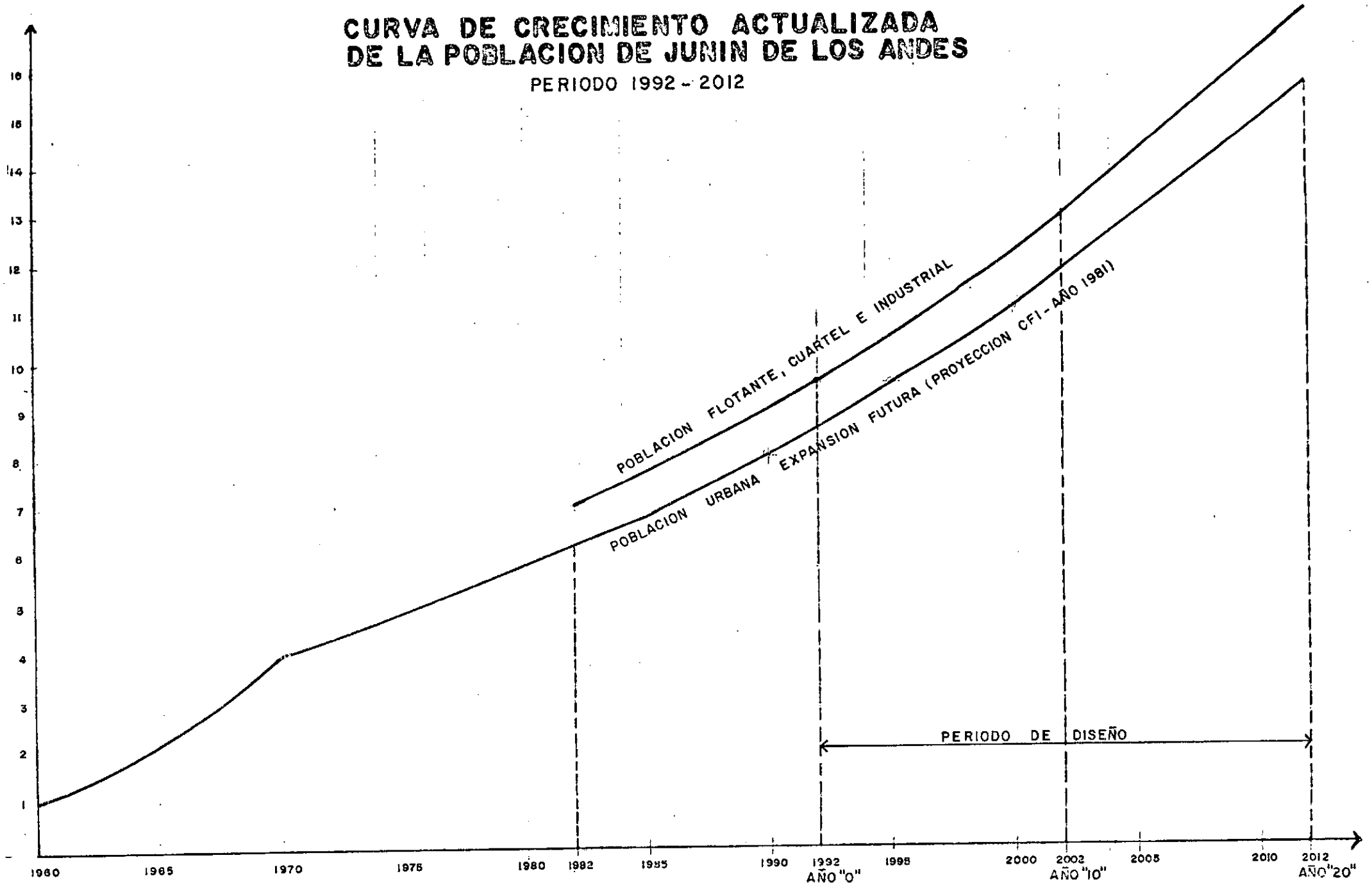
PROYECCION DE LA POBLACION

Período 1992-2012

AÑO	TASA ANUAL (°/oo)	POBLACION (Hab.)	10% ADICIONAL POBLACION, CUARTEL, INDUSTRIAL Y FLOTANTE (Hab.)
1990	33.00	8.193	
91	33.00	8.464	
1992	33.00	8.743	874
93	33.00	9.032	
94	33.00	9.330	
95	33.00	9.637	
96	33.00	9.955	
97	33.00	10.284	
98	33.00	10.623	
99	33.00	10.974	
2000	28.00	11.336	
01	28.00	11.653	
2002	28.00	11.980	1.198
03	28.00	12.315	
04	28.00	12.660	
05	28.00	13.015	
06	28.00	13.379	
07	28.00	13.754	
08	28.00	14.139	
09	28.00	14.535	
2010	25.00	14.941	
11	25.00	15.314	
2012		15.696	1.570

CURVA DE CRECIMIENTO ACTUALIZADA DE LA POBLACION DE JUNIN DE LOS ANDES

PERIODO 1992 - 2012



2. ESTIMACION DE LA DOTACION ACTUAL Y FUTURA

En el servicio existente de provisión de agua, hay indicios de pérdidas en la red y consumo debido al riego de huertas y jardines. Estas razones hacen presumir una baja dotación doméstica, y menos aún si incluimos el consumo industrial.

Además si se considera que la localidad tiene un servicio reducido de cloacas con depuración parcial de sus efluentes y, que cuenta con un proyecto de ampliación de la Red de Colectoras, que incluye toda la planta urbana actual y futuras expansiones, se pueden adoptar las siguientes dotaciones actuales y futuras:

$$\delta m \text{ "0"} = 250 \frac{lt}{hab.día}$$

$$\delta m \text{ "10"} = 275 \frac{lt}{hab.día}$$

$$\delta m \text{ "20"} = 300 \frac{lt}{hab.día}$$

Hasta que se disponga de la opinión provincial respecto del estudio de la población, como así también de la planificación que se prevea en la localidad con relación al consumo para riego, uso industrial, pérdidas en la red e implantación del servicio medido si la obra se financia a través del COFAP y S. -BID, se ha decidido simplificar en la Identificación de los Proyectos de provisión de agua. Se adopta una dotación media que contemple solamente la realidad del riego y el uso sanitario en las industrias, ya que la necesidad de agua para el proceso industrial puede satisfacerse con agua subterránea. En cuanto a las pérdidas en la red existente, se sugiere un plan de detección y reparación en el momento del reacondicionamiento y ampliación de la misma, por lo tanto, no se la incluye en la dotación de agua potable.

3. DETERMINACION DE CAUDALES

3.1. Caudal medio diario

El volumen diario será:

$$V_0 = P_{1992} \cdot \delta m = 9.617 \text{ hab.} \cdot 0{,}250 \frac{m3}{hab.día} = 2.404 \frac{m3}{día}$$

El caudal medio diario en el año cero (1992)

$Q_0 = 100{,}17 \ m^3/h = 27{,}82$ lts/seg.

A los 10 años (2002):

$V_{10} = 13.178$ hab. x $0{,}275 \ m^3/hab.día = 3.624 \ m^3/día$

$$Q_{10} = 151{,}0 \frac{m3}{h} = 41{,}94 \text{ lts/seg.}$$

A los 20 años (2012):

$V_{20} = 17.266$ hab x $0{,}300 \ m^3/hab/día = 5.180 \ m^3/día$

$Q_{20} = 215{,}83 \ m^3 = 59{,}95$ lts/seg.

3.2. Coeficientes de consumo

Se adopta para Q máx. diario: $\alpha' = 1{,}2$

Se adopta para Q máx. horario: $\alpha'' = 1{,}5$

3.3. Caudal máximo diario

(1992) Al 1er. año Q_0 maxd $= 100{,}17 \frac{m3}{h} \times 1{,}2 = 120{,}20 \frac{m3}{h}$

(2002) A los 10 años Q_{10} maxd $= 151{,}0 \ m^3 \times 1{,}2 = 181{,}2 \frac{m3}{h}$

(2012) A los 20 años Q_{20} maxd = 215,83 $\frac{m^3}{h}$ x 1,2 = 259,0 $\frac{m^3}{h}$

3.4. Caudal máximo horario

Al primer año: Q_0 maxh = 120,20 $\frac{m^3}{h}$ x 1,5 = 180,3 $\frac{m^3}{h}$

A los 10 años: Q_{10} maxh = 181,2 $\frac{m^3}{h}$ x 1,5 = 271,8 $\frac{m^3}{h}$

A los 20 años: Q_{20} maxh = 259,0 $\frac{m^3}{h}$ x 1,5 = 388,5 $\frac{m^3}{h}$

3.5. Incremento de caudal por consumo interno y por el régimen de trabajo del establecimiento.

1.- Incremento de caudal por consumo interno.

Se adopta el 5% del Q máximo diario:

$I_1 = 1,05$

2.- Incremento de caudal por régimen de trabajo.

Se adopta la relación 24 hs. de prestación del servicio respecto a 24 hs. de funcionamiento del establecimiento.

$I_2 = \frac{24 \text{ hs}}{24 \text{ hs}} = 1$

3.- Incremento total.

$I = I_1 \cdot I_2 = 1.05$

3.6. Caudales de diseño

1.- Caudal máximo diario (q máx.d.)

. **Inicial (1992)**

$$Q_0 \text{ máx.d.} = 120{,}2 \frac{m^3}{h} \times 1{,}05 = 126.21 \frac{m^3}{h} = 35.06 \frac{lt}{seg.}$$

. **A los 10 años (2002)**

$$Q_{10} \text{ máx.d.} = 181{,}2 \frac{m^3}{h} \times 1.05 = 190{,}26 \frac{m^3}{h} = 52.85 \frac{lt}{seg.}$$

. **A los 20 años (2012)**

$$Q_{20} \text{ máx.d.} = 259 \frac{m^3}{h} \times 1.05 = 271.95 \frac{m^3}{h} = 75.54 \frac{lt}{seg.}$$

III. PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

1. FUENTE SUPERFICIAL

Introducción

Se han planteado dos alternativas de proyecto que involucran únicamente esta fuente. Las propuestas técnicas identificadas sólo difieren en el tipo de conducción elegido para transportar el agua natural del rio Chimehuín desde la Presa Derivadora hasta la Planta de Tratamiento. Las alternativas son "Acueducto Gravitacional" y "Canal Protegido".

Estas, presentan la ventaja de ser sistemas de conducción que utilizan el desnivel topográfico favorable para el escurrimiento por gravedad. En estos casos los costos de energía no existen, como así también los correspondientes de operación y mantenimiento son mínimos.

La fundamental diferencia entre ambas alternativas radica en el destino que se da a la actual obra de aducción, el "Canal", el que está relacionado con dos formas de suministrar mayor seguridad al sistema, ante la probabilidad cierta de colapso que sufre aquél. En un caso se prevé una protección de la infraestructura común que conforman en ciertos tramos la Ruta Complementaria "h" y el Canal. En el otro, se propone reemplazar directamente el canal abierto en terreno natural por un conducto cerrado.

Teniendo en cuenta la manifestación del problema aluvional y el deficitario conocimiento estadístico que se posee de la carga de sólidos arrastrada por el río o canal y la recurrencia de situaciones incompatibles con el normal funcionamiento de los filtros lentos, los proyectos identificados intentan atenuar el problema mejorando la calidad de ingreso a los "Filtros Lentos" mediante "Sedimentación Simple".

1.1. Alternativa: Acueducto gravitacional

1.1.1. Obra de captación

Para determinar el lugar óptimo de captación se han evaluado distintos sitios sobre el río Chimehuín, el único más cercano a la Planta Potabilizadora, que no sugiere estaciones elevadoras y conductos de impulsión y que permite aprovechar el desnivel topográfico favorable para definir la traza de un conducto gravitacional hasta la Planta, es el lugar donde está ubicada la presa Derivadora de agua cruda a la ex-Central Hidroeléctrica.

Allí se prevé captar el agua superficial del Río Chimehuín en el mismo sitio de la obra de toma por canal en la presa de derivación. Esta obra está localizada sobre la margen derecha del río a la altura del km 9 de la ruta complementaria "h".

La variante propone utilizar la infraestructura existente, en función de lograr una menor inversión en el costo de la obra. Solamente se construirá una "Cámara de Toma", donde el agua del canal es captada mediante una abertura con compuerta, totalmente sumergida.

El nivel de pelo de agua en el recinto será el mismo que en el canal y corresponderá a la línea de carga estática en el acueducto.

Los niveles del pelo de agua del canal serán uniformes, cualquier variación será absorbida por la regulación de las compuertas de entrada de la presa, para distintos niveles del río Chimehuín.

Cálculo Hidráulico Cámara de Toma

$Q_{máx}$ D (2012) = 272 $\frac{m^3}{h}$

Se adopta una permanencia similar a la de una cámara de carga:

P = 40 segundos

El volumen será:

$V = Q_{máx}\ D \times P = 272\ \frac{m^3}{h} \times 40\ seg = 3{,}02\ m^3$

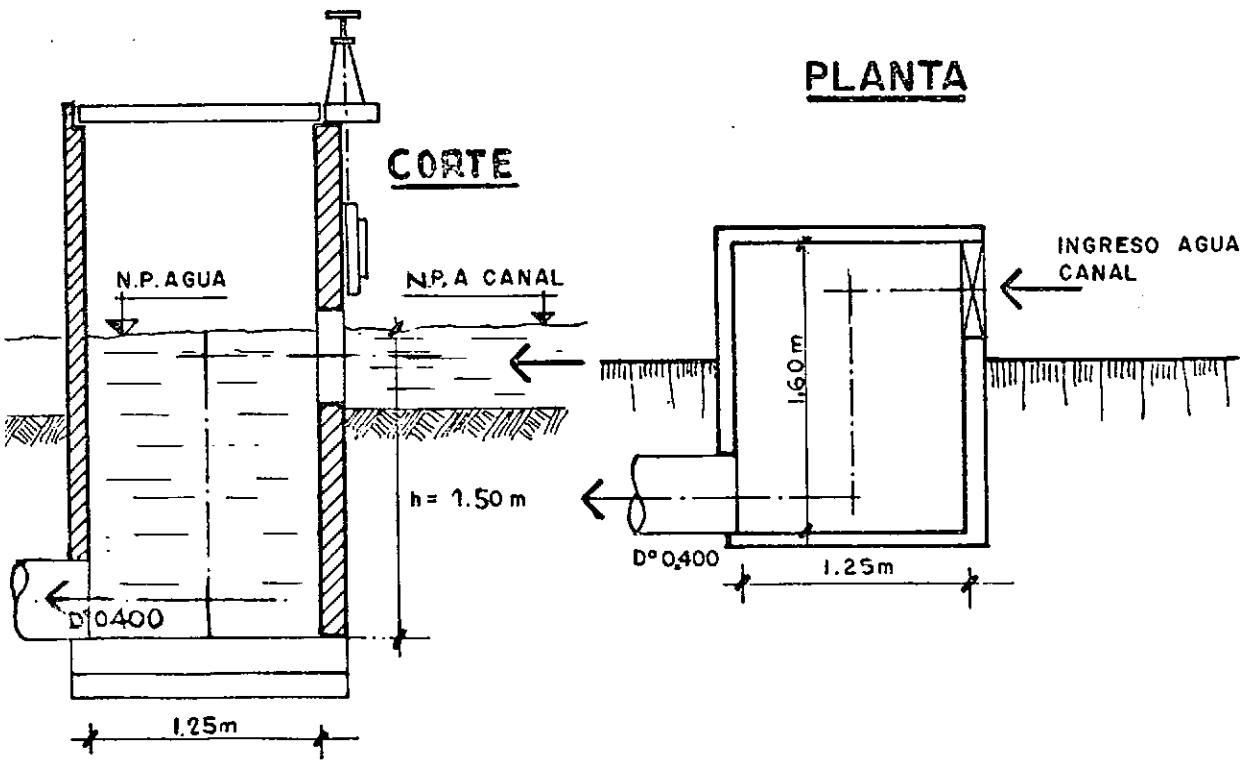
Se adopta un tirante h = 1,50 m y la superficie rectangular será:

$S = \frac{V}{h} = \frac{3{,}02\ m^3}{1{,}50\ m} = 2\ m^2 = L \times l$:

si L = 1,60 m; l= 1,25 m

El volumen hidráulico final es:

$V = 1{,}50\ m \times 1{,}25\ m \times 1{,}60\ m = 3{,}00\ m^3$



1.1.2. Obra de conducción de agua natural

La traza del acueducto gravitacional desde su nacimiento (ver Esquema preliminar de la alternativa) toma por el lado derecho de la "huella" paralela al canal, hasta interceptar la ruta complementaria h en el km 9, tramo 1-2 = 1.100 m. Sigue hacia la planta potabilizadora, utilizando la banquina izquierda de la Ruta Complemntaria "h", con pendiente descendente hasta la altura del km 4,8, lugar en que la ruta invierte la pendiente descendente, tramo 2-3 = 4.200 m.

En las proximidades de este punto, el canal, que había tomado otra traza siguiendo las líneas de nivel que definen terrazas favorables para el escurrimiento a gravedad; vuelve a cruzar la ruta y sigue paralelo a ella de su lado izquierdo. Los niveles del canal en este tramo 3 - PT = 1.500 m, están muy por debajo de la ruta complementaria h, en el orden de 10 metros.

En estas condiciones la traza del acueducto abandona la banquina izquierda de la ruta, que tiene ya pendiente ascendente, y se ubica sobre el terraplén izquierdo del canal, que mantiene su pendiente descendente.

El acueducto se ha proyectado para consumos máximos diarios de una población futura a 20 años (2012) y se ha verificado para cuadales mayores (2022).

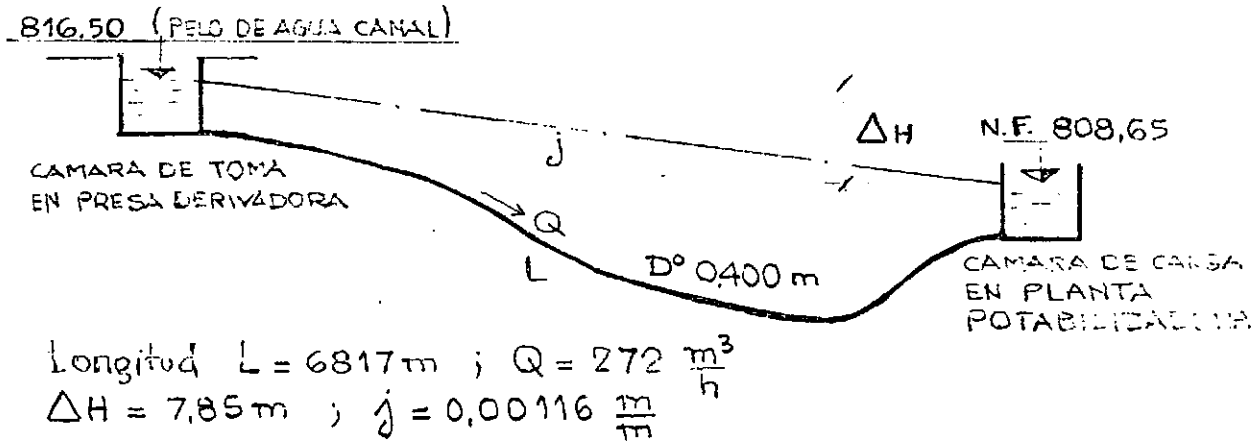
El material será de A.C. Clase 3, de un diámetro D= 0,400 m para una longitud aproximada L = 6.810 m.

Tendrá escurrimiento a sección llena, con presiones del orden de 10,5 m.c.a.$\sim$ 1 kg/cm2 en el lugar más desfavorable y en el momento de la

estática. No se prevé estación de bombeo en virtud del desnivel topográfico favorable. Por la misma razón, al ser la pendiente del caño descendente y uniforme, no son necesarias las válvulas de aire, excepto una cámara de desagüe en un punto bajo, al menos en esta etapa de identificación del proyecto.

La descarga del acueducto se realizará directamente en la cámara de carga de la planta potabilizadora.

Cálculo Hidráulico Acueducto



Se debe llenar la cámara de carga a la cota de desborde 808,65, conociendo el j disponible y el caudal de cálculo, aplicamos la fórmula del Prof. Scimemi para el cálculo hidráulico de cañerías de asbesto cemento a presión: $Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot J^{0,56}$

J = 0,00116 m/m

Q = 272 m3/h

Obtenemos que el diámetro 0,350 m conduce un caudal de 248 m3/h, inferior al máximo diario del año 2012 (año "20"). Se considera un valor insuficiente, se adopta en consecuencia el diámetro 0,400 m de A.C.C.3, que tiene para la pérdida de carga señalada una capacidad máxima de:

Q = 354 m3/h

Este caudal cubre holgadamente el $Q_{máx.D}$ (2012); (354 m3/h - 272 m3/h = 82 m3/h), y hasta una población cercana al (2022).

1.1.3. Obra de potabilización

Introducción

La elección del tratamiento del agua superficial del río Chimehuín ha considerado fundamentalmente su aptitud cualicuantitativa.

Igualmente ha intentado mantener la coherencia de criterios expresada en las alternativas de aducción, cuando se refieren a la economía en los gastos de explotación. Estos están formados por tres rubros principales, personal, productos químicos y energía.

Además ha dado todo el peso que se merece a la sencillez y seguridad del tratamiento, premisa de primera prioridad, como ha ocurrido en la generación del resto de las alternativas.

La solución propuesta, común para las alternativas de aducción de agua natural, elaborada con el alcance de Identificación de Proyecto y costos por item globales es el tratamiento por "Sedimentación Simple y filtración lenta".

Esta se correlaciona con la continuidad de la potabilización existente. Se amplía y se remodela la planta actual hasta el fin del período de diseño (año 2012).

La razón de la proposición de la Sedimentación Simple, obedece exclusivamente al hecho de salvar lo objetable de la calidad del agua del río Chimehuín , referido al parámetro turbiedad, cuyos valores superan lo admitido por los Filtros Lentos en una cierta recurrencia que suele verificarse anualmente (ver punto I.2.), cuando se producen las avenidas aluvionales de las subcuencas de las márgenes del río Chimehuín en épocas de lluvias importantes.

Se señala a tal efecto que la alternativa prevé en el caso de tratarse de aguas claras durante todo el año o una gran parte de él, se prescinda de la sedimentación. Esta se utilizará solamente cuando sea necesario por activación de un mecanismo By-Pass.

Las razones aludidas más arriba, fundamentalmente la sencillez de operación y la seguridad en el servicio conjugadas con la aptitud del agua, han sugerido desestimar la consideración de una planta basada en coagulación y filtros rápidos.

1.1.3.1. Memoria Técnica-Descriptiva

1. Cámara de Carga

Es la primera unidad en la Planta de Tratamiento. Tiene como función principal fijar la carga hidráulica necesaria para que el agua natural pueda cumplir por gravedad el circuito de potabilización.

Su cálculo se efectúa para una permanencia del agua en la cámara de 30 segundos.

2. Aforador Parshall

La necesidad de conocer en todo momento el caudal instantáneo que ingresa a la planta con seguridad y precisión, ha dado lugar a la selección del aforador a resalto Parshall. Del Tratado de Hidráulica de Dominguez, se adopta la fórmula general reducida al sistema métrico decimal.

$$Q = 0{,}372\ W\ (3{,}281\ Ha)^{1{,}57}\ W^{0{,}026}$$

Para un ancho de garganta W = 1 pie se determinan las características prácticas en función de los caudales mínimos y máximos calculados.

3. Sedimentación simple

Esta unidad de pretratamiento de sección rectangular, se prevé para ser utilizada como sedimentador simple cuando la turbiedad del agua del río Chimehuín supere los valores máximos permitidos para filtros lentos. Esto se verifica para algunos pocos días del año, en estas condiciones, el agua que pasa de la Cámara de Carga al aforador Parshall y luego directamente a los filtros lentos, ingresará en estos casos, primero al sedimentador simple. Tendrá una permanencia de 2 horas para el Qmáx diario del año 2012. El agua clarificada a valores normales seguirá su proceso en los Filtros Lentos.

Si se verifica la posibilidad de que la turbiedad del agua fuese coloidal, habría que considerar el agregado de coagulante.

Las dimensiones hidráulicas del sedimentador serán:

$$L = 20 \text{ m}, \quad l = 6{,}5\text{m} \quad y \quad h = 2\text{m}$$

4. Filtración lenta

El déficit de producción en el año "0" que tendrá la planta actual, seguirá incrementándose en el futuro, si se interpreta que el caudal máximo diario producido es del orden de 110 m3/h (ver punto I.3.1.) respecto del necesario en 1992 que será de 126,2 m3/h.

La demanda insatisfecha determinada para el año "0" permite presuponer su incremento en los años sucesivos. La alternativa prevé para absorberla según lo plantea el sistema de tratamiento propuesto, una ampliación de la planta actual de Filtros lentos, sin considerar la existencia del caudal aportado por el Bombeo de Emergencia, en virtud de que la alternativa parte de la premisa ideal de eliminar todos los costos de energía, operación y mantenimiento que provengan de equipos electromecánicos.

La ampliación consiste en incorporar en el año "0" tres (3) filtros lentos de mayor tamaño que los existentes.

La superficie filtrante a incorporar será:

$$S = 3 \times 225 \text{ m2} = 675 \text{ m2}$$

El nuevo conjunto, filtros existentes (4 unidades de S = 100 m3 cada una) y filtros nuevos, totalizarán siete (7) filtros lentos que tendrán entre el año "0" y el año "10" una superficie de filtración total variable según su funcionamiento:

1.- $S_1 = 4 \times 100 \text{ m}^2 + 2 \times 225 \text{ m}^2 = 850 \text{ m}^2$, o bien

2.- $S_2 = 3 \times 100 \text{ m}^2 + 3 \times 225 \text{ m}^2 = 975 \text{ m}^2$

Si se adopta una velocidad máxima de filtración de 0,2 m3/m2 hora se tendrá un caudal máximo diario producido de:

$$Q_1\text{máx D} = 850 \text{ m}^2 \times 0{,}2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2.\text{h}} = 170 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 47{,}2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

$$Q_2\text{máx D} = 975 \text{ m}^2 \times 0{,}2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2.\text{ hora}} = 195 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 54{,}2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

El caudal obtenido cubre la necesidad de producción del período 1992-2002 con una reserva del 25% en el 1er. caso y del 11 % en el 2° caso.

Cumplido el año "10", o cuando la demanda lo señale, se adicionarán dos (2) filtros lentos más de superficie filtrante S = 225 m^2 cada uno, en total tendremos un conjunto de nueve (9) filtros lentos, con los cuales se podrá operar de la siguiente manera:

1.- $S_1 = 4 \times 100 \text{ m}^2 + 4 \times 225 \text{ m}^2 = 1.300 \text{ m}^2$

2.- $S_2 = 2 \times 100 \text{ m}^2 + 5 \times 225 \text{ m}^2 = 1.325 \text{ m}^2$

Los caudales máximos diarios obtenidos serán: para el fin del período, año "20" de:

$$Q_1 máx.\ D = 1.300\ m^2 \times 0,2\ \frac{m^3}{m^2.h} = 260\ \frac{m^3}{h} = 72,2\ \frac{lt}{seg}$$

$$Q_2 máx.\ D = 1.325\ m^2 \times 0,2\ \frac{m^3}{m^2.h} = 265\ \frac{m^3}{h} = 73,6\ \frac{lt}{seg}$$

Los caudales reales de diseño, se obtendrán aumentando ligeramente la velocidad de filtración en el último año.

La reserva en el primer caso será del 17 % y en el segundo caso del 15 %.

$$Q_2\ máx.\ D = 1.325\ m^2 \times 0,21\ \frac{m^3}{m^2.h} = 278,25\ \frac{m^3}{h}$$

5. Almacenamiento en la planta.

La reserva existente en la planta reacondicionada puede llegar a tener un volumen útil de 400 m^3.

Este volumen es insuficiente pues para caudales del año "0" (1992) ya no cumple con el tiempo de reserva mínimo:

Se necesitará, para una reserva mínima de 6 horas, en el año "0" un volumen de:

V diario = 2.404 m^3 y P = 6 hs

V cisterna año "0" = 600 m^3

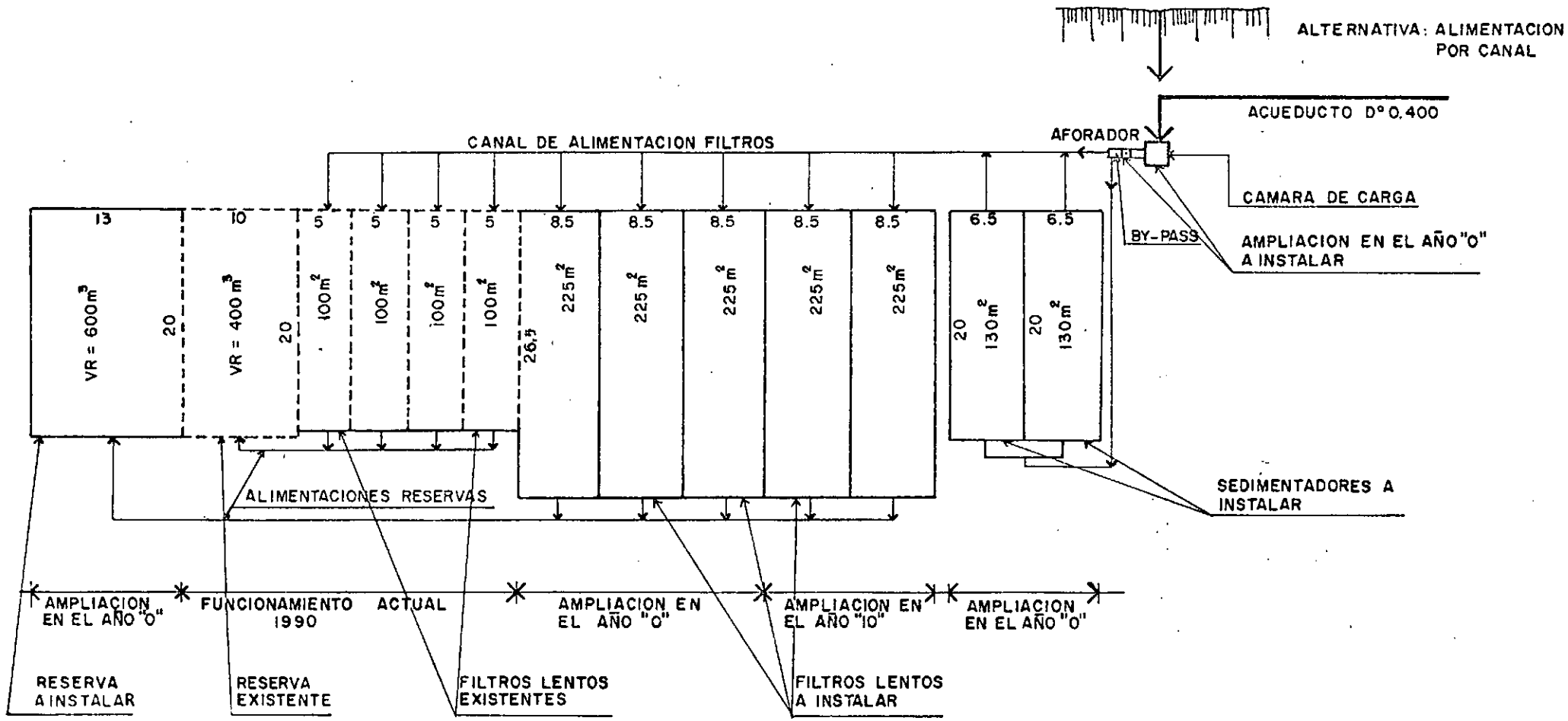
para el año "10"

V diario = 3.624 m^3 y P = 6 hs

V cisterna año "10" = 900 m^3

PROPUESTA DE AMPLIACION PLANTA POTABILIZADORA

Esc 1:500



REFERENCIAS

- - - - - OBRA EXISTENTE

——— OBRA A CONSTRUIR

para el año "20"

V diario = 5.180 m^3 y P = 6 hs

V cisterna año "20" = 1.300 m^3

Por otra parte, la variante prevé en la zona urbana una reserva importante de V = 1.500 m^3, la que cumplirá doble función, de reserva de seguridad y compensador para máximos consumos operando como Tanque de Cola (ver punto I.1.3.6.).

Por lo tanto se instalará en la planta una reserva adicional de 600 m3 que con la existente sumarán V = 1.000 m3. Esta reserva en la planta cubrirá la alimentación de la reserva en la zona urbana cuando se manifiesten mínimos consumos en la red y funcionará como tanque regulador-distribuidor cuando se verifiquen los consumos de los horarios "pico".

6. Cisterna en la zona urbana - Funcionamiento como Tanque de Cola - Reserva de Seguridad.

La alternativa, considera la implantación de una reserva enterrada de 1.500 m3 de capacidad en el año cero (1992) en el sector donde están ubicadas las cisternas fuera de servicio y a la cota de terreno 794,43 de Vialidad Provincial.

Se ha previsto que esta unidad de almacenamiento sea un "factor común" en las tres alternativas, desde el punto de vista de funcionamiento y de inversiones de obra.

Esta reserva funcionará normalmente como tanque de cola y excepcio-

nalmente como "regulador-distribuidor", ante una emergencia en las distintas formas de captación, producción y conducción, tanto del agua cruda como del agua tratada, de las alternativas estudiadas.

Como tanque de cola acumulará volúmenes de agua durante horarios de bajo consumo, principalmente de noche, y los entregará a la red compensando en los horarios de "pico" los consumos máximos producidos.

Ante una emergencia el agua acumulada tendrá el significado de reserva de seguridad. Bajo esta circunstancia conviene que el volumen sea el mayor posible desde el punto de vista técnico-económico. Esto surge de la comparación con Tanques elevados (18 a 21 m de altura) de igual capacidad.

La prioridad de la premisa "Seguridad en el Servicio" da gran preponderancia al tema en cuestión, en virtud de que utilizando los desniveles topográficos favorables, es factible proponer el funcionamiento de un tanque de cola, según el concepto indicado precedentemente.

En el año "0" (1992) se instalará el primer módulo con un volumen $V_R(0)$ = 1.500 m3. Se construirá con una muy reducida inversión inicial si se tiene en cuenta que no hay estructuras elevadas.

Igualmente se propone,desde el punto de vista de la seguridad, considerar la posibilidad de implementar un segundo módulo de igual capacidad en el año "10" (Segunda etapa de obras o cuando la demanda lo indique).

Reserva de Seguridad en emergencia:

El tiempo de reserva para este volumen, entregando en emergencia el "caudal medio del día de máximo consumo", en lugar del caudal pico será de: $T_{R1992} = \frac{V_R\ (1992)}{Q\ \text{máx. diario}} = \frac{1.500\ m^3}{120,2\ \frac{m^3}{h}} = 12$ hs 30 min.

En el año "10" (2002) el tiempo de reserva será:

$$T_R = \frac{1.500\ m^3}{181,2\ m^3/h} = 8 \text{ hs } 17 \text{ min.}$$

Este valor supera el mínimo establecido, no obstante, se propone a partir del 2002 ampliar el volumen de su reserva al doble de su valor inicial:

$$V_{R2002} = 3.000\ m^3$$

Esto se consigue con estructuras moduladas y preparadas para su acople en el período inicial. El tiempo de reserva en este caso será:

$$T_{R2002} = \frac{V_{R2002}}{Q_{máx.D.}} = \frac{3.000\ m^3}{181,2\ \frac{m^3}{h}} = 16 \text{ hs } 33 \text{ min.}$$

En el año 2012 (año 20 del proyecto) el tiempo de reserva:

$$T_{R2012} = \frac{3.000\ m^3}{259\ \frac{m^3}{h}} = 11 \text{ hs } 35 \text{ min.}$$

7. Sistema de alimentación a la reserva de 1.500 m3.

Se ha previsto que la alimentación del tanque de cola desde las reservas de la planta, se produzca fundamentalmente cuando la piezométrica de consumo tiende a la estática.

La alternativa propone desacoplar la cañería de D° 0,150 m de A.C.C.5 de la troncal de D° 0,250 m en el nudo ubicado en la Toma Primitiva o Antigua.

En estas condiciones, se utilizará la aducción existente de D° 0,250 m y longitud L = 6.616 m, funcionando sola a la que se le adicionará un tramo a construir en el año "0" del mismo diámetro y de largo aproximado a L = 805 m. La traza del nuevo tramo irá, desde el nudo existente en la ruta "d" y calle Necochea hasta la posición del tanque de cola. En total será una longitud L = 6.616 + 805 m = 7.421 m.

El cálculo hidráulico indica que esta conducción entregará al tanque un caudal de 38,30 lts./seg. = 127,33 m^3/h.

La alternativa prevé también reforzar el llenado de la cisterna de 1.500 m3 en forma continua desde la Planta Potabilizadora, acortando los tiempos de carga con el caudal que erogaría la vinculación directa de la cañería de D° 0,150 m (ya desacoplada del diámetro D° 0,250 m) de longitud L = 4.636 m (existente), y ampliada hasta las reservas de la planta con el tramo de D° 0,250 m y longitud L = 1.774 m (a instalar en el año "0"). Se extiende también, el otro extremo de la de D° 0,150 m, desde su acople a la red hasta la nueva posición del Tanque de Cola, o sea L = 20 m. La longitud total del tramo compuesto será:

$L_T = L_{0,250}$ (a instalar en año "0") + $L_{0,150}$ (existente) + $L_{0,150}$ (a instalar en año "0") =

L_T = 1.774 m + 4.636 m + 20 m = 6.430 m

Con esta modificación el aporte de esta línea compuesta aportaría en forma independiente de la aducción principal un volumen continuo por 24 horas de:

$$Q = 41{,}31 \ \frac{m^3}{h}$$

$$V = 41{,}31 \ \frac{m^3}{h} \times 24 \text{ hs} = 991 \ m^3$$

El caudal total que llegará desde las reservas de la planta a la cisterna de 1.500 m^3 en el momento de mínimo consumo (cuando la piezométrica de la cañería de D° 0,250 m tienda a la estática) será:

$$127{,}33 \ \frac{m^3}{h} + 41{,}31 \ \frac{m^3}{h} = 162{,}64 \ \frac{m^3}{h}$$

Se considera que este caudal llegará al tanque de cola a partir de las 23.00 hs y, en 8 horas se dispondría de un volumen de llenado de: 162,64 m3/h x 8 h = 1.300 m3 y, un volumen diario de:

$$V_{diario \ año \ "0"} = Q_{0,250} \times 8 \text{ hs.} + Q_{0,150} \times 24 \text{ hs} =$$

$$= 127{,}33 \ \frac{m^3}{h} \times 8 \text{ hs} + 41{,}31 \ \frac{m^3}{h} \times 24 \text{ hs.} =$$

V_{diario} = 2.010 m^3 de llenado disponible por día en el año "0" (1992).

En el año "8" (2002) se procederá a reemplazar el tramo de D° 0,150 (L=4.656 m) por el D° 0,250 m de A.C.C.5 quedando de esta manera dos aducciones de D° 0,250 m. Una que alimentará en forma continua durante las 24 hs. la cisterna de 1.500 m3 y la otra que lo hará cuando se manifieste la estática.

En estas condiciones la nueva cañería de D° 0,250 llevará un caudal hasta el año "20" (2012) de:

Q_{2012}= 36,58 l/seg = 131,67 $\frac{m^3}{h}$ que adicionado a los 127,33 $\frac{m^3}{h}$ que se mantiene constante, se tendrá:

$Q_{máx.\ D\ 2012}$ = 131,67 $\frac{m^3}{h}$ + 127,33 $\frac{m^3}{h}$ = 259 $\frac{m^3}{h}$ = 72 $\frac{l}{seg}$ y que representa un volumen en 8 horas de 2.072 m3. El volumen diario:

V_D = 127,33 $\frac{m^3}{h}$ x 8 hs + 131,67 $\frac{m^3}{h}$ x 24 hs = 4.178 $\frac{m^3}{día}$

De esta forma se dispondría suficiente volumen diario en el caso de que se decida instalar una segunda reserva de seguridad a partir del año "10".

8. Balance de caudales actuales y futuros.

Los caudales producidos y necesarios para el año "10" y el año "20" serán los siguientes:

1ra. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "0"

. Caudal necesario para el año "10"

$Q_{máx.\ D(2002)}$ = 190,26 $\frac{m^3}{h}$

. Caudal máximo disponible en el año "10"

$Q_{Filtros\ existentes}$ = 60,00 $\frac{m^3}{h}$

$Q_{Filtros\ nuevos}$ = 135,00 $\frac{m^3}{h}$

195,00 $\frac{m^3}{h}$

2da. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

$Q_{máx\ .\ D(2012)}$ = 271,95 $\frac{m^3}{h}$

. Caudal máximo disponible en el año "20"

$Q_{Filtros\ Existentes} = 42{,}00\ \frac{m^3}{h}$

$Q_{FIltros\ nuevos} = 236{,}25\ \frac{m^3}{h}$ (a partir del año "10")

$278{,}25\ \frac{m^3}{h}$

Los caudales producidos en la planta ingresan a su propia unidad de almacenamiento, las cisternas de 400 m3 y 600 m3. Estas funcionan como tanque regulador distribuidor en la red y simultáneamente alimentador de la 2da. unidad de almacenamiento en la zona urbana, la cisterna de 1.500 m3, ver planta esquemática N°1 y el cuadro siguiente:

1ra. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "0" (Ingreso a cisterna de 1.500)

. Caudal necesario para el año "8".

$Q_{máx.\ D\ (2000)} = 168{,}35\ \frac{m^3}{h}$

. Caudal disponible en el año "8"

$Q_{Aducción\ Existente\ D°0{,}250} = 127{,}33\ \frac{m^3}{h}$

$Q_{Aducción\ Existente\ D°0{,}150} = 41{,}31\ \frac{m^3}{h}$ (A partir del año "0" con D° 0,250 y L = 1774)

$168{,}64\ \frac{m^3}{h}$

. Caudal necesario en el año "10"

$Q_{máx.\ D\ (2002)} = 181{,}20\ \frac{m^3}{h}$

. Caudal disponible en el año "10"

$Q_{Aducc.\ Exist.\ D°0{,}250} = 127{,}33\ \frac{m^3}{h}$

$Q_{Aducc.\ D°\ 0{,}250} = 53{,}87\ \frac{m^3}{h}$ (Hasta un máximo de $137{,}88\ \frac{m^3}{h}$ (reemplaza a partir del año "8" el D°0,150 y L = 4656 m)

$181{,}20\ \frac{m^3}{h}$

. Caudal necesario en el año "20"

$Q_{máx.}$ D (2012) = 259 $\frac{m^3}{h}$

. Caudal disponible en el año "20"

QAducc. Exist. D° 0,250 = 127,33 $\frac{m^3}{h}$

QAducc. D° 0,250 = 131,67 $\frac{m^3}{h}$ (Hasta un máximo de 137,88 $\frac{m^3}{h}$)

259,00 $\frac{m^3}{h}$

La reserva de 1.500 m^3 funcionará como Tanque de Cola cuando se manifiesten los consumos máximos o de "pico", compensando los caudales máximos horarios que superan el gasto constante que conduce la cañería existente de D° 0,250 m hasta el punto situado en la calle Necochea y ruta Complementaria "d", ver planta esquemática N°2 y el cuadro siguiente:

1ra. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "0"

. Caudal máximo horario necesario en el año "10"

$Q_{máx.}$ H (2002) = 271,8 $\frac{m^3}{h}$

. Caudal disponible en el año "10"

QAducc. Exist. D° 0,250 = 158,0 $\frac{m^3}{h}$

QTanque de Cola = 113,8 $\frac{m^3}{h}$ (Hasta un máximo de 230,5 $\frac{m^3}{h}$)

271,8 $\frac{m^3}{h}$

2da. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

$Q_{máx.}$ H (2012) = 388,5 $\frac{m^3}{h}$

. Caudal disponible en el año "20"

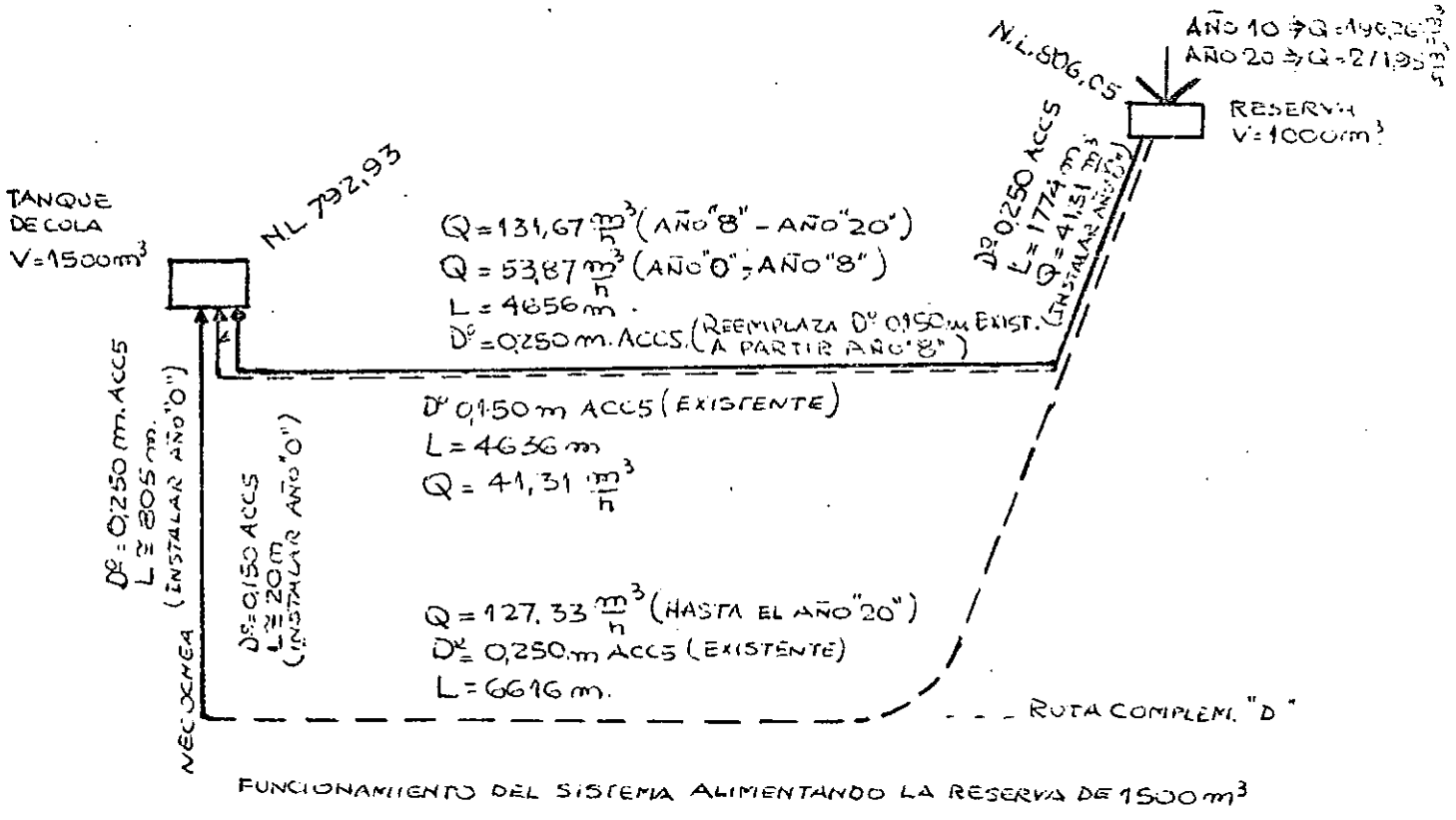
$Q_{Aducc.\ Exist.\ D°\ 0,250} = 158,0\ \frac{m^3}{h}$

$Q_{Tanque\ de\ Cola} = 230,5\ \frac{m^3}{h}$

$388,5\ \frac{m^3}{h}$

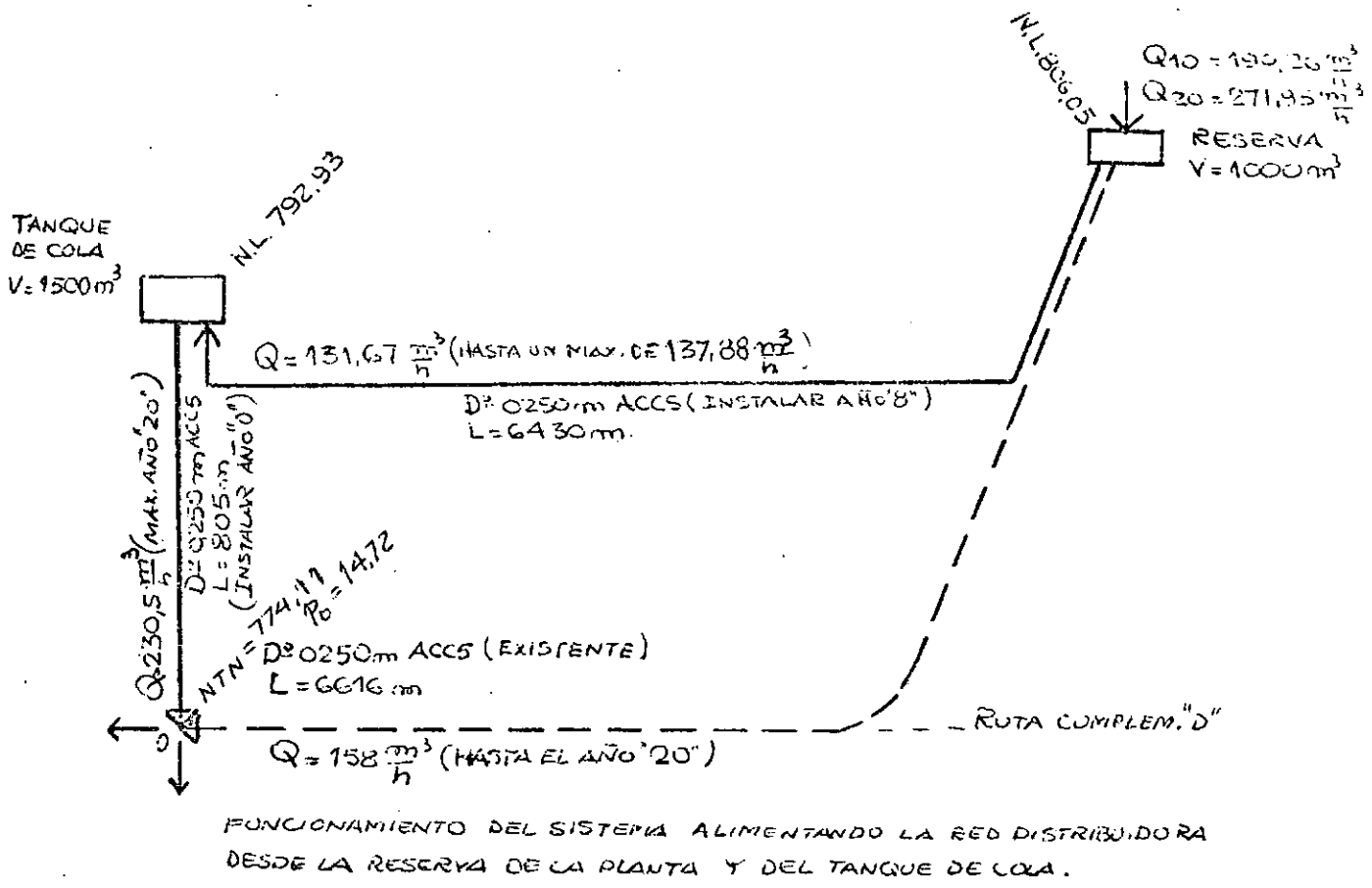
Las siguientes plantas esquemáticas grafican sintéticamente el orden del cálculo hidráulico de las conducciones que intervienen en el sistema de provisión de agua.

Planta esquemática N°1



FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA ALIMENTANDO LA RESERVA DE 1500 m³

Planta esquemática N°2



FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA ALIMENTANDO LA RED DISTRIBUIDORA DESDE LA RESERVA DE LA PLANTA Y DEL TANQUE DE COLA.

9. Cálculos hidráulicos según planta esquemática N°1 y N°2.

Verificación aducción existente D° 0,250 m funcionando como alimentador del Tanque de Cola desde la reserva de la planta V = 1.000 m3.

Datos	Incógnitas
D° 0,250 m A.C.C.5	j (pérdida de carga unitaria m/m
ΔH = N.L. Reserva P.P. - N.L. Tanque de C.	Q (caudal m3/seg)

Datos | Incógnitas

$\Delta H = 806,05 - 792,93 = 13,12$ m | v (velocidad m/seg)

$L = L_{0,250}$ (Exist.) + $L_{0,250}$(A instalar año "0")

$= 6.616$ m + 805 m = 7.421 m

Resultados

$$j = \frac{\Delta H}{L} = \frac{13,12 \text{ m}}{7.421 \text{ m}} = 0,00177 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Según expresión monomia del Prof. Scimemi

$$Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot j^{0,56}$$

$$Q = 127,33 \frac{m^3}{h}$$

$$v = 0,72 \frac{m}{seg}$$

Verificación aducción existente de D° 0,250 m funcionando como distribuidor principal en el nudo ubicado en Necochea y Ruta Complementaria "d" desde la cisterna de la planta de V = 1.000 m3.

Datos

D° 0,250 m A.C.C.5

ΔH = N.L. Reserva P.P. - Presión disponible s/Proyecto APA-1982

$\Delta H = 806,05 - (774,11 + 14,72) = 17,22$

$L = L_{0,250}$ (Exist.) = 6.616 m

Resultados

$$j = \frac{\Delta H}{L} = \frac{17,22}{6.616} = 0,0026 \frac{m}{m}$$

$$Q = 158 \frac{m^3}{h}$$

$$v = 0,89 \frac{m}{seg}$$

Verificación de la cañería de D° 0,250 m A.C.C.5 (Tramo L = 805 m a instalar en el año "0") funcionando como distribuidor principal en el nudo ubicado en Necochea y Ruta Complementaria "d", cuando la cisterna de 1.500 m3 opera como Tanque de Cola.

Datos

D° 0,250 m A.C.C.5

L = 805 m

ΔH = N.L. Tanque de Cola - N. de presión disponible en el nudo "0"

$\Delta H = 792,93 - 788,83 = 4,10$ m

$j = \frac{\Delta H}{L} = 0,0051 \frac{m}{m}$

Según la expresión monomia del Prof. Scimemi:

$Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot j^{0,56}$

$Q = 230,5\ m^3 = 0,06403\ m^3$ (caudal máximo horario o de pico disponible)

$v = 1,30 \frac{m}{seg}$

Verificación de la aducción compuesta de cañería de D° 0,150 (existente) de longitud L = 4.656 m y tramo de D° 0,250 (a instalar en el año "0") de L = 1.774 m, con una longitud total L_T = 6.430 m.

Datos	Incógnitas
D° 0,150m A.C.C.5 y $L_{2\,0150}$ = 4.656 m	$Q_1 = Q(0,250)$
D° 0,250m A.C.C.5 y $L_{1\,0250}$ = 1.774 m	$Q_2 = Q(0,150)$
ΔH = N.L. Reserva P.P. - N.L. T. de Cola	X = Nivel piezométrico en el cambio de diámetro (Toma Antigua)
$\Delta H = 806,05 - 792,93 = 13,12$	

$L_T = L_{0,150}$ (Exist.) + $L_{0,250}$ (A instalar año "0")

L_T = 4.656 m + 1.774 m = 6,430 m

Aplicando la expresión monomia del Prof. Scimemi: se plantea el si - guiente sistema de ecuaciones,

$Q_1 = Q_2$

$806{,}05 - X = 1.225{,}56 \quad Q_1^{1,786}$

$X - 792{,}93 = 37.082{,}02 \; Q_2^{1,786}$

Resolviendo se tiene:

$Q_1 = Q_2 = 41{,}31 \; \frac{m3}{h}$

$X = 805{,}63$ m

$j_1 = 0{,}000237 \; \frac{m}{m}$; $v_1 = 0{,}23 \; \frac{m}{seg}$

$j_2 = 0{,}002728 \; \frac{m}{m}$; $v_2 = 0{,}65 \; \frac{m}{seg}$

Cálculo del diámetro de la cañería que reemplazará a partir del año "8" a la existente de D° 0,150 m y longitud L = 4.656 m.

Datos

Q necesario a partir año "8"

$Q_{año"8"} = 53{,}87 \; \frac{m^3}{h}$

$Q_{año"20"} = 131{,}67 \; \frac{m^3}{h}$

Se adopta D° 0,250 m A.C.C.5

$L_1 = 1.774$ m (Instalar en año "0")

$L_2 = 4.656$ m (Instalar en año "8")

$L_1 + L_2 = 6.430$ m

$\Delta H = 13{,}12$

$j = \frac{13{,}12 \text{ m}}{6.430 \text{ m}} = 0{,}00204 \; \frac{m}{m}$

Según expresión monomia del Prof. Scimemi:

$Q = 50{,}5 \quad D^{2,68} \; . \; j^{0,56}$

$Q = 137{,}88 \; \frac{m^3}{h}$ (caudal máximo conducido por el D° 0,250)

Cálculo hidráulico de la Cámara de Carga

$Q_{máx}$ D (2012) = 272 m3/h

Se adopta una permanencia P = 40 segundos.

El volumen será:

$V = Q_{máx}\ D\ .\ P = 272\ \frac{m^3}{h} \times 40\ seg = 3{,}00\ m^3$

Se adopta un tirante h = 1,50 m

$S = \frac{V}{h} = \frac{3{,}00\ m^3}{1{,}50\ m} = 2{,}00\ m^2$

Se adopta una sección cuadrada.

$L^2 = 2{,}00\ m^2$ y L = 1,42 m

Se adopta L = 1,40

El volumen hidráulico final será:

$V = 1{,}40\ m \times 1{,}40\ m \times 1{,}50\ m = 2{,}94\ m^3$

Cálculo hidráulico del sedimentador simple

Q = 272 m3/h se adopta una permanencia,

P = 2 hs. el volumen será:

V = Q.P = 272 m3/h x 2 hs. = 544 m3

V = 544 m3 se adopta un tirante h = 2 m

$S = \frac{V}{h}$ = 272 m2, se adopta sección rectangular:

el volumen será:

V = L.l.h = 272 m3

$l = \frac{272\ m3}{L.h}$; se fija L

L = 16 m y l = 8,50 m

$V = 16\ m \times 2{,}50\ m \times 2\ m = 272\ m^3$ o bien para una relación $\frac{L}{l} = 3$

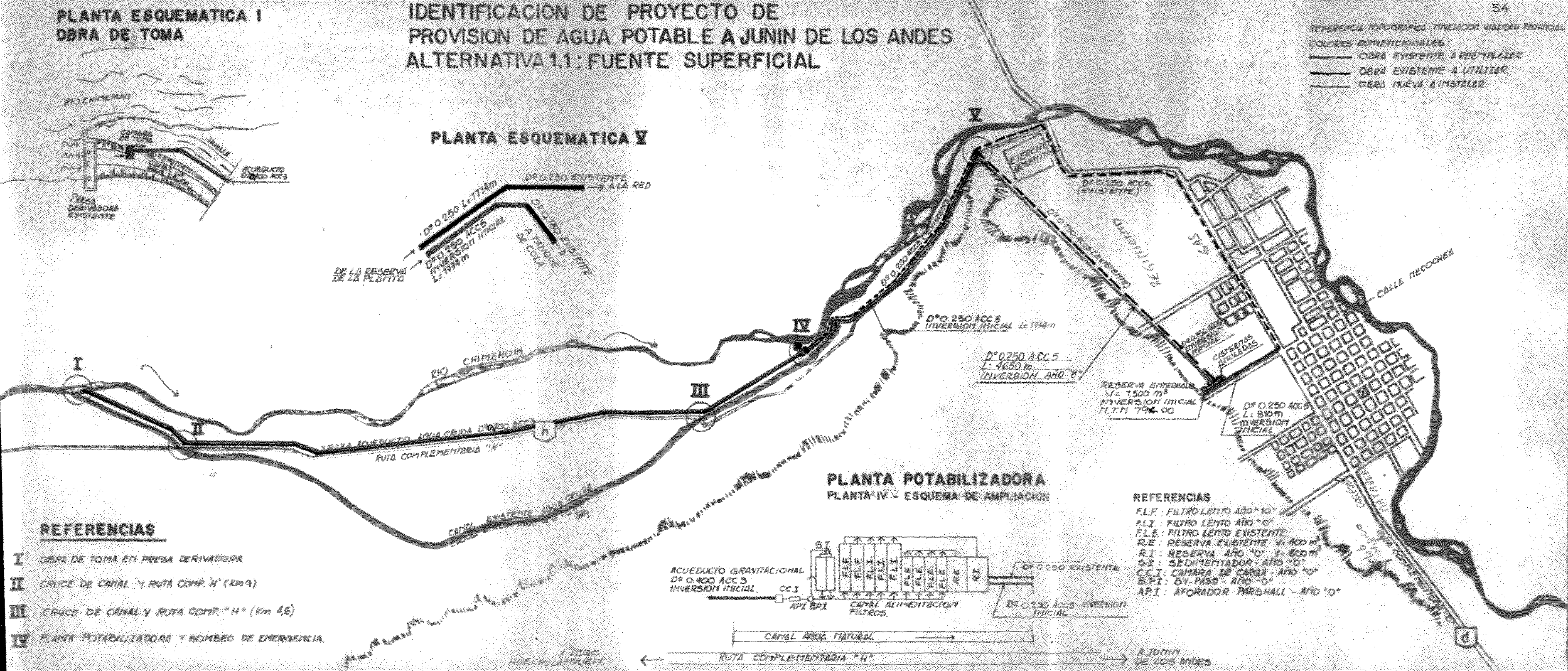
el volumen será:

V = 20 m x 6,8 m x 2 m = 272 m3

IDENTIFICACION DE PROYECTO DE PROVISION DE AGUA POTABLE A JUNIN DE LOS ANDES
ALTERNATIVA 1.1: FUENTE SUPERFICIAL

REFERENCIA TOPOGRAFICA: NIVELACION VIALIDAD PROVINCIAL

COLORES CONVENCIONALES:
- OBRA EXISTENTE A REEMPLAZAR
- OBRA EXISTENTE A UTILIZAR
- OBRA NUEVA A INSTALAR



1.1.4. COMPUTO Y PRESUPUESTO POR ITEM GLOBAL

ALTERNATIVA 1.1.

N°	PARTIDA DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	PRECIO UNITARIO	IMPORTE en U$S PARCIAL	TOTAL
1.	OBRA DE CAPTACION					
	Cámara de Toma sobre terraplén del canal en Presa Derivadora, de Hº Aº, incluye compuerta y mecanismos de accionamiento	Gl			2.652.-	2.652.-
2.	OBRA DE CONDUCCION					
	Provisión, acarreo, excavación y colocación de cañería de A.C.C.3 de diámetro 0,400 m y longitud 6.817 m, incluye cámara de desagüe y válvula de regulación.	Gl			421.490.-	421.490.-
3.	OBRA DE POTABILIZACION					
	1. Cámara de Carga Cámara de carga sobre terreno de la Planta Potabilizadora, de Hº Aº, incluye compuertas y mecanismos de accionamiento.	Gl			4.967.-	
	2. Aforador Parshall Aforador Parshall instalado sobre terreno de la Planta Potabilizadora, de Hº Aº incluye cámara de medición e instrumental y By Pass.	Gl			889.-	
	3. Sedimentador simple Dos sedimentadores simples, semienterrados, de Hº Aº con sistema para extracción de barros hidráulicamente.	Gl			50.459.-	
	4. Filtros lentos Tres Filtros lentos de superficie 225 m2, semienterrados, de Hº Aº, incluye la provisión, acarreo y colocación del manto filtrante.	Gl			154.535.-	
	5. Cisterna 600 m3 Cisterna de 600 m3, enterrada, de Hº Aº, con cámaras, cañerías de desborde y limpieza, válvula y accesorios.	Gl			81.795.-	

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA Dr. Manuel Belgrano

N°	PARTIDA DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	PRECIO UNITARIO	IMPORTE en U$S PARCIAL	TOTAL
	6. Aducción Planta Potabilizadora-Tanque de Cola.					
	a) Provisión acarreo y colocación de cañería de ACC 5, incluye excavación, para diámetro de 0,250 m.	Gl			105.910.-	
	7. Casa para encargado (superficie 60 m2)	Gl			15.000.-	
	8. Cisterna 1.500 m3 Cisterna de 1.500 m3, semienterrada, de H°A°, con cámaras de E y S, cañerías de desborde y limpieza, válvulas y accesorios.	Gl			139.604.-	553.159.-
	* COSTO TOTAL ALTERNATIVA 1.1.					977.301.-
	Son: Novecientos setenta y siete mil trescientos un dólares USA.					

* Observaciones: El precio global consignado para cada Item implica considerar Gastos Generales Financieros, Impositivos, Beneficios e Imprevistos valuados en 70% sobre el Costo-Costo.

Los precios no incluyen flete (salvo expresa mención) ni IVA. Mayoritariamente provienen de la Revista VIVIENDA y están referidos al 31 de Agosto de 1990. Valor dólar = 5.200 A / U$S

1.2. Alternativa: Canal protegido

1.2.1. Obra de conducción de Agua natural

Esta alternativa considera al Canal de Aducción actual, como principal y única forma de conducción del agua hasta la Planta Potabilizadora.

No escapa a esta decisión, el conocimiento de las condiciones actuales de su funcionamiento. La condición de deterioro, falta de mantenimiento, limpieza, etc., ha sido contemplada y como resultado han surgido propuestas de protección, no solamente para el Canal sino también para la ruta Complementaria "h".

Se ha definido para este caso, defensas ruta-canal que garantizan el normal drenaje de las avenidas aluvionales, provenientes de las subcuencas de la margen derecha del río Chimehuín, a través de las alcantarillas existentes de la ruta complementaria "h". Fundamentalmente en los sitios donde el mal funcionamiento de las alcantarillas producen perjuicios continuos, hasta causar en ocasiones roturas de terraplenes de la ruta y del canal (ver E. de Fuentes puntos 4.1.2.1. y 4.1.2.2.)

Las obras propuestas tienen en cuenta dos variantes según el desnivel existente entre la ruta y el canal de aducción:

Variante 1: la descarga de la alcantarilla de la ruta pasa por debajo del canal.

Variante 2: la descarga de la alcantarilla de la ruta pasa por encima del canal.

En ambos casos las obras consisten en construir las cabeceras de las actuales alcantarillas, así como también dar protección a los taludes y fondo con gaviones.

Aguas abajo de la alcantarilla, el canal de desacarga irá revestido (taludes y fondo) igualmente con gaviones en la extensión necesaria para pasar el eje del canal de aducción por lo menos 10 metros.

Se deberá instalar además una alcantarilla de caños para:

Variante 1: entubar el canal de descarga por debajo del canal de aducción o,

Variante 2: entubar el canal de aducción por debajo del de descarga (ver esquema de las variantes en la alternativa 1.2. Canal Protegido).

En otros tramos donde el Canal no está influido por la ruta, tramo entre km 9 y km 4,2 es decir cuando se interna en la ladera del cerro buscando líneas de nivel topográfico favorables para escurrir a gravedad y hasta la derivación del río en el lugar de la Presa Derivadora, la alternativa propone como hipótesis de trabajo para este alcance de Identificación de Proyecto, que las tareas de operación y mantenimiento, consistentes en reponer los alambrados y limpieza o reposición de alcantarillas secundarias de drenaje, etc., no incluirlas en las obras por contrato y estén cumplimentadas por Administración en el año "0", inicio del período de diseño.

1.2.2. Obra de potabilización:

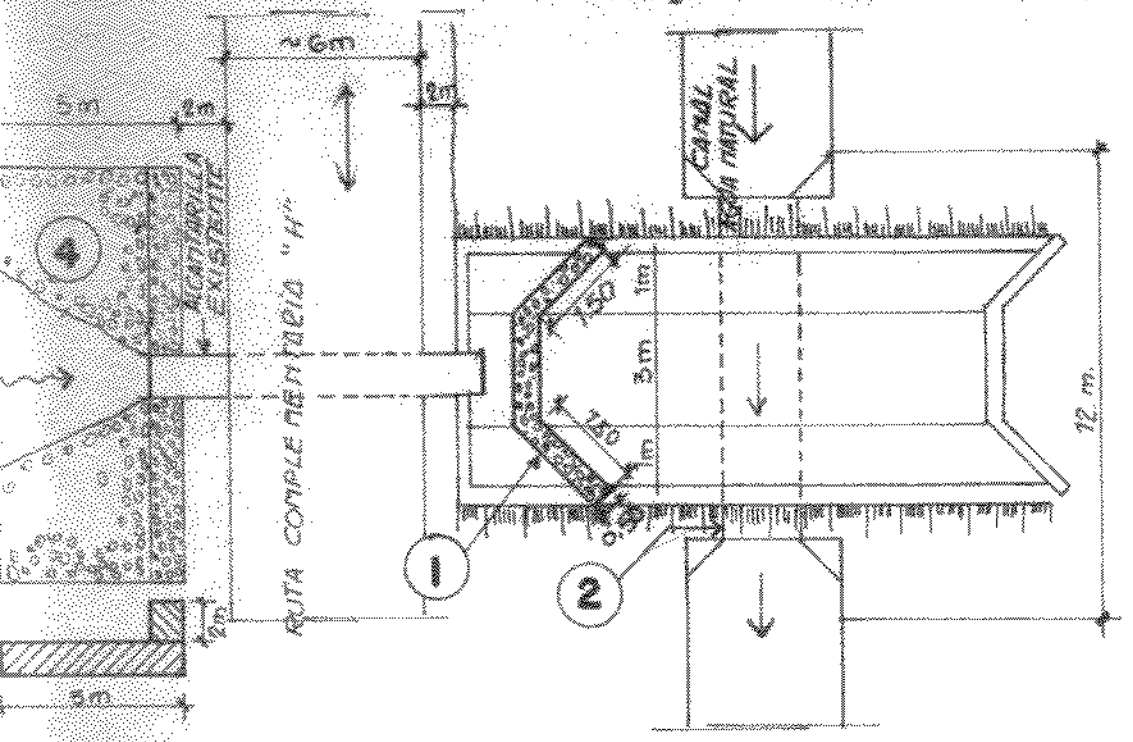
La presente alternativa ha adoptado como solución técnica en la obra de potabilización y conducción del agua tratada, la que ha sido elaborada para la Alternativa 1.1. Acueducto Gravitacional (ver punto 1.1.3. y siguientes).

IDENTIFICACION DEL PROYECTO DE PROVISION DE AGUA POTABLE A JUNIN DE LOS ANDES
ALTERNATIVA I.2. FUENTE SUPERFICIAL

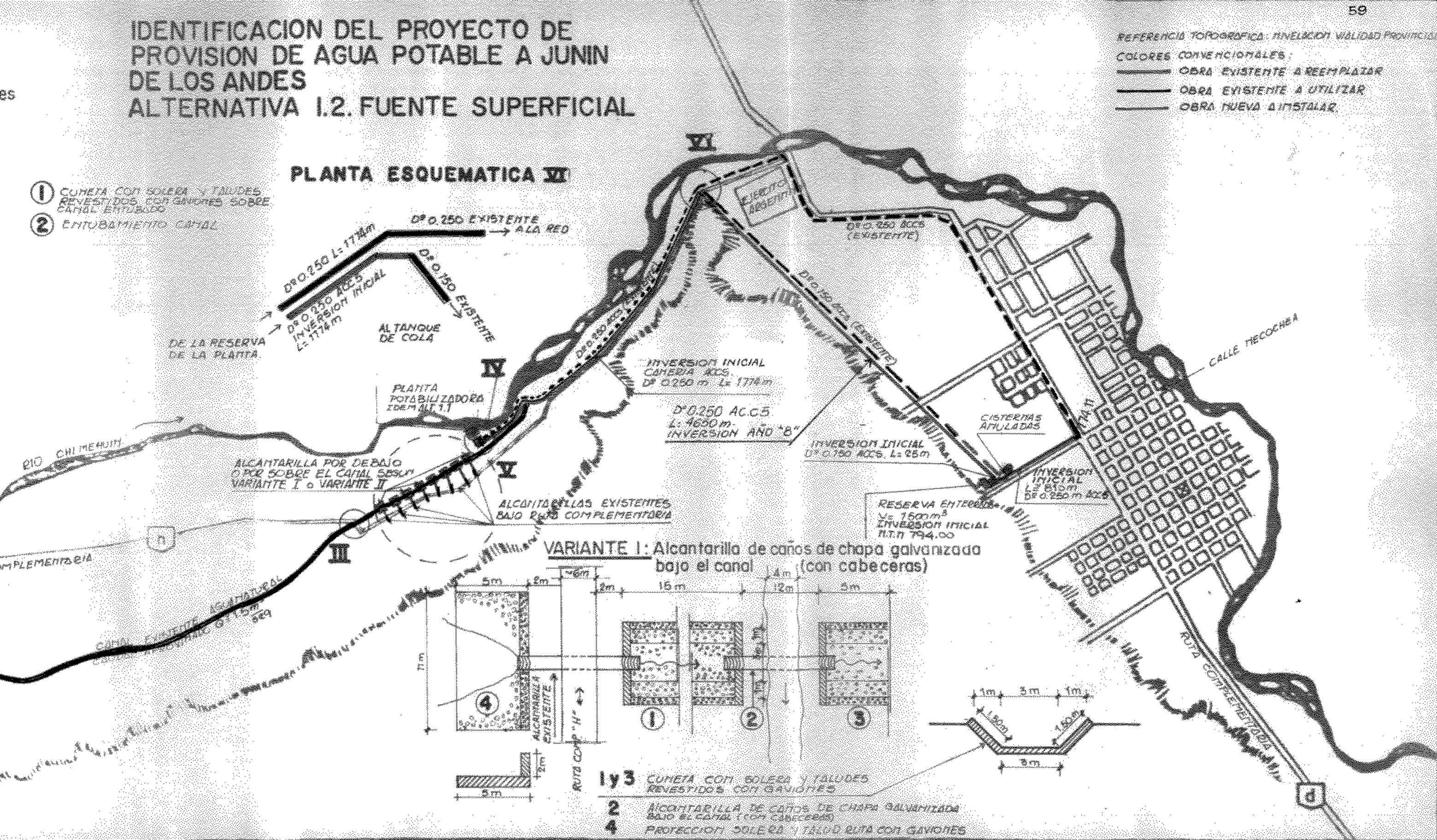
REFERENCIA TOPOGRAFICA: NIVELACION VIALIDAD PROVINCIAL

COLORES CONVENCIONALES:
- OBRA EXISTENTE A REEMPLAZAR
- OBRA EXISTENTE A UTILIZAR
- OBRA NUEVA A INSTALAR.

PLANTA ESQUEMATICA V
PROPUESTA DEFENSA P/ALCANTARILLAS Y CANAL
VARIANTE II: Canal entubado, cuneta con soleras y taludes revestidos con gaviones sobre el canal



PLANTA ESQUEMATICA VI



REFERENCIAS

I OBRA DE TOMA EN PRESA DERIVADORA

II CRUCE DE CANAL Y RUTA COMP. "H" (Km 9)

III CRUCE DE CANAL Y RUTA COMP. "H" (km 4.6)

IV PLANTA POTABILIZADORA Y BOMBEO DE EMERGENCIA

1.2.3. COMPUTO Y PRESUPUESTO POR ITEM GLOBAL

ALTERNATIVA 1.2.

	PARTIDA			PRECIO	IMPORTE en U$S	
N°	DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
1.	OBRA DE DEFENSA RUTA-CANAL					
	a) Defensa por alcantarillado del sistema ruta-canal en el tramo entre la Planta Potabilizadora y el Km 4,6, según la Variante II del esquema de la Alternativa 1.2. "Canal entubado cuneta con soleras y taludes revestidos con gaviones sobre el canal".					
	Para 10 alcantarillas	Gl			63.000.-	63.000.-
2.	DEFENSA COMPLEMENTARIA					
	Protección tramo canal entre su origen en la Presa Derivadora y el Km 4,6 con obras de Terraplenamiento complementario de lo ejecutado por Administración, donde se a necesario en m3/m.					
	Para 5.000 m de obra	Gl			5.100.-	5.100.-
3.	OBRA DE POTABILIZACION					
	1. Cámara de Carga Cámara de Carga sobre terreno de la Planta Potabilizadora, de H° A°, incluye compuertas y mecanismos de accionamiento.	Gl			4.967.-	
	2. Aforador Parshall Aforador Parshall instalado sobre terreno de la Planta Potabilizadora, de H° A°, incluye cámara de medición e instrumental y By Pass.	Gl			889.-	
	3. Sedimentador simple Dos sedimentadores simples, semienterrados, de H°A°, con sistema para extracción de barros hidráulicamente.	Gl			50.459.-	

N°	PARTIDA DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	PRECIO UNITARIO	IMPORTE en U$S PARCIAL	TOTAL
	4. Filtros lentos Tres Filtros lentos de superficie 225 m2, semienterrados, de Hº Aº, incluye la provisión, acarreo y colocación del manto filtrante.	Gl			154.535.-	
	5. Cisterna 600 m3 Cisterna de 600 m3, enterrada, de Hº Aº, con cámaras, cañerías de desborde y limpieza, válvulas y accesorios.	Gl			81.795.-	
	6. Aducción Planta Potabilizadora. Tanque de Cola. a) Provisión acarreo y colocación de cañerías de ACC 5, incluye excavación, para diámetro de: 0,250 m	Gl			105.910.-	
	7. Casa para encargado (Superficie 60 m2)	Gl			15.000.-	
	8. Cisterna 1.500 m3 Cisterna de 1.500 m3, semienterrada, de Hº Aº, con cámaras de E y S, cañerías de desborde y limpieza, válvulas y accesorios.	Gl			139.604.-	553.159
		COSTO TOTAL ALTERNATIVA 1.2.				621.259
		Son: Seiscientos veintiun mil doscientos cincuenta y nueve dólares USA.				

OBSERVACIONES:

. El precio global consignados para cada Item implica considerar Gastos Generales, Financieros, Impositivos, Beneficios e Imprevistos valuados en 70% sobre Costo-Costo.

. El Item 1.- Obra de defensa ruta-canal, tiene una opción en esta etapa de Identificación de proyecto que es la Variante 1 del esquema de la Alternativa 1.2., a la que habrá que considerar en una etapa de mayor profundidad de proyecto.

1. OBRA DE DEFENSA RUTA-CANAL

b) Defensa por alcantarillado del sistema ruta-canal en el tramo entre la Planta Potabilizadora y el Km 4,6, según la Variante 1 del esquema de la Alternativa 1.2., "Alcantarillado de caños de Chapa

	PARTIDA			PRECIO	IMPORTE en U$S	
N°	DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
	galvanizada bajo el cañal, con cabeceras, en forma de cuneta con solera y taludes revestidos con gaviones". Opción máxima 10 alcantarillas.	Gl			53.000.-	

Los precios no incluyen flete (salvo expresa mención) ni IVA. Mayoritariamente provienen de la Revista VIVIENDA y están referidos al 31 de Agosto de 1990. Valor dólar = 5.200 A/U$S

2. FUENTE MIXTA

2.1. Alternativa "Subterránea con etapa de transición"

Introducción

Está inspirada en la idea del reemplazo progresivo de la fuente superficial por subterránea, en función de la mayor aptitud denotada por ésta en el Estudio de Fuente (CFI, 1990). Esto implica que a medida que crezca la demanda, los caudales suplementarios provendrán siempre de captaciones que involucren el agua subterránea.

Otra premisa tenida en cuenta al diseñarla, fue el aprovechamiento integral de toda la infraestructura actual, en función de su alto valor residual. La particularidad respecto a las otras alternativas, en las que también se siguió este criterio, es que en este caso no se actúa intentando contrarrestar los problemas derivados de episodios aluvionales. Ante el advenimiento de éstos, se cuenta con fuente sustituta.

La seguridad del sistema está quizás mejor resguardada que en cualquier otra alternativa. Descansa como en aquellas, en la reserva de agua tratada que suministra el tanque de cola. Pero además, la naturaleza mixta del agua cruda a utilizar, asegura la producción ininterrumpida de agua potable. Esto es mediante energía eléctrica ante problemas aluvionales y gravitacional ante cortes en la generación de aquella.

2.1.1. Justificación técnica

Por no prever esta alternativa modificaciones a la actual infraestructura en lo que refiere a fuente superficial, se requiere en este punto

explicar ubicación, tipo de diseño y dimensionamiento de las obras de captación de fuente subterránea, las que constituyen el soporte esencial de la oferta de agua para esta variante.

Zona de captación

Se propone su localización en las cercanías de la Toma Vieja de agua del río Chimehuín, lo que obedece a tres razones: a) se encuentra libre de focos contaminados por estar aguas arriba de las descargas de desechos cloacales de las instalaciones militares; b) esta ubicación coincide con el nacimiento de la cañería de diámetro 0,150 m, usada actualmente para suministro al Barrio Primeros Pobladores. En esta alternativa se la desvinculará de la cañería de 0,250 en este punto, para cargar el tanque de cola; c) su cercanía a la barrera positiva que constituye el río Chimehuín, la hacen coincidente con el modelo de explotación seleciconado.

Tipo de captación

Se ha decidido proponer captaciones de tipo horizontal, teniendo en cuenta que resulta el diseño más usual para ambiente de subálveo. La obra elegida como más acorde con el objetivo propuesto es la de tipo Galería Filtrante, constituida por un colector horizontal y una cámara de bombeo vertical adosada.

Diseño de las captaciones

Los elementos constituyentes pueden visualizarse en la figura N°1, y son:

- Un colector constituido por cañería filtrante de acero inoxidable de ranura continua, reforzada, de 10 pulgadas de diámetro. Abertura a determinar según análisis granulométrico.

- Prefiltro de grava seleccionada de tamaño a seleccionar s/análisis granulométrico, preempacado, con malla plástica.

- Una cámara circular de hormigón armado, en el que se aloja la bomba y en el que desemboca el extremo libre del colector. El fondo de la cámara es ciego, lo que determina la aislación de la cavidad.

- Instalaciones complementarias: caseta para alojar comando de electrobomba, repuestos, herramientas, etc..

Dimensionamiento de las captaciones

Para el dimensionamiento de las captaciones se utilizó un criterio que intentó compatibilizar oferta de la fuente - demanda del sistema, con el carácter de la obra (complejidad constructiva, vida útil, etc.). De tal modo, resultaron definidas a nivel de identificación de proyecto galerías cuyas dimensiones no obedecen a lo dictaminado por el balance de agua al momento de su construcción, sino al tamaño mínimo que una obra de este tipo puede tomar, de acuerdo con la oferta del medio natural.

También es preciso señalar la utilidad que prestó como antecedente el ensayo expeditivo realizado en el Bombeo de emergencia de San Cabao. La prueba en esta obra, de similares características a la propuesta, permitió validar el valor asignado a la Transmisividad, dado que no se poseían datos del parámetro en ambiente de llanura de inundación.

Para el cálculo se utilizó la formulación de Thiem (año 1906), para acuíferos libres en regiones de equilibrio, con barrera positiva, para la que:

$$S_o = \frac{Q}{2 \pi T} \ln \frac{R}{rp}$$

donde: S_o = descenso de la superficie piezométrica (m)

Q = caudal bombeado (m3/día)

T = transmisividad del acuífero (m2/día)

R = radio de influencia del bombeo (m)

rp = radio del pozo (m)

Para captaciones horizontales cercanas a una barrera positiva, puede asumirse a la semilongitud del dren como el radio de un hipotético pozo y al radio de influencia (R), como la distancia al límite de recarga (río). Por lo tanto, para un tramo filtrante de longitud 2 c, en el que d es la distancia a la barrera positiva, aplicando la teoría de las imágenes, es:

$$S_o = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{4d}{c} \quad (1) \quad \text{(Custodio, pág. 860)}$$

En (1), las variables a definir resultaban S_o, Q, c y d, dado que T se había asumido como de 300 m2/día, en función del ensayo del Bombeo de emergencia antes citado. Por asemejarse, la ubicación elegida a la situación de esta obra del E.P.A.S., fueron tomadas en principio y luego aceptadas como válidos, los mismos valores para la longitud del dren (2c = 20 metros) y la distancia al río (d = 7,5 m). Acotadas estas variables, se trató iterativamente al caudal (Q) - depresión (S_o), buscando compatibilizar criterios de rendimiento-diseño. Resulta propuesto finalmente un caudal de 100 m3/hora, para la que:

$$S_o = \frac{2.400 \text{ m3/día}}{2 \times \pi \times 300 \text{ m2/día}} \ln \frac{(4 \times 7,5)}{10 \text{ m}}$$

$$= 1,40 \text{ metros}$$

Esta depresión es compatible con un diseño de acuerdo a la Fig. N° 1 en la que se supone en nivel estático de -2,00 m y se fija en 2,00 m

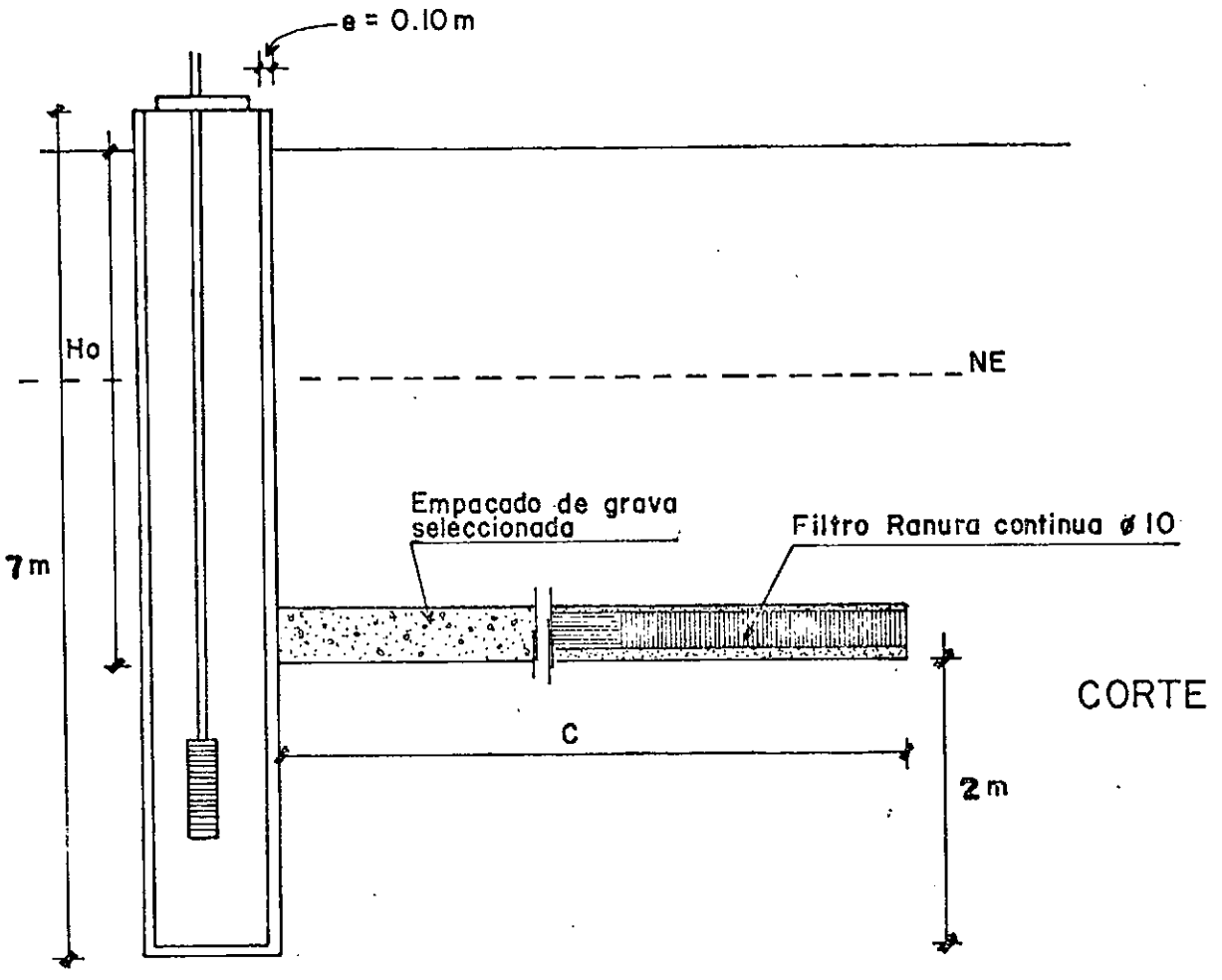
por debajo del dren, la longitud de la cámara de bombeo en la que se aloja la electrobomba sumergible. Con una previsión para la depresión real (S) del orden del 100% adicional a la teórica, la profundidad final de la obra asciende a 7 m, mientras que la del dren se ubica en los 5 m.

Cabe señalar que las dificultades constructivas que implican este tipo de obras radican fundamentalmente en la depresión por bombeo del acuífero freático, el que debe ser llevado a niveles inferiores al piso de obra. A esto debe agregarse lo adicional que supone la poca estabilidad de talud esperada de los rodados, gravillas y arenas que conforman el acuífero. Lo expuesto hace que estos caudales y depresiones de diseño y las profundidades de obra concomitantes, estén sujetas a modificaciones, si las dificultades constructivas así lo aconsejaren.

A este respecto, puede apuntarse que un (1) metro menos de profundidad del dren implicaría obtener un caudal para cada captación de 77 m3/hora y que esto no afectaría el balance final de aguas, dado que los caudales de diseño de las dos galerías propuestas, arroja un saldo al final del período de diseño, compatible con esta reducción. Lo único a modificar sería la inversión anticipada de la Galería Filtrante 2.

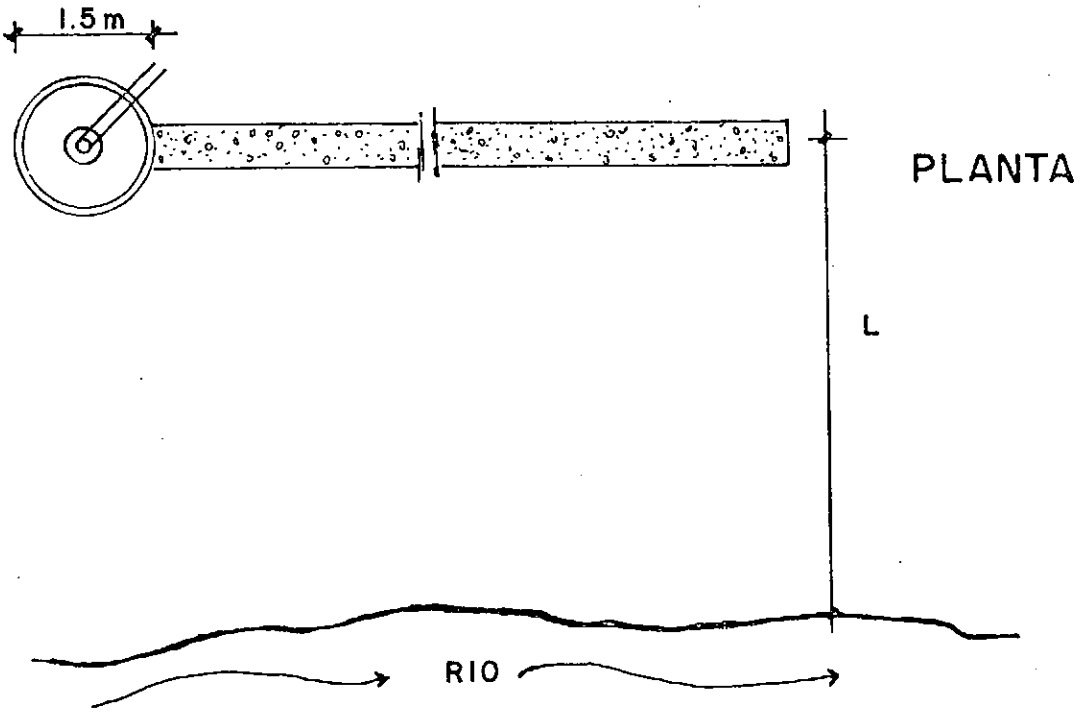
GALERIA FILTRANTE

FIGURA 1



L = Distancia a la barrera positiva

C = Longitud del tramo filtrante



2.1.2. Memoria Técnica - Descriptiva

1. Producción actual de agua potable.

Como se ha expresado en el punto 2.1.1. se utilizará al máximo la infraestructura existente. En este sentido se cuenta con la producción de la Planta Potabilizadora, trabajando de acuerdo a las condiciones máximas permitidas para filtros lentos según se ha verificado en el punto 1.3.1., en consecuencia se puede disponer como caudal máximo de salida de filtros lentos:

$$Q_{max} = 64{,}8 \ \frac{m^3}{h} = 18 \ \frac{lt.}{seg.}$$

Se dispone además del bombeo de emergencia que eleva desde el subálveo del río Chimehuín hasta la cisterna de la planta, un caudal del orden de:

$$Q_B = 45 \ \frac{m^3}{h} = 12{,}5 \ \frac{lt.}{seg.}$$

En estas condiciones se puede interpretar que el caudal suma de los dos precedentes, es el caudal máximo diario producido en la planta que ingresa a la cisterna de reserva, este caudal será, redondeando por exceso:

$$Q_{max.D.} = 65 \ \frac{m^3}{h} + 45 \ \frac{m^3}{h} = 110 \ \frac{m^3}{h}$$

La cisterna de V = 400 m3 (existente) es la unidad intermedia que brinda la carga hidráulica y reserva suficiente para alimentar al Tanque de Cola de 1.500 m^3 de capacidad.

2. Almacenamiento futuro - Tanque de Cola

La variante propone la instalación de una cisterna enterrada de

1.500 m3 de volumen útil, ubicada a una cota de terreno natural de aproximadamente 796,00 m (Referencia topográfica: Vialidad Provincial), a unos 25 metros al Oeste de las cisternas en desúso, sobre la continuación de la calle Necochea.

El funcionamiento de esta unidad se ha previsto, por su posición topográfica, que trabaje como Tanque de Cola (ver funcionamiento de Tanque de Cola Alternativa 1.1.) y excepcionalmente como regulador distribuidor.

3. Alimentación de la reserva - Funcionamiento como Tanque de Cola - Galería Filtrante I.

En el punto I.3.2. se ha verificado la aducción existente tal como funciona en la actualidad. En esta variante, se propone desvincular la cañería de D° 0,150 m de ACC 5 que nace en la posición de la toma antigua, de la cañería principal de D° 0,250 m de ACC 5 que tiene su origen en la cisterna de la Planta y llega hasta la calle Necochea y ruta Complementaria "d".

Estos conductos independientes entre sí, se utilizarán de la siguiente manera:

a) La cañería de D° 0,250 tendrá doble acción según se ha explicado su funcionamiento en la Alternativa 1.1. punto 1.1.4.2.; en primera instancia, en horario en que el consumo tiende al mínimo, alimentará la reserva enterrada de 1.500 m3. En estas condiciones el conducto tiene una longitud de 7.426m y, desde la cisterna de la planta hasta el Tanque de Cola, conduce un caudal de 116 m3/h.

b) Por su parte la cañería de D° 0,150 será utilizada a partir del año "0" (1ra. etapa) como conducción del caudal producido en la Galería Filtrante I a ubicar en la zona de la Toma Antigua (ver justificación técnica punto III.2.1.1.). Este caudal del orden de 65 m3/h, será impulsado del subálveo del río Chimehuín hasta la reserva enterrada de 1.500 m3 de capacidad.

En estas condiciones se logra aportar por medio de las dos aducciones a la reserva citada, un volumen del orden de 1.500 m3 en la situación más desfavorable, o sea para estado de cisterna vacía. El tiempo empleado es poco más de 8 horas y en el momento de mínimo consumo (período nocturno de 23.00 a 7.00 horas).

c) La segunda instancia de operación de la cañería de D° 0,250, será funcionando como principal distribuidora en su punto extremo de enlace con la red en la calle Necochea y ruta Complementaria "d". Tendrá carga hidráulica desde la cisterna de la planta durante aproximadamente las 16 horas restantes, este lapso incluye los picos horarios de consumo.

Precisamente cuando se manifiesten estos picos de consumo que superan la capacidad de aducción del conducto de D° 0,250 m mencionado (Qmáx. H = 158 m3/h), comienza a funcionar la reserva de V = 1.500 m3 como Tanque de Cola. Se invierte el sentido de escurrimiento en el tramo D° 0,250 m y longitud L = 810 m (Ver esquema de funcionamiento de la alternativa) y aporta a la red el gasto diferencia. (Δ Qmáx. H = 230 m3/h). Estos valores corresponden al final del período de diseño del año "20" (2012).

4. 2da. Etapa de obras: Galería Filtrante II - Vinculación con D° 0,250 m.

La alternativa se completa con la 2da. etapa de obras. En el año "10" (2002) se propone instalar la cañería de impulsión de D° 0,250 de A.C.C. 5 de aproximadamente 4.700 m de longitud.

En el año "13" (2005) se prevé la instalación de otra Galería Filtrante en el mismo sitio de la primera, con las mismas características técnicas.

El diseño de las Galerías I y II ha considerado que los caudales máximos de captación (del orden de 100 m3/h cada una), superen holgadamente a los realmente impulsados a la cisterna de 1.500 m3 en los períodos correspondientes.

El funcionamiento de la Galería Filtrante I en el año "10" utilizará como conducción la cañería de D° 0,250 m mencionada en reemplazo de la de D° 0,150 m que se anula. En consecuencia la Galería F.I pasa de producir 65 m3/h, caudal originalmente limitado por el diámetro existente de 0,150 m, a erogar su caudal máximo de diseño: QGFI = 100 m3/h.

Con este aporte se cubre con exceso el caudal máximo diario del año "10" y hasta el año "13" (2005), tiempo en que debe entrar en operación la Galería Filtrante II. Esta Galería estará subexplotada al comienzo de su funcionamiento en virtud de que adicionará pequeños caudales hasta un máximo de 43 m3/h en el año "20" (2012). Se observa en el análisis que al tener la Galería II una capacidad de producción máxima de 100 m3/h, le queda un valor residual de 57 m3/h a ser utilizados en un período de diseño mayor.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA Dr. Manuel Belgrano

5. Balance de caudales actuales y futuros.

Desde este punto de vista la alternativa centra su objetivo en la forma de poder cumplimentar con los caudales de diseño calculados para el año "0" arranque del sistema, el año "10" y el año "20", estos últimos son fin de la 1ra. etapa y 2da. etapa respectivamente. Para ello se parte del esquema de caudales necesarios y disponibles para el año "10" y el año "20":

1ra. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "0"

. Caudal necesario para el año "10"

$$Q_{Máx.D.(2002)} = 181 \frac{m3}{h}$$

. Caudal disponible en el año "10"

$$Q_{Aducc.\ Existente} = 116 \frac{m3}{h}$$

$$Q_{Galería\ FI} = 65 \frac{m3}{h}, 181 \frac{m3}{h}$$

2da. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

$$Q_{Máx.D.(2012)} = 259 \frac{m3}{h}$$

. Caudal disponible en el año "20"

$$Q_{Aducc.\ Existente} = 116 \frac{m3}{h}$$

$$Q_{Galería\ F.I} = 100 \frac{m3}{h} \text{ (a partir del año "10")}$$

$$Q_{Galería\ F.II} = 43 \frac{m3}{h} \text{ (a partir del año "13")}$$

$$259 \frac{m3}{h}$$

Estos caudales se interpretan como máximos diarios que ingresan a la unidad intermedia de almacenamiento (Cisterna de 1.500 m3) y están representados en la planta esquemática N°1.

Cuando la cisterna opera como Tanque de Cola, el sistema de provisión de agua funcionará distribuyendo los caudales máximos hora - rios según el siguiente cuadro y planta esquemática N°2:

1ra. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "0"

. Caudal necesario para el año "10"

$$Q_{Máx.\ H(2002)} = 271{,}8\ \frac{m3}{h}$$

. Caudal disponible en el año "10"

$$Q_{Aducc.\ Exist.} = 158{,}0\ \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{Tanque\ de\ Cola} = 113{,}8\ \frac{m3}{h}\ \text{(hasta un máximo de 285 m3/h)}$$

$$271{,}8\ \frac{m3}{h}$$

2da.ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

$$Q_{Máx.H(2012)} = 388{,}5\ \frac{m3}{h}$$

. Caudal disponible en el año "20"

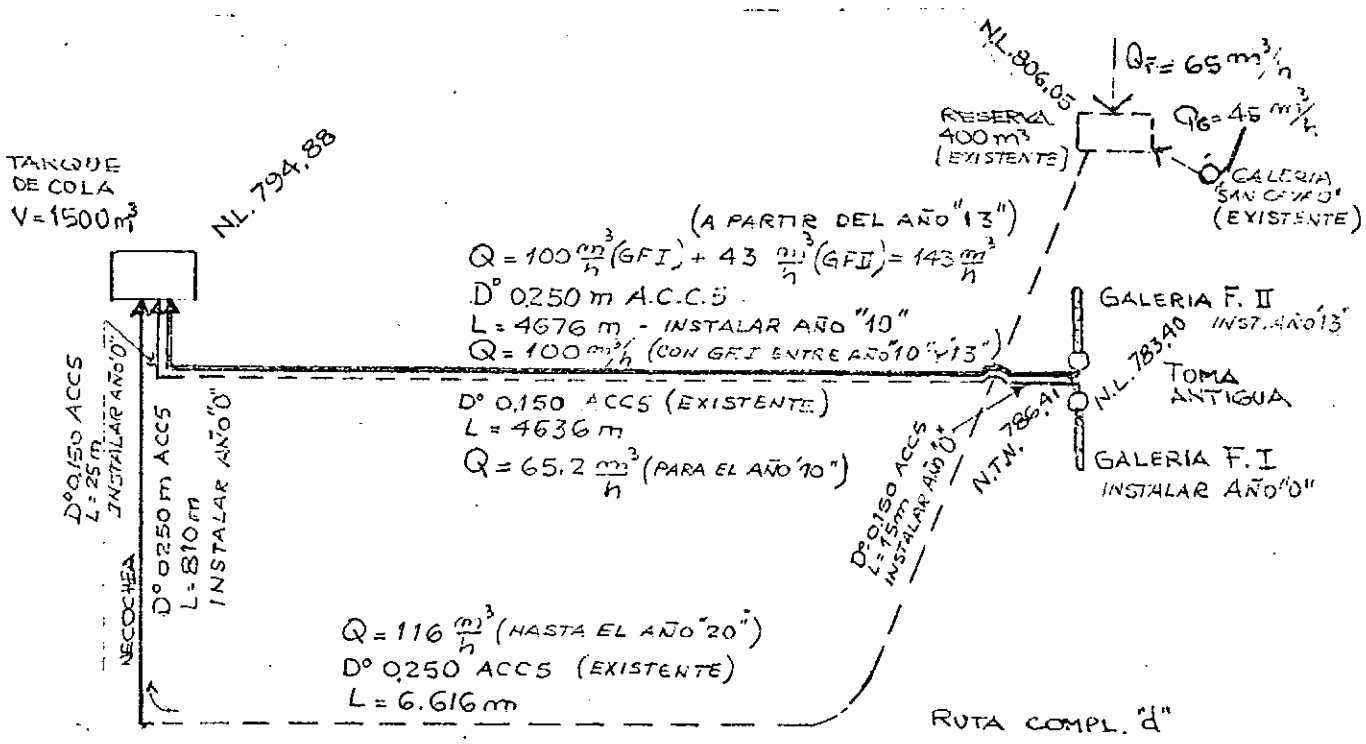
$$Q_{Aducc.\ Exist.}\quad 158{,}0\ \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{Tanque\ de\ Cola} = 230{,}5\ \frac{m3}{h}\ \text{(hasta un máximo de 285 m3/h)}$$

$$388{,}5\ \frac{m3}{h}$$

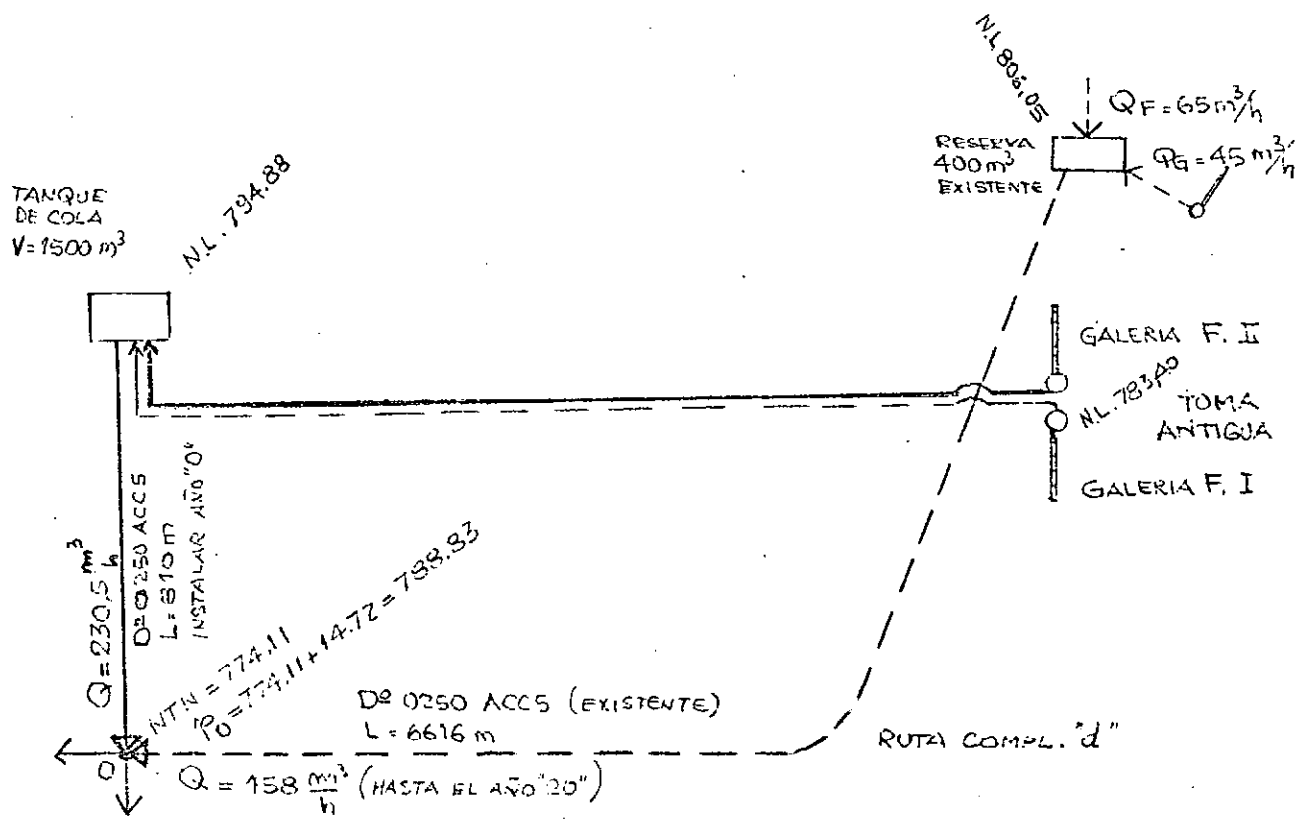
Las siguientes plantas esquemáticas sintetizan los pasos del cálculo hidráulico para los distintos elementos de conducción que intervienen en el sistema:

Planta esquemática N°1



FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA ALIMENTANDO LA RESERVA DE 1500 m³.

Planta esquemática N°2



FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA ALIMENTANDO LA RED DISTRIBUIDORA DESDE LA RESERVA DE LA PLANTA Y DEL TANQUE DE COLA.

6. Cálculos hidráulicos según planta esquemática N°1 y N°2.

. Verificación aducción existente D° 0,250 m funcionando como alimentador del Tanque de Cola.

Datos

D° 0,250 m A.C.C.5

ΔH = N.L.Reserva P.P. - N.L Tanque de C.

ΔH = 806,05 - 794,88 = 11,17 m

L = L0,250(Exist.) + L0,250(a instalar año "0")

L = 6.616 m + 810 m = 7.426 m

Incógnitas

j (pérdida de carga unitaria m/m)

Q (caudal m3/seg)

v (velocidad m/seg)

Resultados

$$j = \frac{\Delta H}{L} = \frac{11,17\ m}{7.426\ m} = 0,0015\ \frac{m}{m}$$

Según expresión monomia del Prof. Scimemi.

$$Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot j^{0,56}$$

$$Q = 116\ \frac{m3}{h}$$

$$v = 0,66\ \frac{m}{seg}$$

. Verificación aducción existente de D°0,250 m funcionando como distribuidor principal en el nudo ubicado en Necochea y Ruta Complementaria "d".

Datos

D° 0,250 m A.C.C.5

ΔH = N.L. Reserva P.P. - Presión disponible s/Proyecto APA -1982

ΔH = 806,05 - (774,11 + 14,72) = 17,22 m

L = L0,250(exist.) = 6.616 m

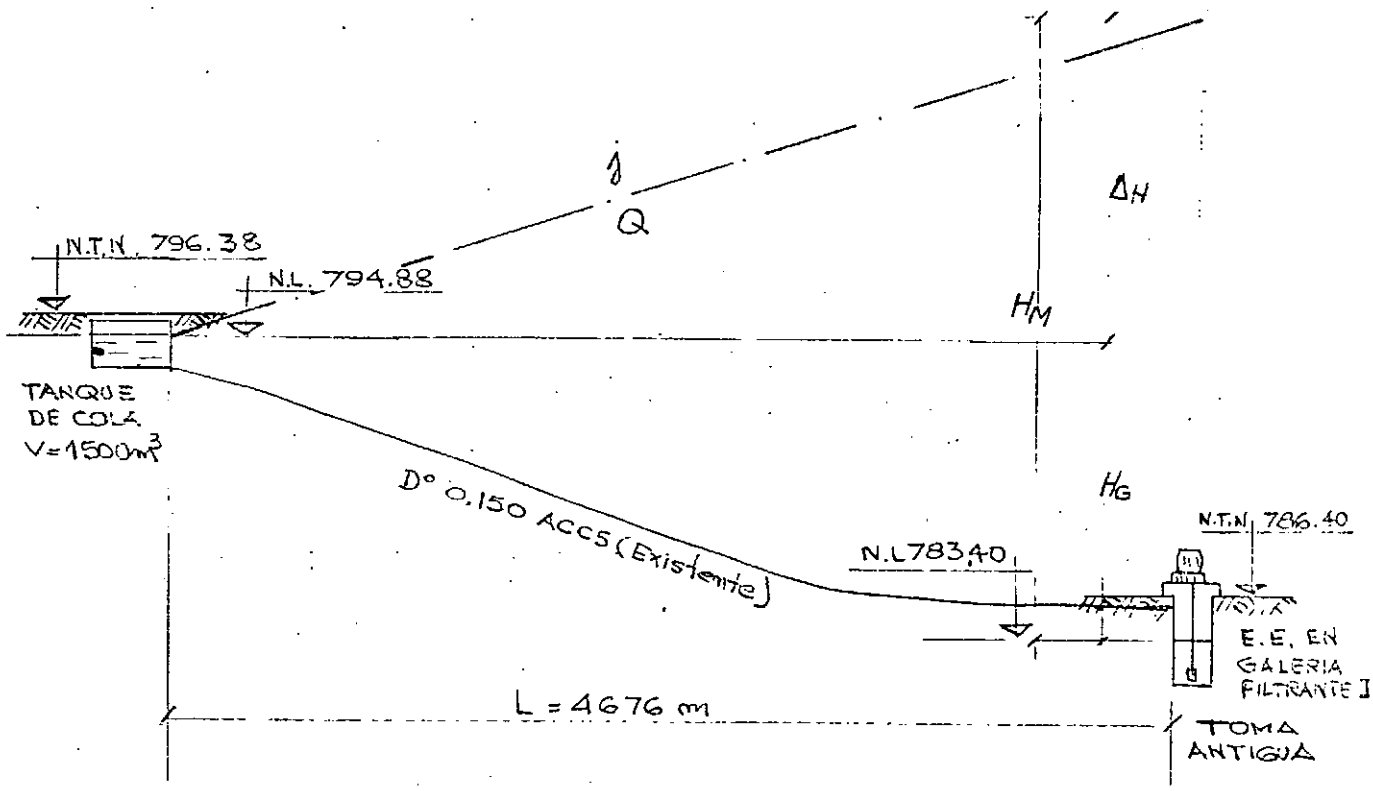
Resultados

$$j = \frac{\Delta H}{L} = \frac{17,22}{6.616} = 0,0026 \ \frac{m}{m}$$

$$Q = 158 \ \frac{m3}{h}$$

$$v = 0,89 \ \frac{m}{seg}$$

Verificación conducción D° 0,150 (existente) para caudales elevados en la estación elevadora de la Galería F.I y cálculo de la altura manométrica de impulsión.



Según datos del perfil esquemático:

D° 0,150 m A.C.C.5 (existente)

L = 4.676 m

H_G = 794,88 - 783,40 = 11,48 m

para un caudal de bombeo Q = 65,2 $\frac{m3}{h}$ = 0,01811 m3/seg según la expresión monomia del Prof. Scimemi...

$Q = 50,5 \; D^{2,68} \cdot j^{0,56}$

j = 0,00617 m/m (pérdida de carga unitaria)

L_C = L + 200 D = 4.706 m (longitud de cálculo)

$\Delta H = j \cdot L_C$ = 0,00617 m/m . 4.706 m = 29,02 m (pérdida de carga total)

$H_M = H_G + \Delta H$ = 11,48 m + 29,02 m = 40,05 m (altura manométrica)

v = 1,02 m/seg (velocidad)

Cálculo del diámetro de la cañería que conducirá el caudal máximo de la Galería F.I (año"10"- año "13") de 100 m3/h y su verificación para el caudal total de 143 m3/h cuando entre en funcionamiento la Galería F. II (a partir del año "13" hasta el año "20").

Tomando datos del perfil esquemático N°1, se determina el nuevo diámetro a instalar en el año "10".

1°) Q = 100 m3/h = 0,02778 m3/seg

L = 4.676 m y L_C = 4.726 m

H_G = 11,48 m

para <u>D° 0,250 m A.C.C.5</u>

corresponde j = 0,00115 m/m

ΔH = 0,00115 m/m . 4.726 m = 5,43 m

H_M = 11,48 m + 5,43 m = 16,91 m

v = 0,57 m/seg

2°) Si Q = 143 m3/h = 0,03972 m3/seg

j = 0,00217 m/m

ΔH= 0,00217 m/m . 4.726 m = 10,25 m

H_M= 11,48 m + 10,25 m = 21,73 m

v = 0,81 m/seg

Verificación de la cañería de D° 0,250 m A.C.C.5 (Tramo L = 810 m a instalar en el año "0") funcionando como distribuidor principal en el nudo ubicado en Necochea y Ruta Complementaria "d", cuando la cisterna de 1.500 m3 opera como Tanque de Cola.

Datos

D° 0,250 m A.C.C.5

L = 810 m

ΔH = N.L. Tanque de Cola - N. de presión disponible en el nudo 0

ΔH = 794,88 - 788,83 = 6,05 m

$j = \frac{\Delta H}{L} = 0{,}00747 \frac{m}{m}$

Según la expresión monomia del Prof. Scimemi:

$Q = 50{,}5 \cdot D^{2{,}68} \cdot j^{0{,}56}$

Q = 285 m3/h = 0,07922 m3/seg (caudal máximo horario o de pico disponible)

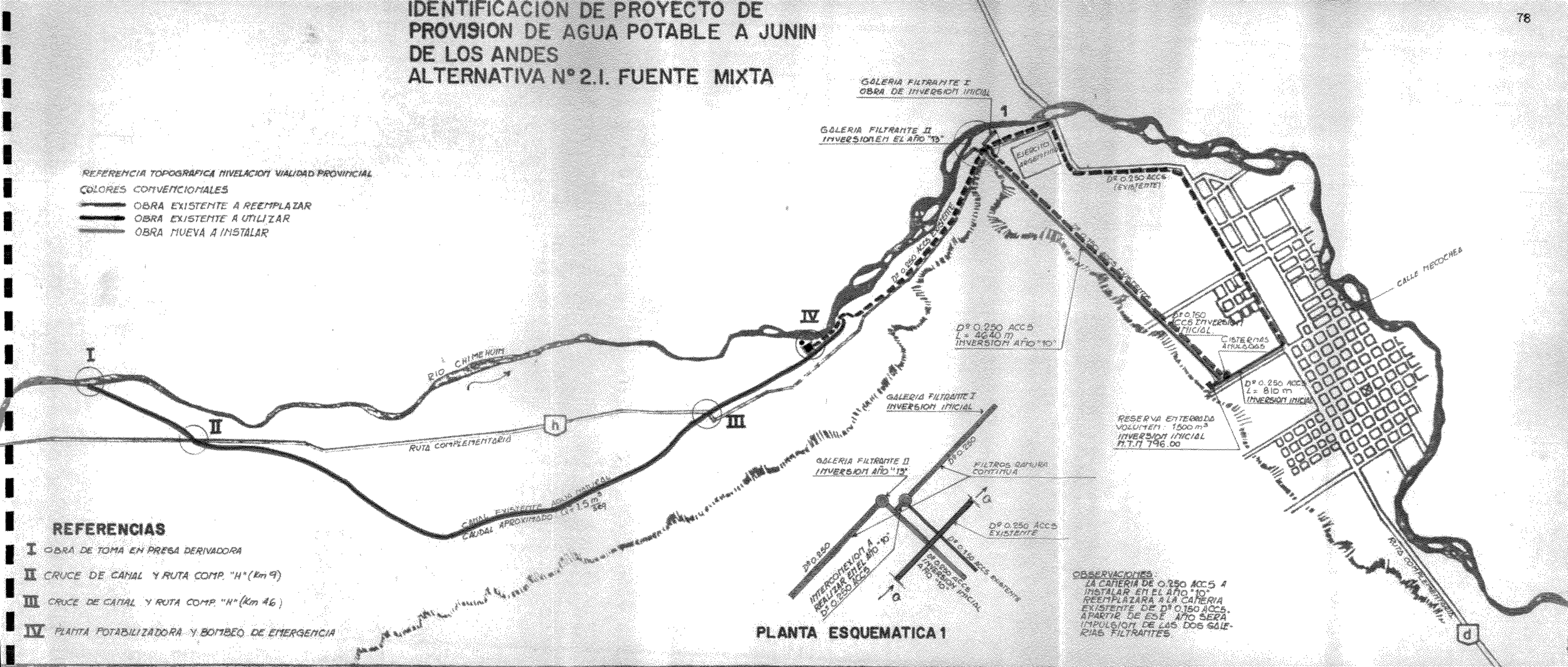
v = 1,67 m/seg

para Q necesario = 230,5 m3/h tendremos:

j = 0,0051 m/m

v = 1,30 m/seg

IDENTIFICACION DE PROYECTO DE PROVISION DE AGUA POTABLE A JUNIN DE LOS ANDES
ALTERNATIVA Nº 2.I. FUENTE MIXTA



PLANTA ESQUEMATICA 1

2.1.3. COMPUTO Y PRESUPUESTO POR ITEM GLOBAL

ALTERNATIVA 2.1.

	PARTIDA			PRECIO	IMPORTE en U$S	
N°	DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
	OBRA CIVIL					
1.	GALERIA FILTRANTE					
	Construcción de 2 Galerías con Pozo y Dren con preempacado de grava. Construcción de caseta para protección de equipos. Incluye excavaciones y bombeo de achique.	Global			112.240,00	
2.	ADUCCION 810 m					
	Provisión, acarreo, excavación y colocación de cañería de A.C.C. 5 de diámetro 0,250 m. Inc. piezas especiales.	Global			32.772,60	
3.	ADUCCION 4.676 m					
	Provisión, acarreo, excavación y colocación de cañería de A.C.C. 5 de diámetro 0,250 m. Incluye piezas especiales.	Global			189.191,00	
4.	ADUCCION 25 m					
	Provisión, acarreo, excavación y colocación de cañería de A.C.C. 5 de diámetro 0,150 m. Incluye piezas especiales.	Global			382,50	
5.	CISTERNA 1.500 m3					
	Semienterrada, de H° A°, con cámara de entrada y salida, cañerías de desborde y limpieza, válvulas y accesorios.	Global			139.604,00	

N°	PARTIDA DENOM. Y ESPECIFICACIONES	UNID	CANTID	PRECIO UNITARIO	IMPORTE en U$S PARCIAL	TOTAL
	OBRA ELECTROMECANICA					
	ESTACION TRANSFORMADORA					
	Transformador media-baja de 50 KWh 200 m cable de media tensión. Incluye provisión y colocación.	Global			7.100,00	
	EQUIPOS DE BOMBEO					
	5 Electrobombas de eje vertical para 100 m3/hora x 15 m.c.a., con motor de 10 HP y tablero.	Global			20.915,00	
	EQUIPOS DE BOMBEO					
	3 Electrobombas de eje vertical para 60 m3/hora x 20 m.c.a., con motor de 10 HP y tablero.	Global			12.000,00	
	VALVULAS DE 0,150 m					
	Incluye para retención - esclusa para cañería A.C.C.-5	Global			1.605,00	
	VALVULAS DE 0,250 m					
	Incluye válvulas de retención y esclusa para cañería de A.C.C.-5	Global			2.830,00	
	*	COSTO TOTAL ALTERNATIVA 2.1.				518.640,10

Son: Quinientos dieciocho mil seiscientos cuarenta dólares USA con 10 centavos.

* Observaciones: El precio global consignado para cada Item implica considerar Gastos Generales, Financieros, Impositivos, Beneficios e Imprevistos valuados en 70% sobre el Costo-Costo.

* Los precios no incluyen flete (salvo expresa mención) ni IVA. Mayoritariamente provienen de la Revista VIVIENDA y están referidos al 31 de Agosto de 1990. Valor dólar = 5.200 A/U$S

IV. SELECCION DE LA ALTERNATIVA

Se concluyó en el Estudio de Fuentes (CFI,1990)y se reiteró en el presente, que se está en presencia de un recurso hídrico (Río Chimehuín o acuífero del subálveo) de óptima condición general para abastecer de agua potable a Junín de los Andes. No obstante, se objetó la falta de permanencia de calidad que acusa ocasionalmente la fuente superficial; esto es con baja recurrencia, anual para episodios aluvionales leves y de 15 años (con reservas) para a quellos de mayor intensidad y duración, que pueden hasta dañar la infraestructura del sistema de provisión.

A esta situación del recurso se le opuso el sistema actual de abastecimiento, el que fuera diagnosticado global y pormenorizadamente, a nivel de sus componentes (Cap. I). Este, a pesar de nutrirse de fuente mixta, no brinda seguridad total, tanto en la producción como en el suministro de agua tratada, lo que reconoce como causas a:

1) la falencia de los subsistemas de aducción toma-planta y el propio de potabilización por filtros lentos, ante los episodios aluvionales citados.
2) el bajo caudal aportado por el Bombeo de San Cabao (45 m3/hora), para eventualmente funcionar como fuente sustituta, ante la salida de régimen de la Planta.
3) la escasa capacidad de almacenamiento del sistema (400 m3), que impide coberturas significativas ante emergencias.

Al cuadro de situación descrito se lo intentó optimizar para el período 1992-2012, mediante la propuesta de tres (3) alternativas, que plantearon el rediseño y ampliación del sistema. Dos (2) de ellas, rescatando como única fuente la superficial y una tercera, de naturaleza mixta para el presente período de diseño, pero sustentando a futuro la subterránea.

Las alternativas de fuente superficial basaron su proposición en rescatar el tipo de sistema existente y la fuente principal actualmente en uso. Ello como producto de privilegiar la conducción por gravedad.

La definición de las alternativas de acueducto gravitacional y canal protegido, se basó en el criterio diferencial con el que se intenta actuar sobre la calidad del agua cruda conducida o la vulnerabilidad física del canal. Esto es, procediendo al reemplazo o protección de éste.

Lo que sí constituye un elemento común a estas alternativas es el sistema de potabilización. Esto responde a la revalorización que se hace de los filtros lentos, privilegiando la calidad de agua producida y destacando especialmente su efectiva remoción bacteriológica (no alcanzada por otros sistemas), su bajo costo de operación y mantenimiento y su escasa complejidad operativa. Ocasionalmente y ante episodios aluvionales, se mejora la calidad del agua ingresada a los filtros, mediante un sedimentador simple.

Estas alternativas por lo tanto, han evitado los cortes de energía y el mayor costo de operación de bombeo, Lo que no pudieron eludir sin embargo fue, en el caso del acueducto gravitacional, la gran longitud normalmente requerida por las conducciones a gravedad, que deriva en altas inversiones iniciales, y en el caso de ambas, los costos constructivos de los filtros lentos, encarecidos por el costeo del flete de la arena.

La "alternativa subterránea con etapa de transición", se sustentó en la enorme y constante aptitud de la fuente, que no requiere prácticamente potabilización ni aducciones significativas, lo que redunda en inversiones iniciales menores que se contraponen a costos operativos mayores de tendencia creciente.

Las tres (3) alternativas propuestas tuvieron en común el rescate casi total de la infraestructura existente y el dotar de capacidad reguladora al sistema, mediante la construcción en el año 0 de un tanque compensador o de cola de 1.500 m3, el que aumentaría notablemente la seguridad en el suministro del sistema.

El alcance previsto en esta etapa de proyecto permite seleccionar entre las alternativas estudiadas, sobre la base del conocimiento de la corriente de costos que involucra cada una de ellas. Para ello, las mismas cumplen con algunos requisitos indispensables que las ubican en igualdad de condiciones para su comparación. El más importante es que la oferta de cada una de ellas satisface de la misma forma a la demanda, tanto en la cantidad como en la calidad del agua que producen, año tras año durante el horizonte de proyecto previsto (20 años). Esto último adquiere singular relevancia dado que la demanda anual es creciente y las tecnologías con que se desarrollan las alternativas son distintas.

En los cuadros del Anexo 3 pueden observarse las corrientes de costos de las distintas alternativas. La más aconsejable de las mismas es aquella que surje del menor costo total actualizado. Para ello, se actualizó la corriente de costos totales de cada alternativa de la siguiente manera:

$$V.P.N.\ C_T = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_i}{(1+d)^i} - \frac{V_R}{(1+d)^{n+1}}$$

$V.P.N.\ C_T$ = es el valor presente neto de los costos totales

C_i = costos totales por año

d = tasa de descuento

V_R = valor residual

n = horizonte de proyecto (20 años)

La tasa de descuento utilizada en este caso es del 12% y el método de cálculo de los valores residuales de cada alternativa, es el que surge de determinar el valor que no fue amortizado de cada uno de los componentes al cabo del horizonte del proyecto, dado que estos difieren en su vida útil (ver Anexo 2).

Los resultados obtenidos son los siguientes:

ALTERNATIVA 1.1.

V.P.N. C_T = 1.316.222,2 - 58.688,3 = 1.257.533,9

ALTERNATIVA 1.2.

V.P.N. C_T = 1.041.085,2 - 35.021,2 = 1.006.064.-

ALTERNATIVA 2.1.

V.P.N. C_T = 675.688,1 - 28.108,5 = 647.579,6

Según puede observarse, la alternativa 3 resulta la de menor costo total actualizado.

BIBLIOTECA
Dr. Manuel
Belgrano

A N E X O 1

CRITERIOS PARA EL CALCULO DE COSTOS DE EXPLOTACION

COSTOS DE EXPLOTACION

Criterio de cálculo de los costos de operación y mantenimiento

1. Personal

Se adopta como base de cálculo el salario de bolsillo del personal de la planta potabilizadora del Servicio de E.P.A.S. en Junín de los Andes, afectado del coeficiente 1,77 para incluir las cargas sociales.

Se distinguieron dos niveles de remuneración: 2.600.000 ₳/mes para personal encargado de la operación de obra civil y tareas generales y 4.000.000 ₳/mes, para el afectado a obra electromecánica. En la Alternativa 2.1. se incrementó la dotación en una (1) persona al incorporarse la segunda galería filtrante.

2. Desinfección

Para el cálculo se tomó como base el consumo medio actual informado por el servicio de Junín de los Andes, de 800 litros/mes y se fijó un precio de 0,5 U$S/lt para el Hipoclorito de Socio comercial.

El cálculo para el período de diseño se realizó en función del incremento de la demanda, considerada a través de la evolución de los Caudales Máximos Diarios anuales y su relación con la actual, fijada en 110 m3/hora.

3. Energía

Para su cómputo se consideraron costos fijos y variables. Los primeros provinieron, en parte, de la iluminación de la Planta de Tratamiento y el consumo de la Casa del Encargado. Para este item se calculó en las Alternativas 1.1. y 1.2. un valor de 440 U$S/año hasta el séptimo y de 640 U$S

a partir del octavo año, por ampliación de obra civil. En la 2.1. se mantuvo el primer valor para todo el período. También se asignaron costos fijos para la Estación de Bombeo de San Cabao, trabajando al régimen consignado en I.3.2. (verficación del Bombeo de Emergencia) y con el equipo acorde. Para este caso se calculó un consumo de 30.000 KWh/año.

Los costos variables derivaron de la operación de las galerías filtrantes. Para su cálculo se consideró la demanda creciente dada por la diferencia entre los Caudales Máximos Diarios anuales y los 110 m3/hora producidos por PT y Estación San Cabao, según la verificación obrante en el punto I.3.2. El tiempo de bombeo se calculó en función de condiciones de trabajo reales y medias para los períodos 0-13 y 13-20 que implicaron relaciones de Q-Hm de 65 x 40 y 82 x 21,73 (m3/hora y m columna de agua), respectivamente.

En todos los casos, se tomó como base de cálculo el precio de 0,10 U$S/ KW hora.

4. Mantenimiento

Para su cálculo se aplicaron en todos los casos y para todas las alternativas, coeficientes que se discriminaron por grandes rubros, a saber:

- Obra civil de Hormigón Armado: 0,0035
- Obra civil de cañería de A°C°: 0,0015
- Obra electromecánica : 0,05

La aplicación de los coeficientes fue realizada tanto sobre la obra nueva como sobre la existente, considerándosela a ésta sin depreciación.

ALTERNATIVA 1.1.- COSTOS DE EXPLOTACION

AÑO	COSTOS DE OPERACION			COSTOS DE MANTENIMIENTO			TOTAL
	Personal	Desinfección	Energía	Oº Civil Horm.Armado	Oº Civil Cañerías	Obra Electromecanica	
1	21.240	5.498	440	2.127	1.093	-	30.398
2	"	5.716	"	"	"	-	30.616
3	"	5.978	"	"	"	-	30.878
4	"	6.240	"	"	"	-	31.140
5	"	6.502	"	"	"	-	31.402
6	"	6.764	"	"	"	-	31.664
7	"	7.069	"	"	"	-	31.969
8	"	7.331	640	"	1.291	-	32.629
9	"	7.645	"	"	"	-	32.943
10	"	7.907	"	2.494	"	-	33.572
11	"	8.202	"	"	"	-	33.867
12	"	8.507	"	"	"	-	34.172
13	"	8.825	"	"	"	-	34.490
14	"	9.152	"	"	"	-	34.817
15	"	9.490	"	"	"	-	35.155
16	"	9.841	"	"	"	-	35.506
17	"	10.204	"	"	"	-	35.869
18	"	10.578	"	"	"	-	36.243
19	"	10.934	"	"	"	-	36.599
20	"	11.301	"	"	"	-	36.966

ALTERNATIVA 1.2.- COSTOS DE EXPLOTACION

AÑO	COSTOS DE OPERACION			COSTOS DE MANTENIMIENTO			TOTAL
	Personal	Desinfección	Energía	Oº Civil Horm.Armado	Oº Civil Cañerías	Obra Electromec.	
1	32.460	5.498	440	2.365	457	-	41.220
2	"	5.716	"	"	"	-	41.438
3	"	5.978	"	"	"	-	41.700
4	"	6.240	"	"	"	-	41.962
5	"	6.502	"	"	"	-	42.224
6	"	6.764	"	"	"	-	42.486
7	"	7.069	"	"	"	-	42.791
8	"	7.331	640	"	655	-	43.451
9	"	7.645	"	"	"	-	43.765
10	"	7.907	"	2.732	"	-	44.394
11	"	8.202	"	"	"	-	44.689
12	"	8.507	"	"	"	-	44.994
13	"	8.825	"	"	"	-	45.312
14	"	9.152	"	"	"	-	45.639
15	"	9.490	"	"	"	-	45.977
16	"	9.841	"	"	"	-	46.328
17	"	10.204	"	"	"	-	46.691
18	"	10.578	"	"	"	-	47.065
19	"	10.934	"	"	"	-	47.421
20	"	11.301	"	"	"	-	47.788

ALTERNATIVA 2.1.- COSTOS DE EXPLOTACION

AÑO	COSTOS DE OPERACION			COSTOS DE MANTENIMIENTO			TOTAL
	Personal	Desinfección	Energía	Oº Civil Horm.Armado	OºCivil Cañería	Obra Electromecánica	
1	30.471	5.498	2.310	1.247	348	765	40.639
2	"	5.716	3.035	"	"	"	41.582
3	"	5.978	3.902	"	"	"	42.711
4	"	6.240	4.767	"	"	"	43.838
5	"	6.502	5.636	"	"	"	44.969
6	"	6.764	6.504	"	"	"	46.099
7	"	7.069	7.515	"	"	"	47.415
8	"	7.331	8.380	"	"	"	48.542
9	"	7.645	9.421	"	"	"	49.897
10	"	7.907	10.290	"	"	"	51.028
11	"	8.202	11.268	"	"	"	52.301
12	"	8.507	12.279	"	"	"	53.617
13	39.702	8.825	7.249	1.444	632	975	58.827
14	"	9.152	7.844	"	"	"	59.749
15	"	9.490	8.450	"	"	"	60.693
16	"	9.841	9.081	"	"	"	61.675
17	"	10.204	9.734	"	"	"	62.692
18	"	10.578	10.414	"	"	"	63.745
19	"	10.934	11.052	"	"	"	64.739
20	"	11.301	11.713	"	"	"	65.767

A N E X O 2

CALCULO DEL VALOR RESIDUAL

ALTERNATIVA 1.1.- VALOR RESIDUAL

AÑO	INVERSION (U$S)	VIDA UTIL (años)	VRf %	t (años)	VR_{20} (U$S)
0	O.C. (H° A°)	30	0	20	149.083
	O.C. (cañer.)	50	0	20	318.031
7	O.C.(cañer.A.C.)	50	0	13	97.506
9	O.C. (H° A°)	30	0	11	66.437
				VR_{20} total	631.057

ALTERNATIVA 1.2.- VALOR RESIDUAL

AÑO	INVERSION (U$S)	VIDA UTIL (años)	VRf %	t (años)	VR_{20} (U$S)
0	O.C. (H°A°)	30	0	20	149.083
	O.C.(cañer.A.C.)	50	0	20	63.546
	O.C.(defen.alcan.)	20	0	20	0
7	O.C.(cañer.A.C.)	50	0	13	97.506
9	O.C. (H°A°)	30	0	11	66.437
				VR_{20} total	376.572

ALTERNATIVA 2.1.- VALOR RESIDUAL

AÑO	INVERSION (U$S)	VIDA UTIL (años)	VRf %	t (años)	VR_{20} (U$S)
0	O.C. (H°A°)	30	0	20	65.242,00
	O.C.(cañería)	50	0	20	19.893,00
	Provisión Energía	30	5	20	2.603,00
	Equipo Bombeo (GF1)	10	10	10	418,30
	Equipo Bombeo (alternativo)	20	10	20	418,30
	Válvulas Ø 0,150	20	5	12	690,15
8	Equipo Bombeo San Cabao	10	10	10	400,00
10	Equipo Bombeo (GF1)	10	10	10	418,30
12	O.C. (H°A°) (GF2)	30	0	8	41.155,00
	O.C. (Cañería 0,250)	50	0	8	159.020,00
	Válvulas Ø 0,250	20	5	8	1.755,00
	Equipo Bombeo GF2	10	10	8	1.171,24
	Equipo Bombeo GF2 (altern.)	20	10	8	2.677,00

AÑO	INVERSION (U$S)	VIDA UTIL (años)	VRf %	t (años)	VR20 (U$S)
18	Equipo Bombeo S.C.	10	10	3	2.920
	Equipo Bombeo S.C. (alternativo)	20	10	3	3.460
				VR20 total	302.241,39

Siendo VRf : Valor Residual al final de la vida útil.

t : Tiempo de funcionamiento de los equipos y/o materiales en el período de diseño.

VR20: Valor Residual al final del período de diseño.

A N E X O 3

CORRIENTE DE COSTOS ANUALES

ALTERNATIVA 1.1.- ACUEDUCTO GRAVITACIONAL (U$S)

Corriente de costos anuales

AÑO	INVERSIONES	OPERAC. Y MANTENIM.	TOTAL
0	977.301		977.301
1		30.398	30.398
2		30.616	30.616
3		30.878	30.878
4		31.140	31.140
5		31.402	31.402
6		31.664	31.663
7	131.765	31.969	163.734
8		32.629	32.629
9	104.900	32.943	137.843
10		33.572	33.572
11		33.867	33.867
12		34.172	34.172
13		34.490	34.490
14		34.817	34.817
15		35.155	35.155
16		35.506	35.506
17		35.869	35.869
18		36.243	36.243
19		36.599	36.599
20		36.966	36.966

VR = - 631.057

ALTERNATIVA 1.2.- CANAL PROTEGIDO (U$S)

Corriente de costos anuales

AÑO	INVERSIONES	OPERAC. Y MANTENIM.	TOTAL
0	621.259		621.259
1		41.220	41.220
2		41.438	41.438
3		41.700	41.700
4		41.962	41.962
5		42.224	42.224
6		42.486	42.486
7	131.765	42.791	174.556
8		43.451	43.451
9	104.900	43.765	148.665
10		44.394	44.394
11		44.689	44.689
12		44.994	44.994
13		45.312	45.312
14		45.639	45.639
15		45.977	45.977
16		45.328	45.328
17		46.691	46.691
18		47.065	47.065
19		47.421	47.421
20		47.788	47.788

VR = - 376.572.-

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES BIBLIOTECA Dr. Manuel Belgrano

ALTERNATIVA 2.1.- SUBTERRANEA CON ETAPA DE TRANSICION (U$S)

Corriente de costos anuales.

AÑO	INVERSIONES	OPERAC. Y MANTENIM.	TOTAL
0	245.949,29		245.949,29
1		40.639	40.639
2		41.582	41.582
3		42.711	42.711
4		43.838	43.838
5		44.969	44.969
6		46.099	46.099
7		47.415	47.415
8	4.000	48.542	52.542
9		49.897	49.897
10	4.183	51.028	55.211
11		52.301	52.301
12	256.506,20	53.617	310.123,20
13		58.827	58.827
14		59.749	59.749
15		60.693	60.693
16		61.675	61.675
17		62.692	62.692
18	8.000	63.745	71.745
19		64.739	64.739
20		65.767	65.767

VR = - 302.241,39

LISTADO DE INFORMACION UTILIZADA

1. Proyecto Modificación Toma y Aducción - A y EE 1972

   1. Plano S/N°- Planimetría Impulsión

   2. PLano S/N°- Planimetría de detalle de Aducción

2. Proyecto Acueducto gravitacional p/provisión de agua tratada. APA - 1982

   1. Memoria Técnica

   2. Plano N°2 - Perfil longitudinal

   3. Plano N°3 - Planimetría General

3. Plano S/N° de S.E.O.S.P. - Direc. Gral. de Orden. Territorial y Desarrollo Urbano - "Estado de Edificación y uso del suelo ".

4. Plano S/N°- Topografía-Nivelación nueva posición Reserva 1500 m3 - (Servicio del E.P.A.S. en Junín de los Andes)

5. D.P.V (Neuquén) - Ruta Prov. N° 61 - Tramo : Ruta Nac. N° 234- Lago Huechulafquen- Km. 3-4 - Plano 1- Lamina 4 - PLANIMETRIA

6. Idem 5.

   Km. 3-4 - Plano 2 - Lámina 4 - ALTIMETRIA

7. Idem 5

   Km. 4-5 - Plano 3 - Lámina 5 - PLANIMETRIA

8. Idem 5

   Km. 4-5 - Plano 4 - Lámina 5 - ALTIMETRIA

9. D.P.V. (Neuquén)- Ruta Complementaria "h" - Tramo : Ex ruta Complementaria "d"- L° Huechulafquen

   Km. 5-6 - Lámina 6 - ALTIMETRIA

10. Idem 9

    Km 6-7 - Lámina 7 - ALTIMETRIA

11. Idem 9

    Km 7-8 - Lámina 8 - ALTIMETRIA

12. Idem 9

    Km. 8-9 - Lámina 9 - ALTIMETRIA

13. Idem 9

    Km. 9-10- Lámina 10 - PLANIMETRIA

14. Idem 9

    Km 9-10- Lámina 10 - ALTIMETRIA

15. Plano S/N°. Acueducto p/provisión de Agua Potable- Conforme a obra. Planimetría General - APA

16. Idem 15 - Ubicación y detalles - APA

17. Plano S/N°- Reacondicionamiento Red Agua Potable - Junín de Los Andes E.P.A.S. 1989 - s/Proyecto Ingeniería Hidráulica

18. Estudio de Revisión del Sistema de agua potable de Junín de Los Andes- Ingeniería Hidráulica febrero/1986

19. Proyecto Desagues Cloacales para Junín de Los Andes- CFI 1981

20. Normas Técnicas CO.FA.P. y S.

21. Manual de Hidráulica : Ing. O, Dalmati . T.I.

22. Topografía expeditiva:

    1. Mensura y nivelación Planta Potabilizadora Junín de Los Andes
    2. Nivelación traza de la huella entre Presa derivadora y puente en Km. 9 sobre Ruta Complementaria "h" - Perfiles transversales canal-huella, cantidad 7. (Servicios del EPAS en Junín de Los Andes)