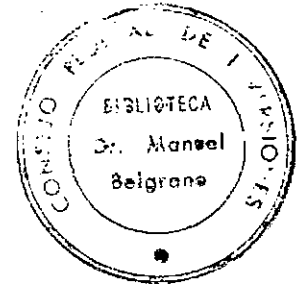


3467B

1792
IV



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 Ciáccera

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.

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. <u>DIAGNOSTICO DEL SISTEMA ACTUAL DE PROVISION DE AGUA</u>	
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. <u>CARACTERIZACION DE LA DEMANDA</u>	
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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

	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. Alternativa: 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 m ³	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

3. Alimentación de la reserva de 1.500 m ³ - Funcionamiento como Tanque de Cola - Galería Filtrante I	68
4. Galería filtrante II - Vinculación con D ^o 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. <u>SELECCION DE LA ALTERNATIVA</u>	81
<u>ANEXOS</u>	
. 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
<u>LISTADO DE INFORMACION UTILIZADA</u>	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 mediano 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 construido 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.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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.

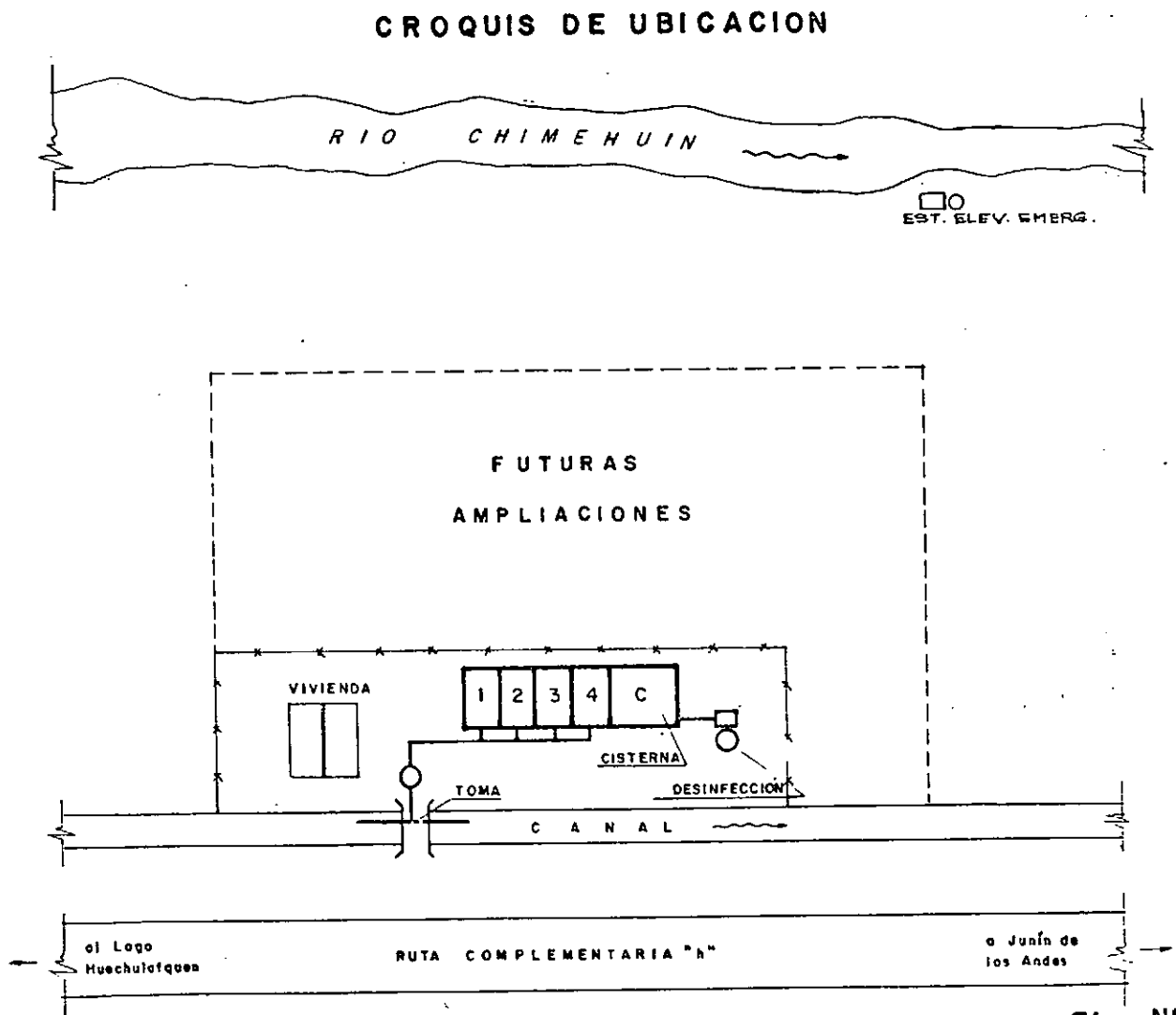


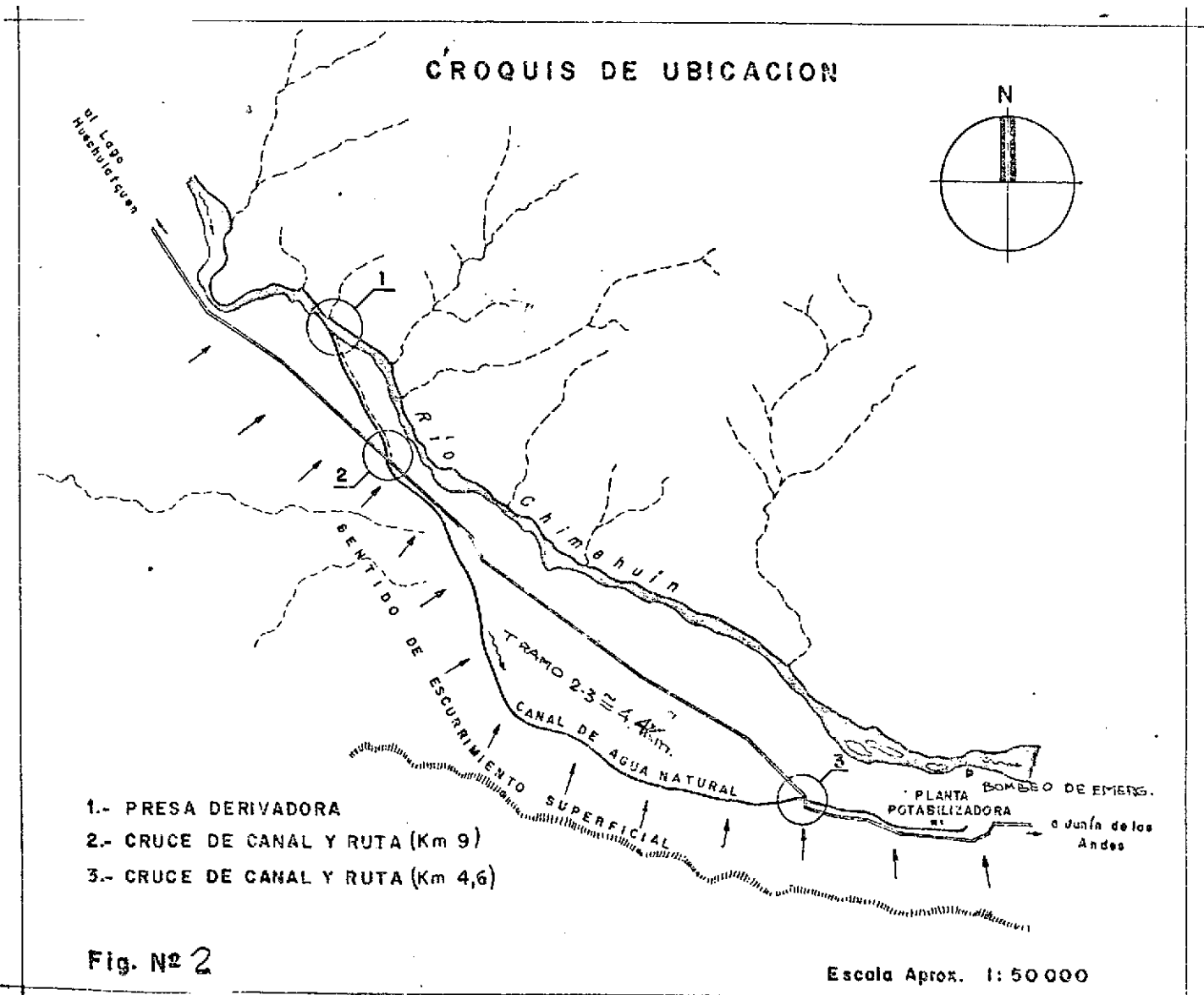
Fig. N°1

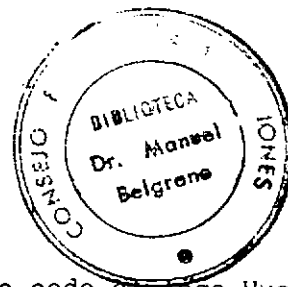
1.3. Presa derivadora y canal de aducción

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.





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: $4 \times 100 \text{ m}^2/\text{u} = 400 \text{ m}^2$

Se adopta una velocidad máxima para filtros lentos.

Velocidad: $5,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$

. Actualmente trabajan los cuatro simultáneamente sin unidad de reserva.

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

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

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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 $36 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$ a $45 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$. Con algún ajuste en la captación del subálveo podrá obtenerse para estas condiciones unos $10 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$ 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:

$$Q_T = Q_F + Q_B = 64,8 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} + 45 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q_T \cong 110 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

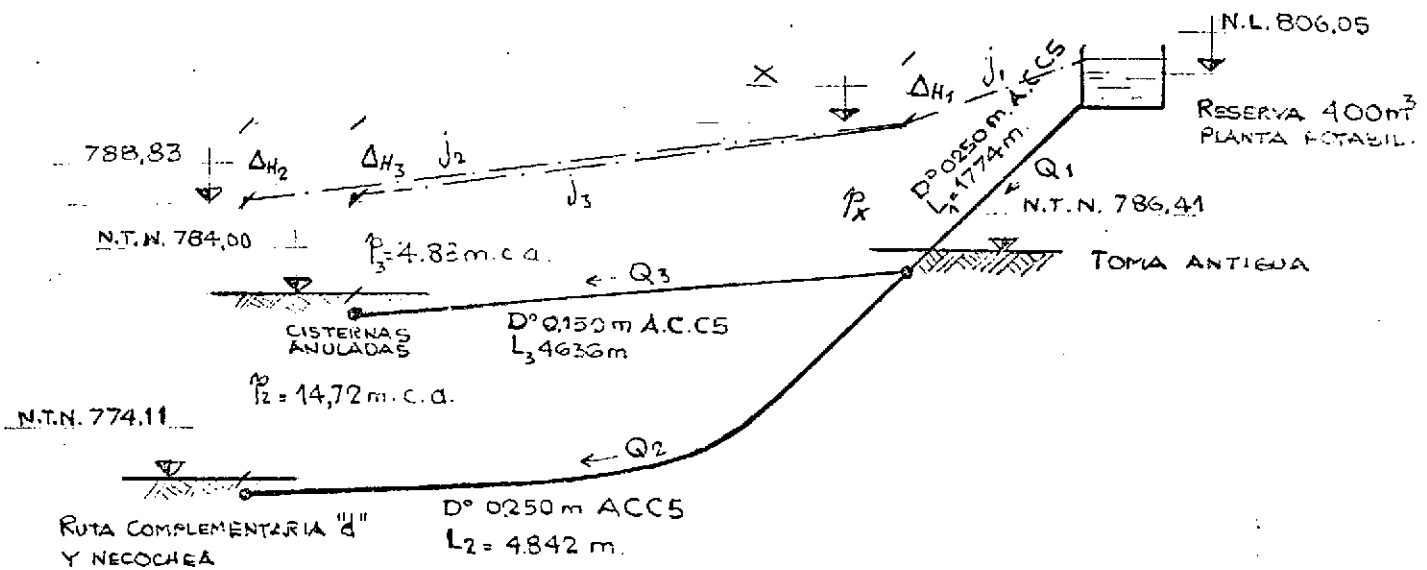
3.4. Verificación hidráulica de la aducción existente

Actualmente la red es alimentada desde la cisterna de la planta potabilizadora, con una cañería de $D^\circ 0,250 \text{ m}$ 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 $D^\circ 0,150 \text{ m}$ de A°.C°.C5 que nace del caño de $D^\circ 0,250$ 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 D° 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 D° 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 D° 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 monomía del Profesor Scimemi:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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:

$$P_0 = 5.643 \text{ habitantes.}$$

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:

$$P_f = P_0 (1 + i)^n$$

Siendo P_f : Población futura

P_0 : 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.	38.866	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.)	616.738	43.070	91.892	99.12	80.02	Incremento de población con tasa decreciente.
CUTRAL CO	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 (*)
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 N° 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 N° 2) podemos adoptar las siguientes tasas futuras:

CUADRO N° 3

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

A 30 AÑOS: 1982 - 2012

PERIODO	TASA ADOPTADA (%)	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, da como resultado: $P_{2012} = 15.696$ habitantes (ver Cuadro N° 4 y gráfico N° 1).

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUADRO N° 4

PROYECCION DE LA POBLACION

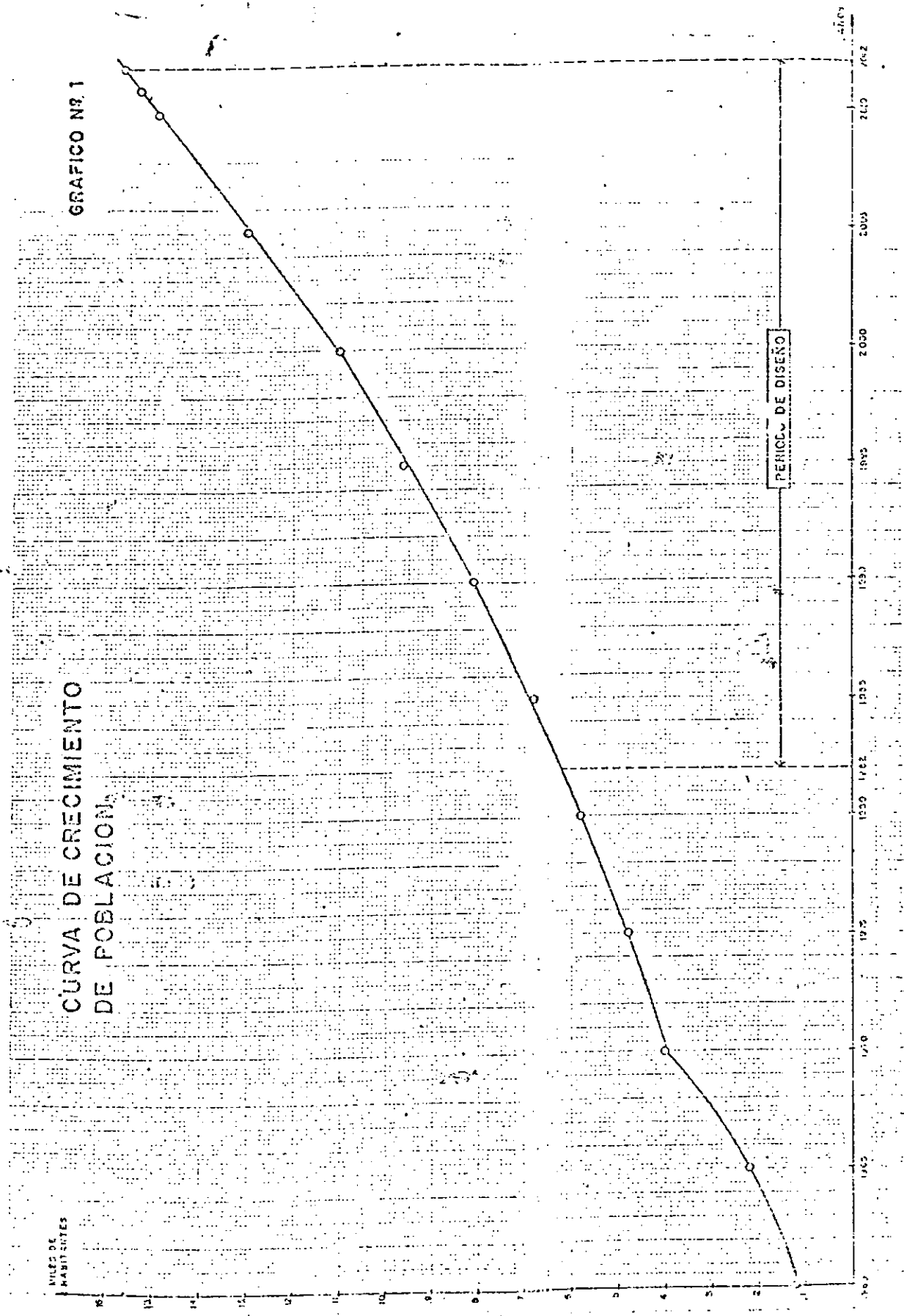
AÑO	TASA ANUAL (%)	POBLACION (Hab.)	OBSERVACIONES
1970		3.870	
71	38.44	4.019	
72	38.44	4.173	
73	38.44	4.334	
74	38.44	4.500	
1975		4.673	
76	38.44	4.853	
77	38.44	5.039	
78	38.44	5.233	
79	38.44	5.434	
1980		5.643	
81	38.00	5.857	
82	38.00	6.080	
83	38.00	6.311	
84	38.00	6.550	
1985		6.799	
86	38.00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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

CUADRO N° 4 (CONTINUACION)

AÑO	TASA ANUAL (%)	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	



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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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.
	<hr/>
Total población 1990	9.012 hab. =====

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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.
	<hr/>
Total población 1992	<u>9.617 hab.</u>

$$P_0 = 9.617 \text{ habitantes}$$

. 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.
	<hr/>
Total población 2002	<u>13.178 hab.</u>

$$P_{10} = 13.178 \text{ habitantes}$$

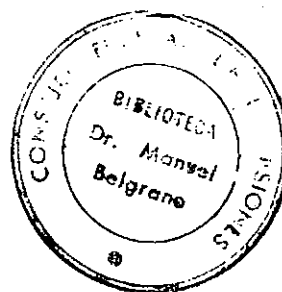
. A los "20" años (2012), considerando los índices de crecimiento de la proyección 1981 para el período 2002-2012:

. Población 2012	15.696 hab.
. Adicional población: cuartel, industrial y flotante (10%)	1.570 hab.
	<hr/>
Total población 2012	<u>17.266 hab.</u> =====

P₂₀ = 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.



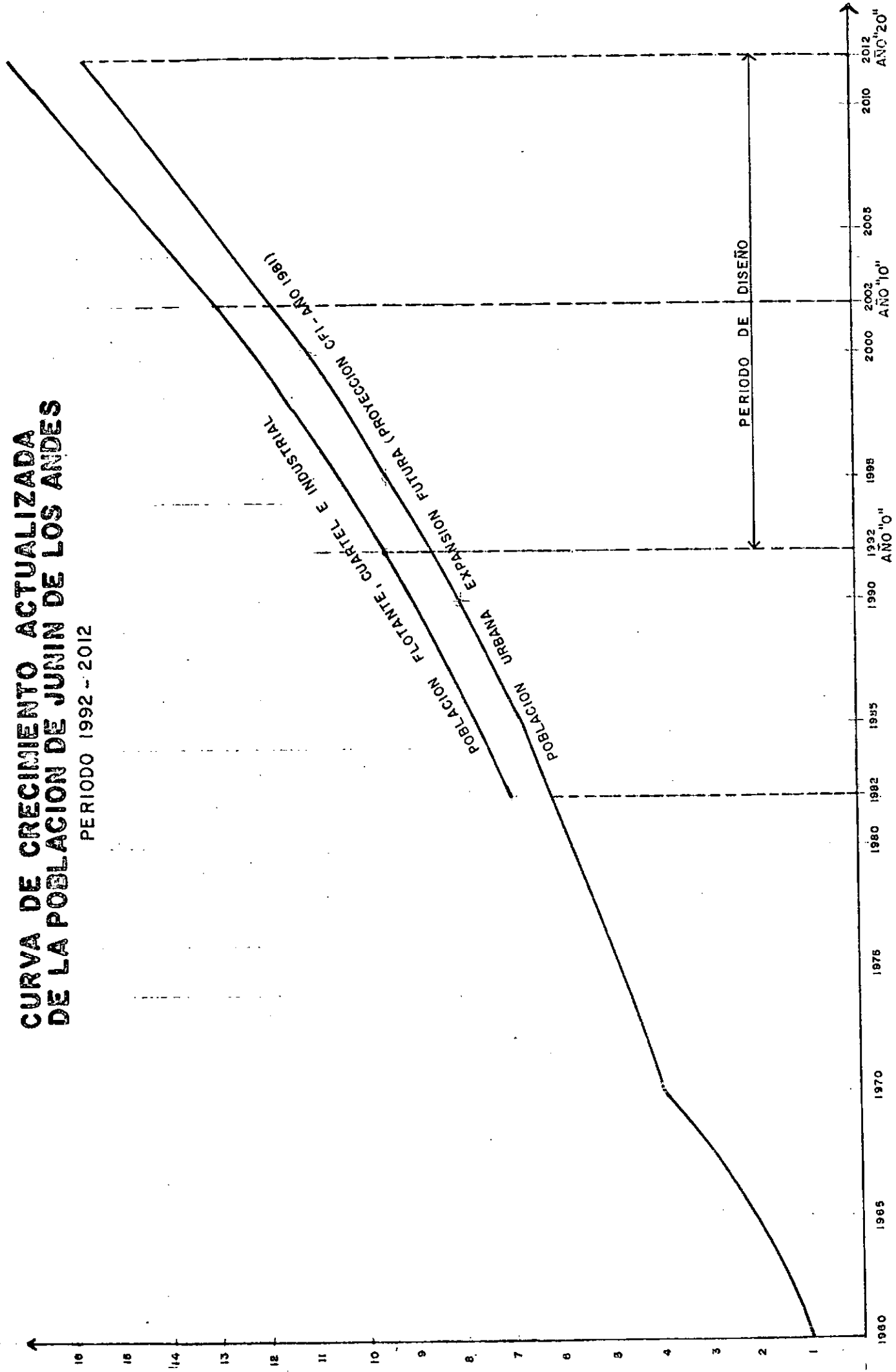
PROYECCION DE LA POBLACION

Periodo 1992-2012

AÑO	TASA ANUAL (o/oo)	POBLACION (Hab.)	10% ADICIONAL POBLACION, CUARTEL, INDUSTRIAL Y FLO-TANTE (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:

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

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

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

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:

$$V_0 = P_{1992} \cdot \rho_m = 9.617 \text{ hab.} \cdot 0,250 \frac{\text{m}^3}{\text{hab.día}} = 2.404 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

El caudal medio diario en el año cero (1992)

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

A los 10 años (2002):

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

$$Q_{10} = 151,0 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 41,94 \text{ lts/seg.}$$

A los 20 años (2012):

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

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

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

$$(1992) \text{ Al 1er. año } Q_0 \text{ maxd} = 100,17 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 1,2 = 120,20 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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

3.4. Caudal máximo horario

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

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

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

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)

$$Q_0 \text{ máx.d.} = 120,2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 1,05 = 126,21 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 35,06 \frac{\text{lt}}{\text{seg.}}$$

. A los 10 años (2002)

$$Q_{10} \text{ máx.d.} = 181,2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 1,05 = 190,26 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 52,85 \frac{\text{lt}}{\text{seg.}}$$

. A los 20 años (2012)

$$Q_{20} \text{ máx.d.} = 259 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 1,05 = 271,95 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 75,54 \frac{\text{lt}}{\text{seg.}}$$

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 río 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

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

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

P = 40 segundos

El volumen será:

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

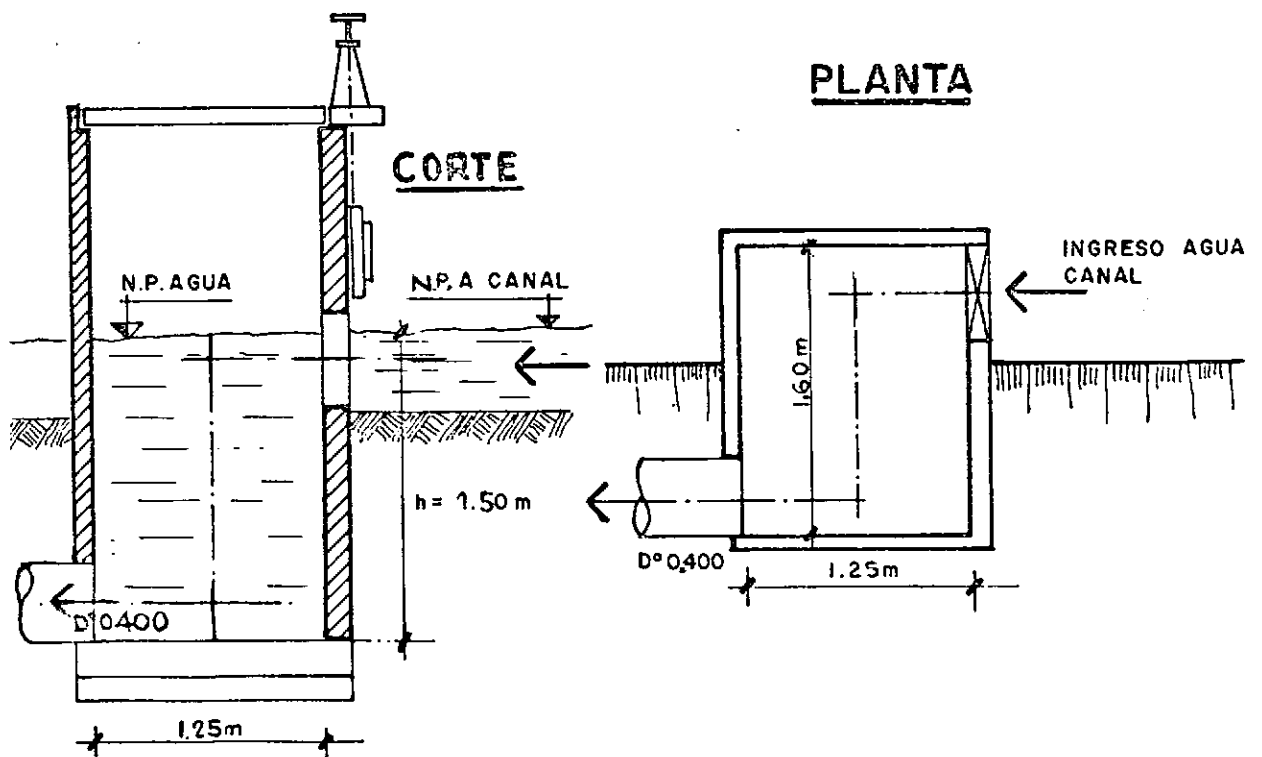
Se adopta un tirante h = 1,50 m y la superficie rectangular será:

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

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

El volumen hidráulico final es:

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



CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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 Complementaria "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).

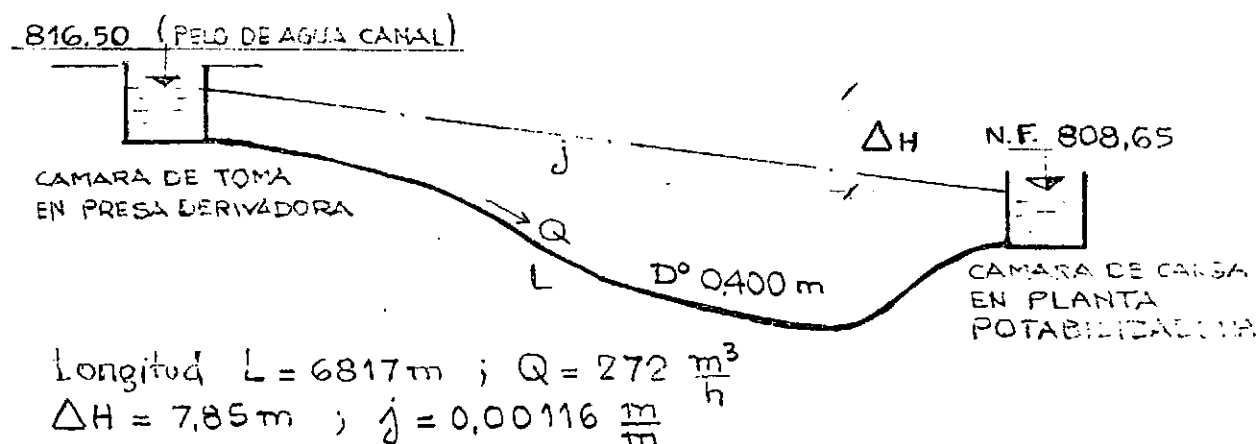
El material será de A.C. Clase 3, de un diámetro $D = 0,400$ m para una longitud aproximada $L = 6.810$ m.

Tendrá escurrimiento a sección llena, con presiones del orden de 10,5 m.c.a. ~ 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: $Q = 50,5 \cdot D^{2,68} \cdot J^{0,56}$

$J = 0,00116 \text{ m/m}$
 $Q = 272 \text{ m}^3/\text{h}$

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:

$Q = 354 \text{ m}^3/\text{h}$

Este caudal cubre holgadamente el $Q_{\text{máx.D}}$ (2012); $(354 \text{ m}^3/\text{h} - 272 \text{ m}^3/\text{h} = 82 \text{ m}^3/\text{h})$, 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, persenal, 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 ítem 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 prescindiera 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 $Q_{\text{máx}}$ 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:

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

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.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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:

$$S = 3 \times 225 \text{ m}^2 = 675 \text{ m}^2$$

El nuevo conjunto, filtros existentes (4 unidades de $S = 100 \text{ m}^3$ 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:

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

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

Si se adopta una velocidad máxima de filtración de $0,2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ hora se tendrá un caudal máximo diario producido de:

$$Q_{1\text{máx D}} = 850 \text{ m}^2 \times 0,2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 170 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 47,2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

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

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 $S = 225 \text{ m}^2$ cada uno, en total tendremos un conjunto de nueve (9) filtros lentos, con los cuales se podrá operar de la siguiente manera:

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

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

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

$$Q_{1\text{máx. D}} = 1.300 \text{ m}^2 \times 0,2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 260 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 72,2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$$

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

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 %.

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

5. Almacenamiento en la planta.

La reserva existente en la planta reacondicionada puede llegar a tener un volumen útil de 400 m³.

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:

$$V \text{ diario} = 2.404 \text{ m}^3 \text{ y } P = 6 \text{ hs}$$

$$V \text{ cisterna año "0"} = 600 \text{ m}^3$$

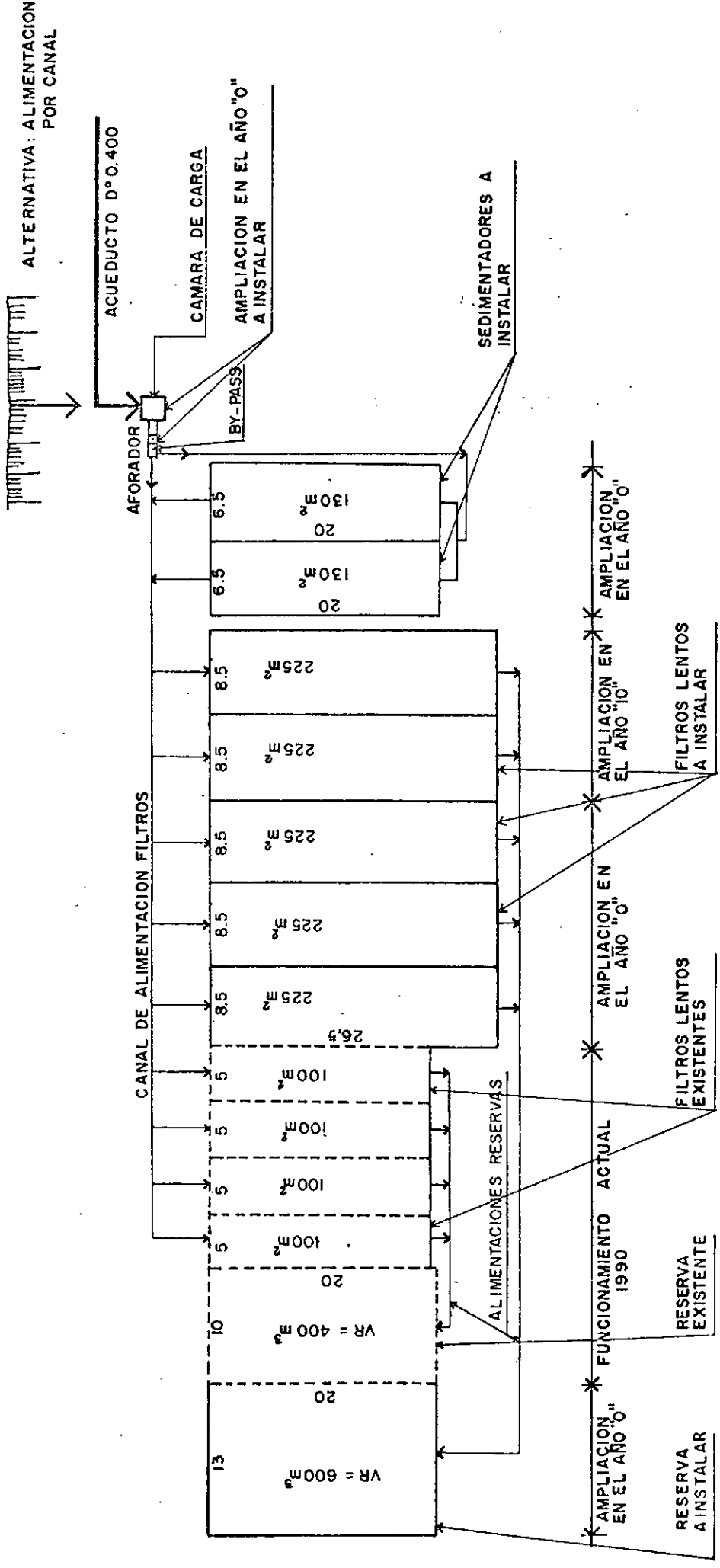
para el año "10"

$$V \text{ diario} = 3.624 \text{ m}^3 \text{ y } P = 6 \text{ hs}$$

$$V \text{ cisterna año "10"} = 900 \text{ m}^3$$

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 $P = 6 \text{ hs}$

V cisterna año "20" = 1.300 m^3

Por otra parte, la variante prevé en la zona urbana una reserva importante de $V = 1.500 \text{ m}^3$, 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 m^3 que con la existente sumarán $V = 1.000 \text{ m}^3$. 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 m^3 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 com pensando 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 des niveles topográficos favorables, es factible proponer el funcionamiento de un tanque de cola, según el concepto indicado precedente - mente.

En el año "0" (1992) se instalará el primer módulo con un volumen $V_R(0) = 1.500 \text{ m}^3$. 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, consi derar la posibilidad de implementar un segundo módulo de igual capacidad en el año "10" (Segunda etapa de obras o cuando la demanda lo indique).

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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

$$\text{será de: } TR_{1992} = \frac{V_R (1992)}{Q \text{ máx. diario}} = \frac{1.500 \text{ m}^3}{120,2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}} = 12 \text{ hs } 30 \text{ min.}$$

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

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

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:

$$VR_{2002} = 3.000 \text{ m}^3$$

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

$$TR_{2002} = \frac{VR_{2002}}{Q_{\text{máx.D.}}} = \frac{3.000 \text{ m}^3}{181,2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}} = 16 \text{ hs } 33 \text{ min.}$$

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

$$TR_{2012} = \frac{3.000 \text{ m}^3}{259 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}} = 11 \text{ hs } 35 \text{ min.}$$

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.

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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 m³/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:

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

$$L_T = 1.774 \text{ m} + 4.636 \text{ m} + 20 \text{ m} = 6.430 \text{ m}$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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

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

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

El caudal total que llegará desde las reservas de la planta a la cisterna de 1.500 m³ en el momento de mínimo consumo (cuando la piezométrica de la cañería de D° 0,250 m tienda a la estática) será:

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

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:

$$\begin{aligned} V_{\text{diario}} &= Q_{0,250} \times 8 \text{ hs.} + Q_{0,150} \times 24 \text{ hs} = \\ \text{año "0"} & \\ &= 127,33 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 8 \text{ hs} + 41,31 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 24 \text{ hs.} = \end{aligned}$$

$V_{\text{diario}} = 2.010 \text{ m}^3$ 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:

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

$$Q_{\text{máx. D}} = 131,67 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} + 127,33 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 259 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 72 \frac{\text{l}}{\text{seg}}$$

volumen en 8 horas de 2.072 m³. El volumen diario:

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

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"

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

. Caudal máximo disponible en el año "10"

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

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

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

2da. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

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

. Caudal máximo disponible en el año "20"

$$\begin{array}{r}
 \text{QFiltros Existentes} = 42,00 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \\
 \text{QFiltros nuevos} = 236,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (\text{a partir del año "10"}) \\
 \hline
 278,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}
 \end{array}$$

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".

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

. Caudal disponible en el año "8"

$$\begin{array}{r}
 \text{QAducción Existente D}^\circ 0,250 = 127,33 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \\
 \text{QAducción Existente D}^\circ 0,150 = 41,31 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (\text{A partir del año "0" con} \\
 \hline
 \text{D}^\circ 0,250 \text{ y L} = 1774) \\
 168,64 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}
 \end{array}$$

. Caudal necesario en el año "10"

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

. Caudal disponible en el año "10"

$$\begin{array}{r}
 \text{QAducc. Exist. D}^\circ 0,250 = 127,33 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \\
 \text{QAducc. D}^\circ 0,250 = 53,87 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (\text{Hasta un máximo de } 137,88 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \\
 \text{(reemplaza a partir del año "8" el D}^\circ 0,150 \text{ y L} = 4656 \text{ m)} \\
 \hline
 181,20 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}
 \end{array}$$

. Caudal necesario en el año "20"

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

. Caudal disponible en el año "20"

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

$$Q_{\text{Aducc. D}^\circ 0,250} = 131,67 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (\text{Hasta un máximo de } 137,88 \frac{\text{m}^3}{\text{h}})$$

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

La reserva de 1.500 m³ 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"

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

. Caudal disponible en el año "10"

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

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

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

2da. ETAPA A PARTIR DEL AÑO "10"

. Caudal necesario para el año "20"

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

. Caudal disponible en el año "20"

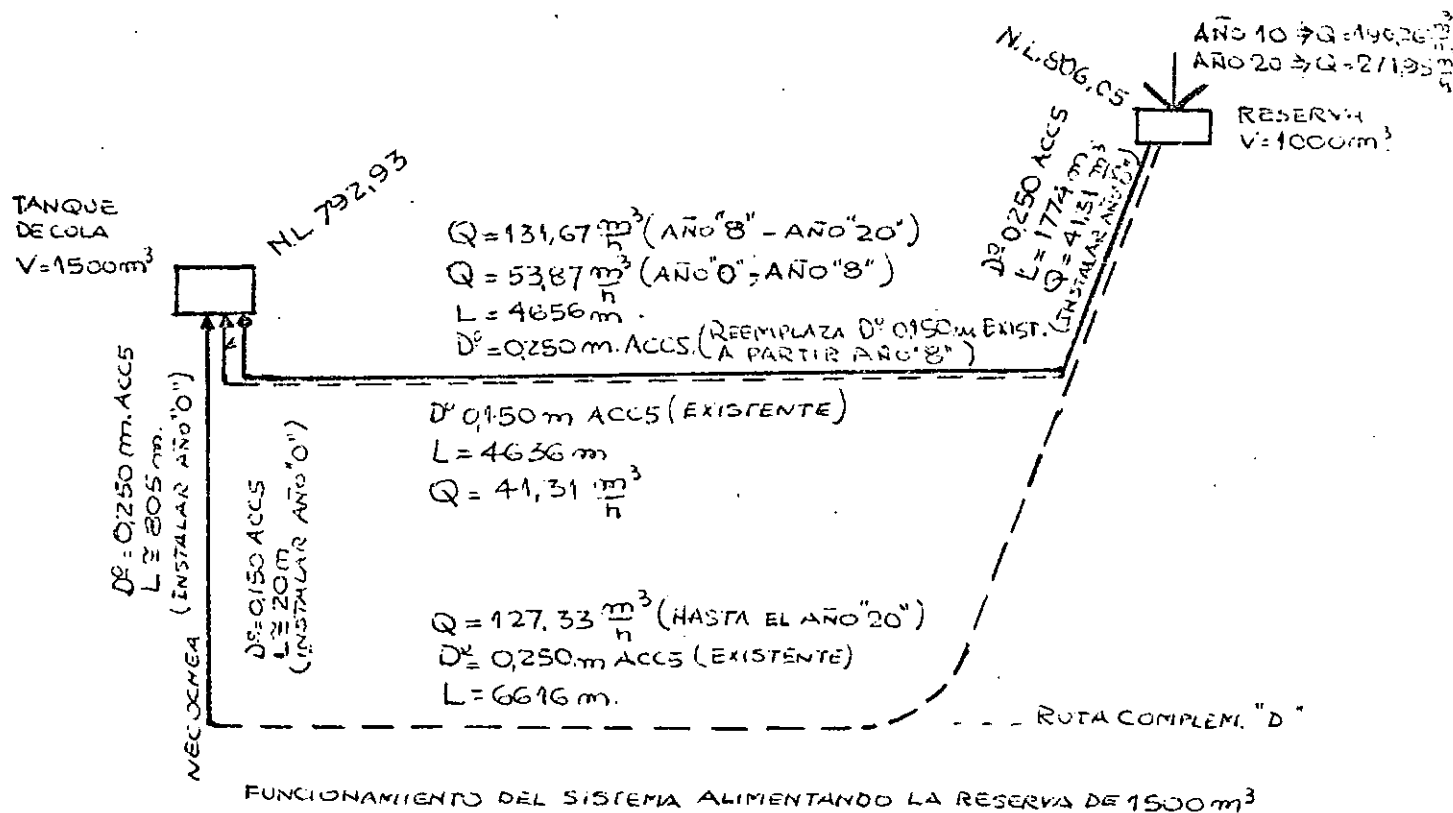
$$Q_{\text{Aducc. Exist. } D^{\circ} 0,250} = 158,0 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

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

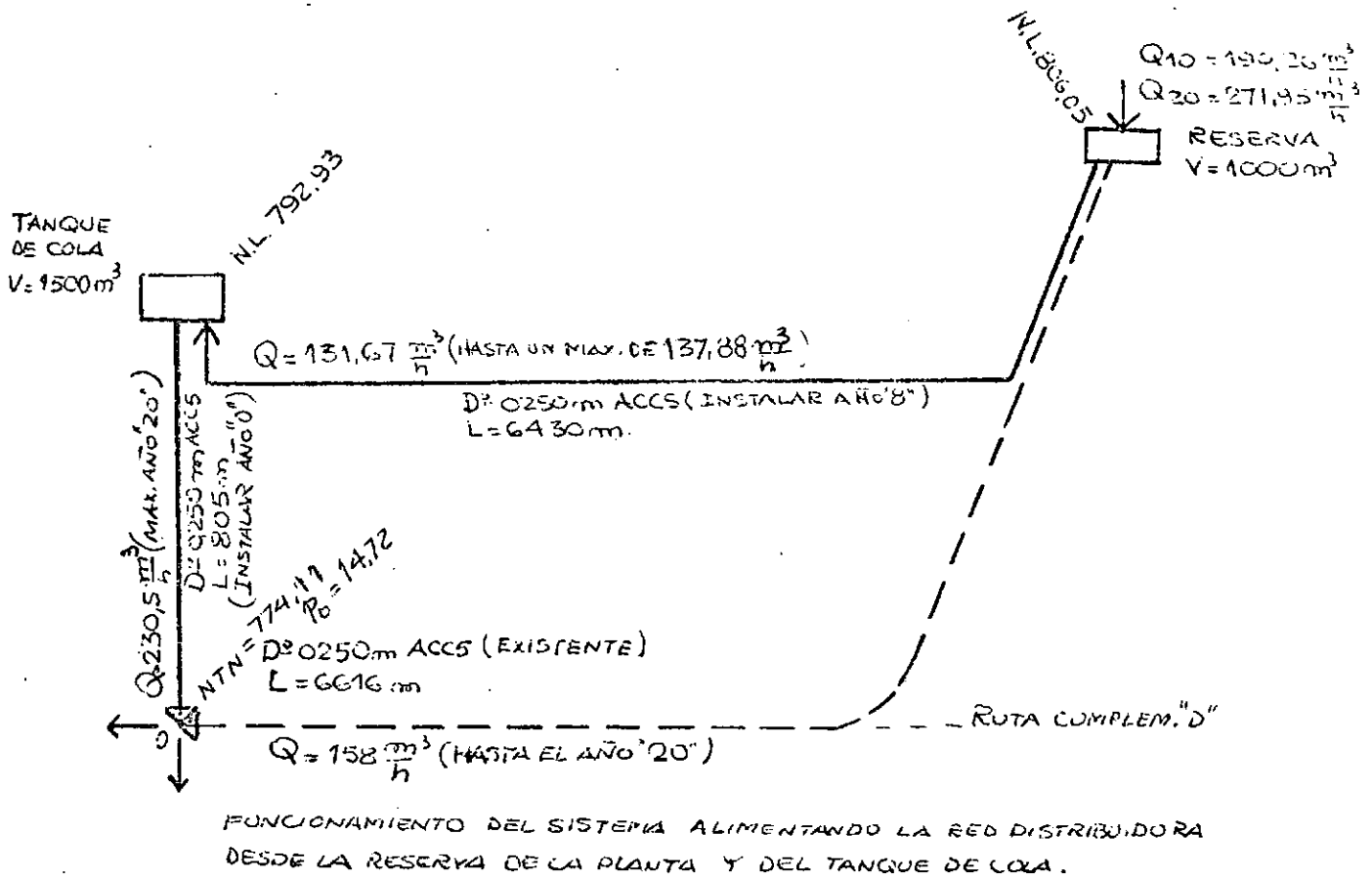
$$\hline 388,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

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



Planta esquemática N°2



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

D° 0,250 m A.C.C.5

Incógnitas

j (pérdida de carga unitaria m/m)

$\Delta H = N.L. Reserva P.P. - N.L. Tanque de C. \quad Q$ (caudal m³/seg)

Datos

$$\Delta H = 806,05 - 792,93 = 13,12 \text{ m}$$

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

$$= 6.616 \text{ m} + 805 \text{ m} = 7.421 \text{ m}$$

Incógnitas

v (velocidad m/seg)

Resultados

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

Según expresión monomía del Prof. Scimemi

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

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

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

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

$\Delta H = \text{N.L. Reserva P.P.} - \text{Presión disponible s/Proyecto APA-1982}$

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

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

Resultados

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

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

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

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

$\Delta H = \text{N.L. Tanque de Cola} - \text{N. de presión disponible en el nudo "0"}$

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

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

Según la expresión monomía del Prof. Scimemi:

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

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

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

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 L₂ = 4.656 m
0150

$$Q_1 = Q(0,250)$$

D° 0,250m A.C.C.5 y L₁ = 1.774 m
0250

$$Q_2 = Q(0,150)$$

$\Delta H = \text{N.L. Reserva P.P.} - \text{N.L. T. de Cola}$

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")

$$L_T = 4.656 \text{ m} + 1.774 \text{ m} = 6,430 \text{ m}$$

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Aplicando la expresión monomía del Prof. Scimemi: se plantea el siguiente sistema de ecuaciones,

$$Q_1 = Q_2$$

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

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

Resolviendo se tiene:

$$Q_1 = Q_2 = 41,31 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$X = 805,63 \text{ m}$$

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

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

Cálculo del diámetro de la cañería que reemplazará a partir del año "8" a la existente de $D^\circ 0,150 \text{ m}$ y longitud $L = 4.656 \text{ m}$.

Datos

Q necesario a partir año "8"

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

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

Se adopta $D^\circ 0,250 \text{ m A.C.C.5}$

$$L_1 = 1.774 \text{ m (Instalar en año "0")}$$

$$L_2 = 4.656 \text{ m (Instalar en año "8")}$$

$$L_1 + L_2 = 6.430 \text{ m}$$

$$\Delta H = 13,12$$

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

Según expresión monomía del Prof. Scimemi:

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

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

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

Cálculo hidráulico de la Cámara de Carga

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

Se adopta una permanencia $P = 40$ segundos.

El volumen será:

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

Se adopta un tirante $h = 1,50 \text{ m}$

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

Se adopta una sección cuadrada.

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

Se adopta $L = 1,40$

El volumen hidráulico final será:

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

Cálculo hidráulico del sedimentador simple

$Q = 272 \text{ m}^3/\text{h}$ se adopta una permanencia,

$P = 2 \text{ hs.}$ el volumen será:

$$V = Q \cdot P = 272 \text{ m}^3/\text{h} \times 2 \text{ hs.} = 544 \text{ m}^3$$

$V = 544 \text{ m}^3$ se adopta un tirante $h = 2 \text{ m}$

$$S = \frac{V}{h} = 272 \text{ m}^2, \text{ se adopta sección rectangular:}$$

el volumen será:

$$V = L \cdot l \cdot h = 272 \text{ m}^3$$

$$l = \frac{272 \text{ m}^3}{L \cdot h}; \text{ se fija } L$$

$$L = 16 \text{ m y } l = 8,50 \text{ m}$$

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

el volumen será:

$$V = 20 \text{ m} \times 6,8 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 272 \text{ m}^3$$