

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Ambiental

**El Proyecto de Abastecimiento de Agua de la Comunidad Rural de
San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima**

**Consideraciones, Desarrollo y Evaluación de un Sistema de
Tratamiento que Implementa la Filtración Gruesa de Flujo Vertical
en Grava**

TESIS

Para Optar el Título Profesional de Ingeniero Sanitario

**Mauricio Pardón Ojeda
Promoción 1979-1**

Lima Perú
1987

CONTENIDO

	<u>Página</u>
Reconocimiento	1
Resumen	2
1. LOS ANTECEDENTES	3
1.1 Los sistemas de tratamiento de agua en el medio rural - Problemas relacionados	3
1.2 Revisión bibliográfica aplicada	6
1.3 Los trabajos iniciales del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS)	11
1.4 Ensayos a nivel de planta piloto de la eficiencia/eficacia del proceso de filtración gruesa en serie de flujo vertical	11
2. EL PROYECTO	18
2.1 Características de la comunidad rural de San Vicente de Azpitia	18
2.2 Consideraciones de diseño del proyecto de abastecimiento de agua	18
2.3 Aspectos constructivos del proyecto de abastecimiento de agua	32
3. LA EVALUACION	36
3.1 Antecedentes	36
3.2 Objetivos	36
3.3 Metodología	36
3.4 Resultados	36
4. CONSIDERACIONES ADICIONALES	54
4.1 Experiencias llevadas a cabo en la planta experimental de La Atarjea referidas a la limpieza por descarga hidráulica de unidades de FGV	54
4.2 Relevancia del sistema de almacenamiento/regulación disperso en la comunidad	57
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	61
APENDICES	
A. Cálculo del área transversal de las compuertas de drenaje de los filtros gruesos de flujo vertical	
B. Análisis de costos del proyecto de abastecimiento de agua. San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima	

LISTA DE CUADROS

<u>Número</u>		<u>Página</u>
1.	Evaluación del estado de los sistemas de tratamiento de agua en pequeñas comunidades rurales del Perú; (1979)	4
2.	Evaluación del estado de los sistemas de tratamiento de agua en pequeñas comunidades rurales de la sierra y selva central del Perú; (1985)	4
3.	Experiencias a escala de laboratorio con sistemas de filtración gruesa de flujo vertical - Revisión bibliográfica	8
4.	Recomendaciones de diseño para la instalación de sistemas de filtración gruesa de flujo vertical - Revisión bibliográfica	9
5.	Uso de la tecnología de filtración gruesa de flujo vertical en sistemas de abastecimiento de agua - Revisión bibliográfica	10
6.	Descripción general de la comunidad de San Vicente de Azpitia	21
7.	Elementos del sistema de abastecimiento de agua para consumo humano en San Vicente de Azpitia	22
8.	Parámetros de diseño del filtro grueso en serie de flujo vertical	27
9.	Costos por componentes del proyecto de abastecimiento de agua de San Vicente de Azpitia	35
10.	Resumen de costos	35
11.	Análisis y mediciones efectuados rutinariamente durante la evaluación del sistema de abastecimiento (enero - marzo de 1986)	38
12.	Métodos y equipos utilizados en los análisis durante la evaluación	39
13.	Características del agua en el canal de regadío Azpitia. Fuente del sistema de abastecimiento	40

14.	Eficiencia remocional de turbiedad y coliformes fecales del sistema de tratamiento de agua (período de evaluación enero - marzo 1986)	41
15.	Valores experimentales del módulo de impedimento (λ)	46
16.	Valores del módulo de impedimento (λ) calculado a partir de los datos de eficiencia remocional media del FGV durante la evaluación del 05 enero al 20 marzo de 1987	48
17.	Análisis de la eficiencia de la limpieza del FGV mediante descarga hidráulica (período de evaluación enero - mayo 1985)	50
18.	Evolución de la tarifa de agua	51
19.	Análisis de la eficiencia de limpieza de filtros de grava mediante descarga hidráulica. Planta experimental de La Atarjea, Lima	55
20.	Análisis comparativo de costos a precios actuales de las alternativas de distribución por reservorio de cabecera y por sistema de almacenamiento diseminado en la comunidad	59

LISTA DE FIGURAS

<u>Número</u>		<u>Página</u>
1.	Performance de un filtro grueso de grava de flujo horizontal. Pruebas desarrolladas en la planta experimental de La Atarjea - Lima (1979) por el Ing. J. Pérez (CEPIS/OPS)	12
2.	Modelo hipotético de performance de un proceso de filtración gruesa en serie de tres etapas desarrollado por el Ing. J. Pérez (CEPIS/OPS)	13
3.	Unidad experimental piloto de filtración gruesa en serie de flujo vertical. Planta experimental de La Atarjea - Lima (1984 - 1985)	15
4.	Eficiencia en la reducción porcentual de turbiedad como una función de la turbiedad afluente y la velocidad de filtración. Comparación con los requerimientos prácticos de calidad de agua afluente para la filtración lenta en arena. Filtros gruesos en serie de flujo vertical, planta experimental de La Atarjea - Lima (1984)	16
5.	Ubicación geográfica de San Vicente de Azpitia, Cañete-Lima	19
6.	La comunidad de San Vicente de Azpitia	20
7.	Plano general del sistema de abastecimiento de agua de San Vicente de Azpitia	23
8.	Perfil del sistema de abastecimiento de agua	24
9.	Obras de captación	26
10.	Filtro grueso en serie de flujo vertical - Vista en planta	28
11.	Filtro grueso en serie de flujo vertical - Cortes y elevaciones	29
12.	Características del filtro lento de arena protegido	30
13.	Disposición de los filtros lentos de arena protegidos	31
14.	Tanque elevado de almacenamiento/regulación y prototipo de pileta pública	33

15.	Cronograma de las actividades de operación y mantenimiento registrados durante la evaluación del sistema de abastecimiento de agua de SV Azpitia	37
16.	Niveles de turbiedad en cada etapa del proceso de tratamiento	43
16a.	Eficiencia remocional de turbiedad en el filtro grueso de flujo vertical. Turbiedad efluente como una función de turbiedad a la entrada del FGV	44
16b.	Eficiencia remocional de turbiedad en el filtro grueso de flujo vertical. Eficiencia como una función de la turbiedad a la entrada del FGV	45
17.	Niveles de densidad bacteriológica en cada etapa del proceso de tratamiento	46
18.	Niveles comparativos de turbiedad en el agua cruda y evolución de la resistencia de los 3 filtros lentos de arena protegidos	47
19.	Incrementos relativos de la tarifa de agua, el salario del operador y la inflación en el país	52
20.	Estructura de niveles dentro de un filtro grueso en serie de flujo vertical que garantiza un máximo volumen de agua para la limpieza hidráulica de la unidad	56

A mis padres que además de darme las herramientas me enseñaron, con su ejemplo, a disfrutar usándolas.

RECONOCIMIENTO

El Proyecto de abastecimiento de agua de la comunidad de San Vicente de Azpitia en la Provincia de Cañete - Lima, se desarrolló en el marco del Proyecto de Investigación y Desarrollo sobre Pequeñas Plantas de Filtración Lenta en Arena (R3760) financiado por la Administración para el Desarrollo de Ultramar (ODA), Gobierno Británico y el Programa de Investigación sobre Prefiltros de Grava financiado por el Gobierno Alemán (GTZ) y ejecutado por el *Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente* (CEPIS/OPS).

El financiamiento de las obras corrió a cargo del ODA, la GTZ/CEPIS, el Instituto de Asuntos Culturales (ICA), la Embajada Británica y contó con la contribución de las recaudaciones de la comunidad de Azpitia.

La Dirección de Saneamiento Rural (DISAR/DIGEMA) del Ministerio de Salud aportó sus conocimientos y personal al Proyecto y la evaluación. El Proyecto cuenta con el Nº 12-141, Código del Plan Nacional de Agua Potable Rural.

El ingeniero José M. Pérez Carrión, asesor en tratamiento de agua del CEPIS/OPS y jefe del programa financiado por la GTZ trabajó en el diseño original de la planta de filtros gruesos de flujo vertical y revisó los planos finales. Pertenecen al ingeniero Pérez las concepciones iniciales y la dirección de las primeras investigaciones en prototipos en La Atarjea.

El señor Gabino Villavicencio, técnico de laboratorio de la DIGEMA participó de todo el desarrollo del Proyecto y desarrolló la evaluación de campo en la comunidad de Azpitia.

La comunidad de Azpitia contribuyó muy efectivamente desde el inicio a través del Comité del Agua Potable y ahora a partir de la Junta Administrativa de Agua Potable. Merecen mención especial los señores Gregorio Arias y Félix Aburto aunque es deseo del autor congratular a la comunidad entera por el esfuerzo realizado.

Lourdes, mi esposa, fue el apoyo permanente durante el Programa, trabajando durante su desarrollo con las mujeres y hombres de la comunidad. Juntos aprendimos y valoramos la realidad y potencial de nuestras comunidades rurales.

RESUMEN

1. Se evalúa críticamente el estado de los sistemas de tratamiento de agua en el Perú identificándose problemas comunes. Se propone la necesidad de pretratamiento para las unidades de Filtración Lenta en Arena llevándose a cabo una investigación bibliográfica detallada sobre antecedentes del uso de Filtros Gruesos de Flujo Vertical (FGV) para el acondicionamiento de aguas turbias. Se encontraron antecedentes actuales valiosos en Asia y experiencias en la Europa del Siglo XIX.
2. Se presentan los trabajos del CEPIS/QPS que llevaron al diseño de los FGV para el Sistema de Abastecimiento de Azpitia.
3. El proyecto de abastecimiento es tratado con extensión y tiene como componentes innovadores:
 - i. El sistema de captación mediante controladores de flujo V notch 45°.
 - ii. Los filtros gruesos de flujo vertical en serie.
 - iii. Los filtros lentos de arena protegidos desarrollados en la Universidad de Surrey, Inglaterra.
 - iv. El sistema de abastecimiento/regulación distribuido en la comunidad y sistema de distribución mediante piletas mejoradas.

La capacidad del sistema es de 35 m³/día, tiene una población de diseño de 730 habitantes y su costo total fue de EUA\$ 12,070.

4. La evaluación demostró la eficiencia y eficacia del sistema. La eficiencia remocional promedio de turbiedad del FGV varió con las cargas en la fuente; para turbiedades entre 20-100 UNT fue de 63%; 100-300 UNT 79%; y más de 300 UNT 92%. La eficiencia remocional de coliformes fecales global del sistema de tratamiento fue de 97%.
5. El proceso de limpieza por descarga hidráulica del FGV de Azpitia tuvo una eficiencia baja, registrándose valores de entre 7 y 21% en la remoción de depósitos de sólidos. Se desarrollaron con posterioridad ensayos a nivel experimental que demostraron que con velocidades verticales de descarga de 1.5 a 2.0 m/min y volumen de agua de 1.1 a 1.5 m³/m² de lecho de grava se pueden alcanzar eficiencias en la remoción de depósitos de sólidos de entre 62 y 81%. Se proponen adecuaciones sencillas en los diseños para poner esta metodología en práctica.
6. La administración a cargo de la Junta Administrativa de Agua Potable ha sido muy buena lo que se traduce en una adecuada operación y mantenimiento del sistema.

1. LOS ANTECEDENTES

1.1 Los sistemas de tratamiento de agua en el medio rural - Problemas relacionados

Se estima que en el país existen entre 1500 y 1800 sistemas rurales de abastecimiento de agua, entendiéndose por rural a las poblaciones que cuentan con menos de 2000 habitantes. De esta cantidad global se estima que un 20 a 25% son sistemas que incluyen plantas de tratamiento para acondicionar el agua proveniente, en la gran mayoría de los casos, de una fuente superficial. Estos sistemas de tratamiento están característicamente conformados por: una captación, sedimentación, filtración lenta en arena (FLA) y un tanque de almacenamiento/regulación, dentro del cual los diseños prevén la desinfección mediante hipocloradores antes de entrar a la red de distribución.

Pero veamos cuál es el estado de estos sistemas de tratamiento en el medio rural peruano. En base a encuestas nacionales desarrolladas en el marco del Programa DTIAPA/CEPIS/OPS, se enfocó la problemática de las plantas de filtración lenta en arena en el país (Cánepa, 1982). Los hallazgos de la encuesta se presentan en el Cuadro 1, y a partir de esta se relacionó los principales problemas a los siguientes factores:

- (a) La calidad del agua cruda resultaba inadecuada para el tratamiento propuesto (niveles de turbiedad en época de lluvia excesivos para la capacidad de la planta/FLA).
- (b) Características de diseño de las unidades. Inadecuadas para el medio rural y vulnerables al tipo de operación, mantenimiento y administración (O+M+A) a la que se ven sometidos.
- (c) Carencia de instalaciones para el lavado y almacenamiento de arena de los filtros.
- (d) Ausencia de programas de educación sanitaria para la comunidad.
- (e) Falta de capacitación y asesoramiento de los operadores.

Estudios posteriores desarrollados en el departamento de Junín y reportados por DelAgua (1986) se resumen en el Cuadro 2. Estos resultados cobran gran significado por el tipo de infraestructura con la que cuenta el departamento de Junín, su importancia como sede donde se inicia el Plan Nacional de Agua Potable Rural en el Perú y su importancia estratégica dentro del territorio nacional.

Cuadro 1

Evaluación del estado de los sistemas de tratamiento de agua en pequeñas comunidades rurales del Perú; (1979)

<u>Componente</u>	<u>Condición de las unidades</u>	
Sedimentadores	. 64% (26)	En buen estado
	. 16% (6)	No habían sido limpiados nunca
Filtros lentos de arena	. 33% (13)	En mal estado o paralizados
	. 33% (13)	Nunca habían sido limpiados

Base de la encuesta: (40) sistemas de tratamiento

Fuente: Cánepa, L. (1982) Investigación No. 3. Filtros de arena en acueductos rurales. Proyecto DTIAPA-CEPIS/OPS

Cuadro 2

Evaluación del estado de los sistemas de tratamiento de agua en pequeñas comunidades rurales de la sierra y selva central del Perú; (1985)

<u>Componentes</u>	<u>Nº de sistemas evaluados</u>	<u>Nº de sistemas que presentan deficiencias serias y problemas de operación</u>	
		<u>Nº</u>	<u>%</u>
Captación	18	16	89
Sedimentación	18	11	61
Filtros lentos de arena	16	16	100
Desinfección	18	18	100

Nota: El Ministerio de Salud reporta la existencia de un total de 28 sistemas rurales de tratamiento de agua en la región evaluada

Fuente: Lloyd, B.J. et al (1986). Informe del Programa de Vigilancia de Calidad de Agua en el Perú. Fase 1. Del Agua

Del Agua (1986) presenta los siguientes aspectos como faltas comunes en los sistemas rurales de tratamiento de agua y sus consecuencias:

- (a) Generalidades:
 - El deterioro estacional de la calidad del agua en las fuentes (elevadas cargas de sólidos en suspensión en época de lluvia) hace al proceso de tratamiento inadecuado
 - Falta de adiestramiento a operadores
 - Falta de adecuada supervisión de las Juntas Administrativas de Agua Potable (JAAP) por parte de las autoridades de Salud.

- (b) Captaciones:
 - Inadecuados (o ausentes) dispositivos de control de flujo - esencial para cualquier proceso de tratamiento
 - Conflicto de intereses en el uso de las fuentes de agua; p.e. irrigación y agua potable, ocasionando interferencias
 - Ubicación adecuada para minimizar transporte de sólidos al sistema de tratamiento.

- (c) Tanques de sedimentación:
 - Vulnerables a corto circuitos debido a dimensiones y ausencia de baffles
 - Falta de limpieza rutinaria incrementa la ineficiencia de la unidad.

- (d) Filtros lentos de arena:
 - Inadecuada granulometría de la arena conduce a problemas en la operación
 - Inadecuados mecanismos de control de flujo producen regímenes intermitentes e inestables de funcionamiento
 - Ausencia de facilidades para la limpieza de la arena acaban en la carencia de ésta al requerirse su reposición.

- (e) Desinfección:
 - Mala ubicación del dispositivo de cloración en el sistema minimiza su eficiencia
 - Necesidad de un programa estructurado de suministro de hipoclorito de calcio a las comunidades.

Los filtros lentos de arena son reconocidos como un proceso adecuado para el tratamiento de agua en nuestros países. Ningún proceso unitario de tratamiento mejora la calidad bacteriológica y fisicoquímica del agua en la medida en que lo hace la FLA. Sin embargo, al ser expuestos a altas cargas de sólidos en suspensión se producen, en el mejor de los casos, carreras sumamente cortas de filtración volviéndose el proceso ineficiente. En estas circunstancias, el pretratamiento del agua cruda es prácticamente imprescindible.

Las técnicas de pretratamiento convencional incluyen:

- . Almacenamiento prolongado
- . Sedimentación
- . Coagulación y floculación
- . Filtración rápida en arena

Wegelin (1986) trata en detalle las principales limitaciones de estos métodos convencionales y se concluye que éstos no son prácticos para el medio rural. Sus deficiencias incluyen:

- para el almacenamiento prolongado: el crecimiento de algas
- para la sedimentación: dificultades para remover partículas de menos de $20\ \mu\text{m}$
- . para la coagulación y floculación: requerimientos de sustancias químicas y habilidad requerida para dosificarlas
- . para la filtración rápida en arena: nivel tecnológico muy por encima de la simple filtración lenta en arena.

El estado del arte del tratamiento de agua propone en la actualidad esquemas de un nivel tecnológico uniforme para los procesos unitarios, cual es el caso de la filtración gruesa en grava como pretratamiento antes de la FLA.

En el presente estudio se tratará en detalle aspectos relacionados con la Filtración Gruesa de Flujo Vertical (FGV), explicándola en el marco del proyecto de abastecimiento de agua de la comunidad rural de San Vicente de Azpitia en el departamento de Lima.

1.2 Revisión bibliográfica aplicada

Se ha realizado una revisión bibliográfica aplicada con la finalidad de identificar iniciativas y antecedentes en el campo de la Filtración Gruesa de Flujo Vertical. Existe un énfasis en las prácticas reportadas como un proceso de pretratamiento y acondicionamiento de una etapa subsecuente de tratamiento; p.e. la filtración lenta.

La revisión bibliográfica se divide en tres partes:

Primera Parte: Experiencias a escala de laboratorio (Cuadro 3)

Resulta en este campo importante el trabajo desarrollado en Tailandia, especialmente por el Instituto Asiático de Tecnología (AIT). Las experiencias fueron extendidas de la grava a materiales alternativos y subproductos de la actividad agrícola como la fibra de coco y asociada a la filtración lenta en cáscara quemado de arroz. Los investigadores reportan que la fibra de coco no sólo actúa como un lecho de filtración/sedimentación gruesa sino que sus fibras aportan sustancias que actúan como coagulantes coadyuvando a la remoción de los sólidos en suspensión presentes en el agua. Sin embargo, en base a experiencias realizadas en Brasil, se ha considerado que factores como el crecimiento de bacterias dentro de los lechos de fibra de coco constituyen una objeción al uso de la tecnología.

Segunda Parte. Propuestas y recomendaciones de diseño (Cuadro 4)

Se pueden apreciar criterios disímiles, especialmente en el campo de las velocidades de filtración. Cabe recalcar que sólo en el caso de CEPIS (1982) las recomendaciones provienen de un tratado de diseño de plantas; el resto de referencias son de obras generales que enfocan la problemática del tratamiento de agua en pequeñas comunidades rurales proponiendo soluciones adecuadas.

Tercera Parte. Sistemas de abastecimiento que incluyen la filtración gruesa de flujo vertical como pretratamiento (Cuadro 5)

Gracias al estupendo archivo que es el libro de Baker (1949) se ha podido ubicar las primeras experiencias a nivel de sistemas municipales de abastecimiento desarrolladas en Europa a partir del año 1848. Resultan de principal interés los sistemas Puech-Chabel desarrollados en Francia hacia finales del siglo XIX. Baker también reporta, sin dar detalles sobre las características, sistemas e iniciativas desarrollados en ciudades como: Longhonn, Italia (1866); Zutphen y Shied, Holanda (1889-1890); Zurich, Suiza (1889); Reading, Inglaterra (1889); Derby, Leicester, Nottingham y Sheffield, Inglaterra (1912); Filadelfia, Estados Unidos de América (1900) y Conecticut y Nueva York, Estados Unidos de América (1908).

Es interesante notar que la tecnología es rescatada después de tres cuartos de siglo por investigadores e ingenieros esencialmente en Asia y Latinoamérica como respuesta a la demanda por sistemas de tratamiento adecuados.

La presente revisión bibliográfica no incluye los importantes trabajos llevados a cabo sobre filtración gruesa de flujo horizontal en lecho de grava por Kuntschick (1976), Trüeb (1982) y más recientemente por Wegelin, M & Mbwette, T. (1980-81) y Wegelin (1986), aunque ellos constituyen un eslabón vital para el desarrollo presente de la tecnología de filtración gruesa en grava.

Cuadro 3

Experiencias a escala de laboratorio con sistemas de filtración gruesa de flujo vertical - Revisión bibliográfica

País/año	Material Filtrante/ Disposición	Veloc. Filt. m/h	Eficiencia Remocional Reportada	Anotaciones	Ref.
Tailandia 1971	Fibra de coco	0.25-1.25	Turbiedad 90 - 99% Color: 80%		21
Tailandia 1972	Fibra de coco 1.00 m	1.25	Turbiedad (UTJ) To = 400 Te = < 100		13
	Grava 0.80 m, 6 - 9mm	1.25	Turbiedad (UTJ) To = 400 Te = < 100		13
Tailandia 1975	Fibra de coco 0.80 m	1.5 - 4.5	Turbiedad inf. 50 - 150 UTJ 60 - 70%		23
Perú 1979	Grava 0.70 m, 6-10 mm	0.2 - 0.60	Turbiedad 60 - 70%	Retrolavado	17
Brasil 1981	Fibra de coco (cardada)	0.25 - 0.54	Turbiedad To = 46-68 UT 2 - 95% Color Co=275-350 UC 71 - 93% Fierro Fo=11-14 mg/l 38 - 99%	Se reporta crecimiento bacteriológico en el lecho	(a)

Notas:

(a) = comunicación personal

To = turbiedad afluente

Te = turbiedad efluente

Co = color influente

Fo = fierro influente

La información se reporta tal como se encuentra en la referencia.

Cuadro 4

Recomendaciones de diseño para la instalación de sistemas de filtración gruesa de flujo vertical - Revisión bibliográfica

País/año	Material filtrante/ disposición	Veloc. Filt. m/h	Anotaciones	Ref.
Tailandia 1977	Fibra de coco 0.60 - 0.80 m	1.2 - 1.5		10
Holanda 1978	Filtración en lecho de río. Capas múlti- ples de grava y arena gruesa	10	Actúa como captación	25
	Fibra de coco 1.00 m	0.50		25
Holanda 1981	Flujo ascendente/ grava 0.50 m, 4- 7 mm 0.75 m, 7 - 10 mm 0.75 m, 10-15 mm	20	Retrolavado 20 - 30 min	12
Tailandia 1982	Filtración en lecho de río. Capas múlti- ples de grava y arena gruesa 0.50 m	10		22
Perú 1982	Captación indirecta en lecho de río/Grava 0.10 m, 15-25 mm 0.20 m, 10-15 mm 0.50 m, 5-10 mm	0.25	Capacidad: 85-215 m ³ /D To Max 250 UT	6

Notas:

To = turbiedad afluente

La información se reporta tal como se encuentra en la referencia.

Cuadro 5

Uso de la tecnología de filtración gruesa de flujo vertical en sistemas de abastecimiento de agua - Revisión bibliográfica

<u>País/año</u>	Material Filtrante/ Disposición	Veloc. Filt. m/h	Eficiencia Reportada	Capacidad m³/D	Anotaciones	Ref.
Glasgow, Escocia 1848	Dos etapas: piedra partida: 1.20 m grava: 0.90 m					3
Fobney, Inglaterra 1889	Cinco cámaras en serie, - grava: >50- 75 mm			14,000		8
París, Francia 1899	Tres etapas, "grava de tamaños descendentes" Sist. Fuech-Chabal			19,800		3
Birmingham, Inglaterra 1904	"arena gruesa"	9		272,000		3
Camboya, Tailandia, Vietnam 1972- 1976	Dos etapas: fibra de coco + cáscara quemada de arroz	1.25- 1.50	Turbiedad, To=150 UT Te= 5 UT Bacteriol. 60-90%	24- 360	Cambio mat. filt. c/3-5 meses	11
Tailandia 1977	Fibra de coco 0.60-0.80 m				100 siste- mas	9 10
Colombia 1980	Represa en forma prismática en curso de agua; grava: 0.25 m, 6 mm 0.25 m, 9 mm 0.20 m, 25 mm 0.30 m, 38 mm		Turbiedad, 97-99% Coliforme 85-95%	430- 3360	Limpieza por rastro- llado	20

Notas:

To = turbiedad afluente

Te = turbiedad efluente

La información se reporta tal como se encuentra en la referencia.

1.3 Los trabajos iniciales del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS)

El CEPIS toma una activa iniciativa hacia la segunda mitad de los '70 en el campo de la investigación de innovaciones tecnológicas conducentes al acondicionamiento de aguas superficiales con elevado contenido de sólidos para la filtración lenta en arena.

En 1979 se desarrolla la investigación sobre el comportamiento de lechos de grava como pretratamiento para la remoción de altas cargas de sólidos en suspensión. Parte de los hallazgos de esta investigación conforman los nuevos diseños de plantas de tratamiento presentados en el trabajo Plantas Modulares para el Tratamiento de Agua - Tomos I y II, CEPIS (1980).

Adicionalmente se analizó en detalle el funcionamiento de Filtros Gruesos de Flujo Horizontal donde se encontraron comportamientos como el graficado en la Figura 1 basados en datos experimentales. El ingeniero Pérez puntualizó la gran eficiencia de remoción que se observa en los primeros centímetros del lecho de grava independientemente de la carga de sólidos a la que era originalmente sometida, la cual varía entre 1000 y 100 UT.

Pérez planteó como hipótesis que con la filtración sucesiva a través de múltiples filtros de pequeña longitud se podría lograr performances similares a las conseguidas con una extensión mucho mayor de un filtro continuo de flujo horizontal. Esta hipótesis fue planteada gráficamente por Pérez como se muestra en la Figura 2.

Surge así la idea de un sistema con múltiples etapas en serie de filtración gruesa de flujo vertical donde el lecho de grava no tendría una gran capacidad de almacenamiento de sólidos (como es el caso de los filtros gruesos de flujo horizontal) por lo que la limpieza tendría que ser muy frecuente. Esto supuso descartar la práctica de excavar la grava cada vez que se agotara la capacidad de retención/remoción del FGV y que se requiriera métodos eficientes de limpieza por descarga hidráulica.

1.4 Ensayos a nivel de planta piloto de la eficiencia/eficacia del proceso de filtración gruesa en serie de flujo vertical

En 1984 se planteó un programa de investigación en la planta de tratamiento de agua de Lima Gustavo Laurie Solís "La Atarjea" sobre filtración en lechos de grava donde se incluyó un esquema de filtros gruesos de flujo vertical en serie. Se trabajaba paralelamente en esa época en el desarrollo de un proyecto prototipo de abastecimiento de agua para la comunidad de San Vicente de Azpitia en el departamento de Lima que incluiría dentro de su sistema de tratamiento un filtro de estas características. El objetivo de esa parte de los ensayos era pues no sólo analizar la eficiencia del esquema (su habilidad para remover sólidos bajo

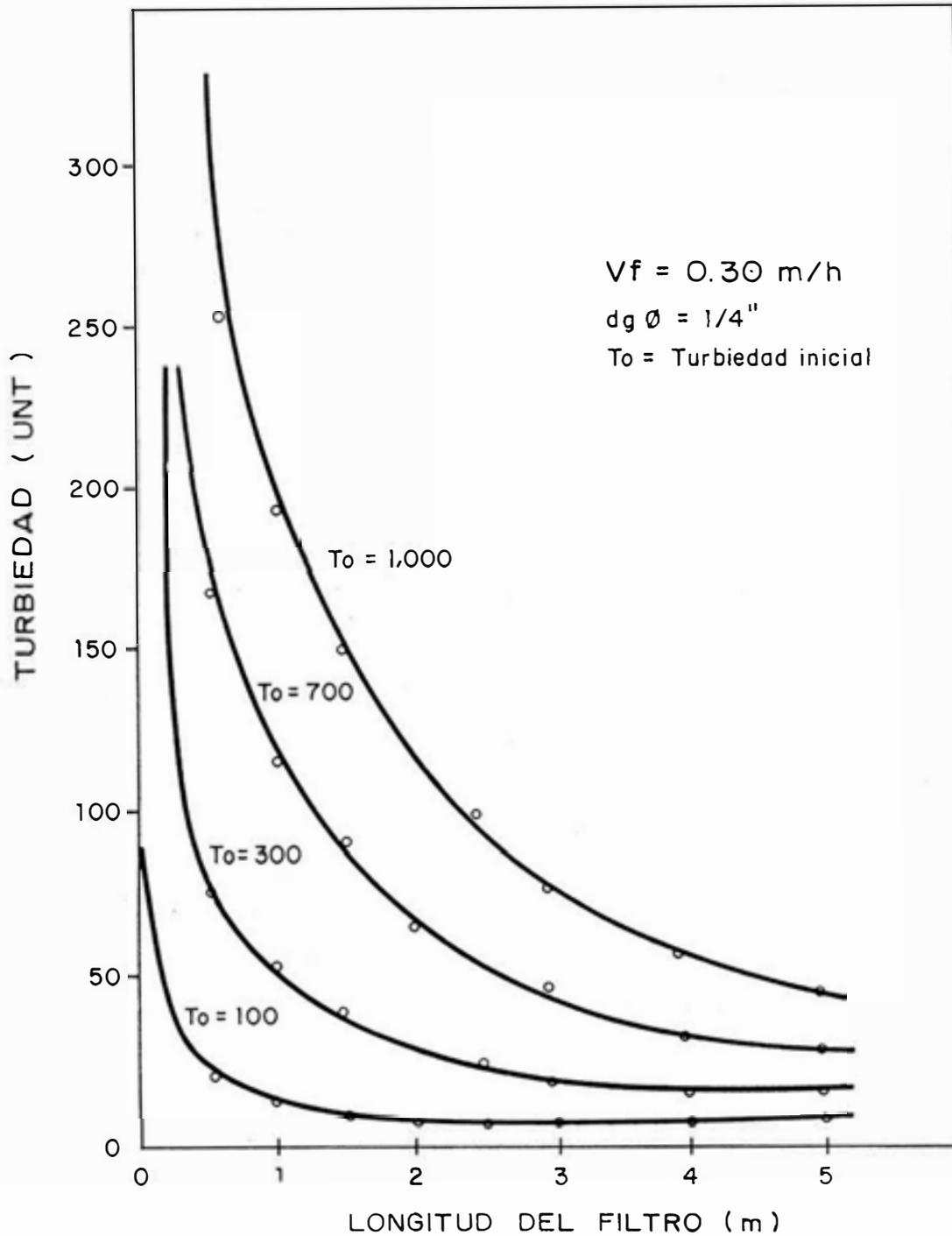


Figura 1.- PERFORMANCE DE UN FILTRO GRUESO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL. PRUEBAS DESARROLLADAS EN LA PLANTA EXPERIMENTAL DE LA ATARJEA - LIMA, (1979), POR EL ING. J. PEREZ (CEPIS/OPS).

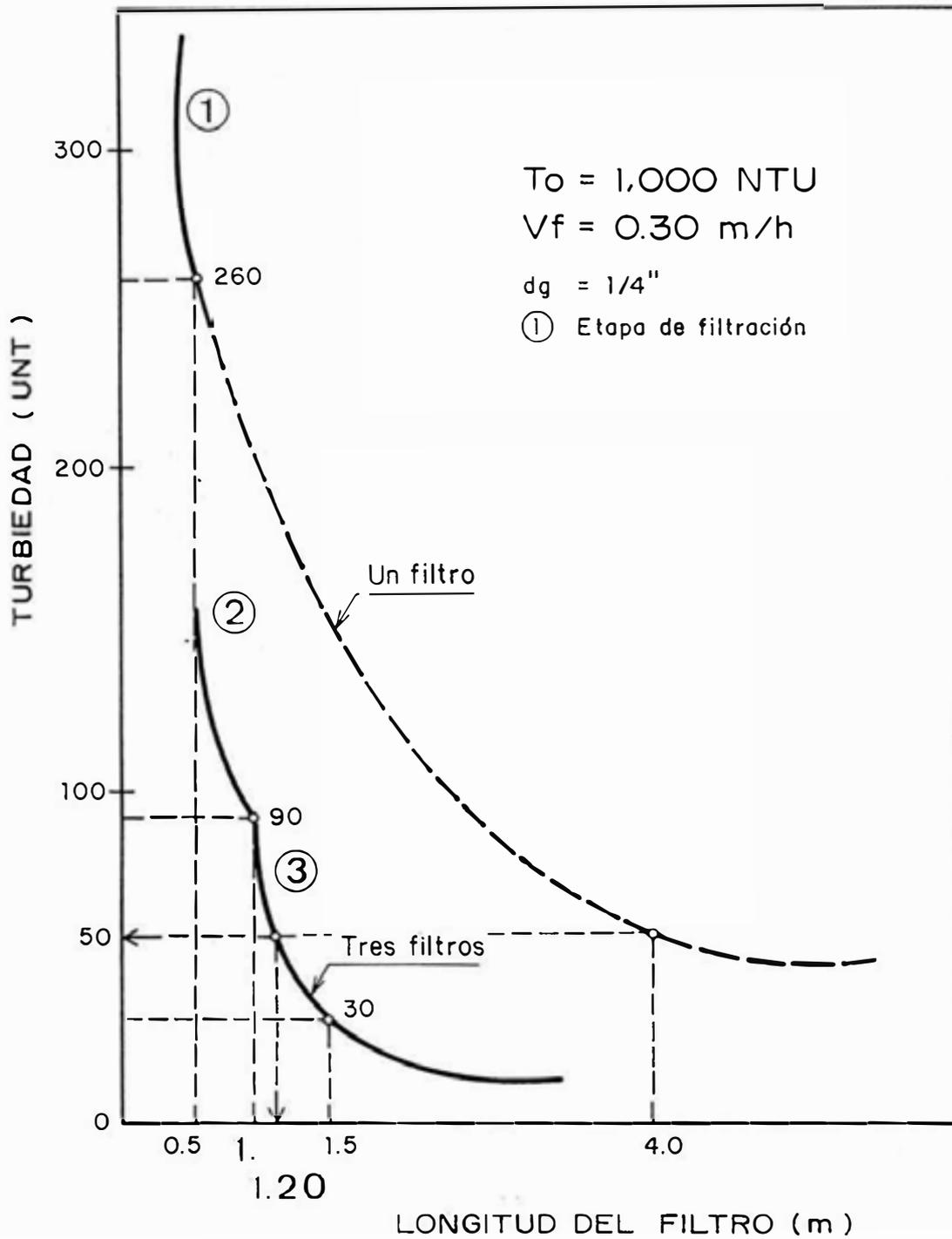


Figura 2.- MODELO HIPOTETICO DE PERFORMANCE DE UN PROCESO DE FILTRACION GRUESA EN SERIE DE TRES ETAPAS DESARROLLADO POR EL ING. J. PEREZ (CEPIS/OPS).

diferentes condiciones operativas), sino además evaluar su eficacia desde el punto de vista de la protección efectiva de unidades de filtración lenta en arena a las cuales no se debería someter a cargas extendidas de más de 20 UT.

Metadología

- a) Disposición del equipo. Se instaló tal como se muestra en la Figura 3. Comprende un tanque donde se preparaba la suspensión concentrada de sólidos y un tanque de carga con la turbiedad constante de trabajo. En ambos casos se contaba con dispositivos de agitación para mantener la suspensión de trabajo. Las columnas en serie fueron acondicionadas a partir de tubos de plexiglas de 150 mm de diámetro posteriormente pintadas para evitar el crecimiento biológico en su interior ocasionado por la luz. El material filtrante fue grava redondeada de río.
- b) Suspensión/turbiedad artificial. Para la preparación de la suspensión de trabajo de más de 50 UT se utilizó el material sedimentado en las instalaciones de La Atarjea antes de la adición de coagulantes. La estabilidad de la suspensión se caracterizó y garantizó mediante pruebas diversas de sedimentabilidad.
- c) Monitoreo. Se planteó un programa de monitoreo para diferentes cargas de turbiedad inicial dentro de los siguientes rangos:
menos de 50 UNT
100 - 200 UNT
250 - 350 UNT
600 - 800 UNT
Para cada rango se evaluó la operación a las siguientes velocidades de filtración: 0.10, 0.20, 0.40 y 0.80 m/h. Cada rango/velocidad se evaluó durante una semana completa, teniendo el experimento una extensión total de 16 semanas.
Las turbiedades de trabajo sólo se mantuvieron durante la jornada de trabajo (8 horas) y durante las noches los filtros se operaban con aguas crudas del río Rímac (10 - 30 UNT en promedio).
- d) Análisis. Los análisis de turbiedad se realizaron durante todo el día reportándose los valores observados al conseguir el sistema su estabilidad o equilibrio. En el análisis de turbiedad se utilizó un nefelómetro DRT-100 "Fisher" calibrado con patrones de Formazina en los rangos 10, 100 y 1000 UNT.
- e) Resultados. Los resultados de la eficiencia global de remoción de turbiedad de la unidad se muestran en la Figura 4. Los puntos ploteados representan promedios de eficiencia de los resultados

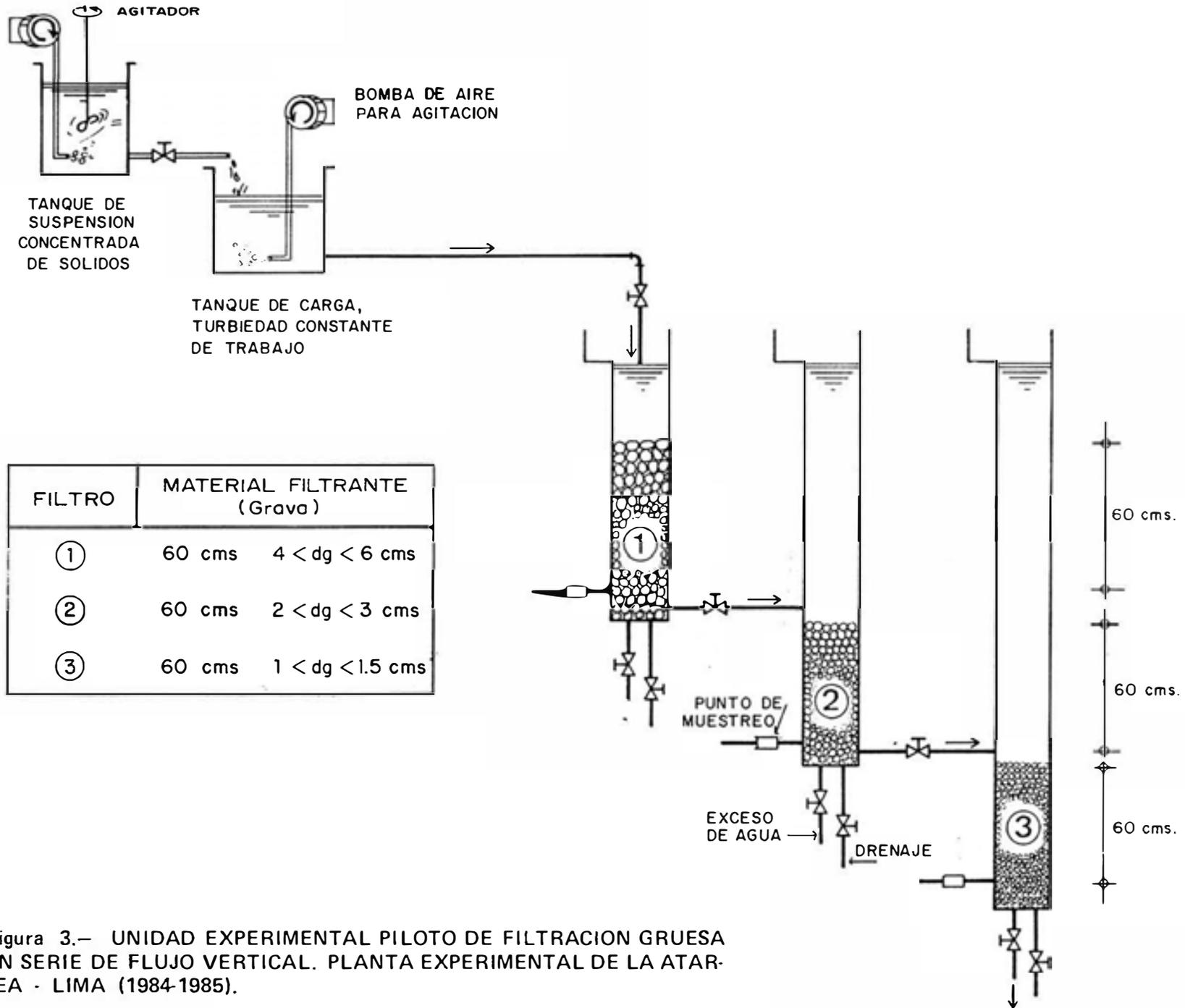
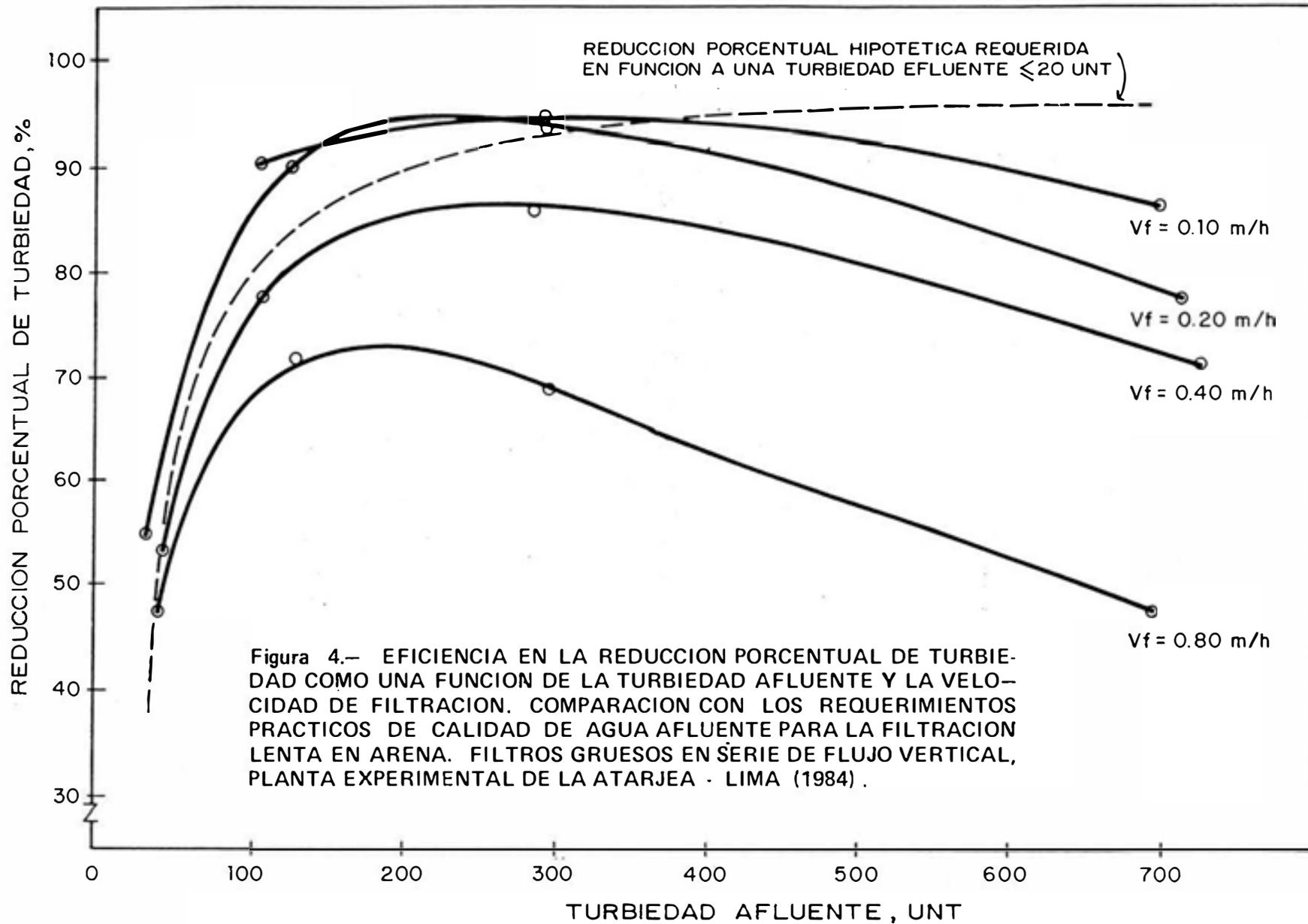


Figura 3.— UNIDAD EXPERIMENTAL PILOTO DE FILTRACION GRUESA EN SERIE DE FLUJO VERTICAL. PLANTA EXPERIMENTAL DE LA ATARJEJA - LIMA (1984-1985).



obtenidos durante 5 días para cada velocidad individual y cada carga de trabajo.

Se nota en el primer tramo hasta 200 UNT (menos en el caso de la velocidad de 0.8 m/h) un aumento lógico de la eficiencia de remoción al aumentar la carga de sólidos influentes, considerándose éste como el rango óptimo de operación para este esquema de FGV.

El hecho de que la eficiencia disminuya con cargas por encima de 300 UT mientras que la teoría indica que dicha eficacia debe aumentar al aumentar los sólidos influentes es algo que merece un análisis detallado. Esto fue observado durante el Seminario en Prefiltración en Grava y Filtración Lenta en Arena para Tratamiento de Agua en Países en Vías de Desarrollo, llevado a cabo en la Universidad de Surrey, Inglaterra (octubre 1984). En esa oportunidad el Profesor Ives (Facultad de Ingeniería Civil, University College, Londres) comentó con relación a observaciones desarrolladas a través de fibras ópticas para analizar el funcionamiento interno de filtros: **"En presencia de cargas influentes elevadas de sólidos se presenta una cantidad de depósitos inestable similar a la de las cumbres nevadas en las montañas de Suiza. Si uno tira piedras a la nieve, ésta se desprenderá e inclusive producirá avalanchas. La conclusión es que mientras más piedras uno tira, más nieve se desprenderá. Las partículas de material que ingresan a un filtro representan en realidad 'las piedras arrojadas a la nieve' en este caso transportadas por el agua, y colisionan con los depósitos inestables a medida que progresa la carrera de filtración"** (Wheeler, D., et al, 1985).

La línea punteada de la Figura 4 representa la eficiencia remocional requerida de la unidad para que a una dada turbiedad afluente, el efluente no presente más de 20 UT; límite reconocido para la operación eficiente de los FLA.

Las curvas por encima de esta línea punteada representan zonas de operación eficaz de un FGV en serie con las características presentadas. Tendríamos las siguientes turbiedades afluentes para las diversas velocidades:

<u>Vf (m/h)</u>	<u>T. max (UT)</u>
0.1	350
0.2	300
0.3	200

Las cargas reportadas como turbiedad afluente no corresponden a aguas presedimentadas, por el contrario la turbiedad se mantuvo suspendida artificialmente mediante agitación. En cada caso se observó una significativa capa de sedimentos sobre la primera columna de filtración evidenciando ésto. Para suspensiones naturales, por tanto, se tomarían valores algo más conservadores a los reportados.

2. EL PROYECTO

2.1 Características de la comunidad rural de San Vicente de Azpitia

La comunidad rural de Azpitia presenta las características de un asentamiento cercano a una gran metrópoli la cual absorbe plenamente su producción agrícola y el excedente humano. Una de estas características es la elevada población flotante que sale a trabajar fuera de la misma. Es ésta la razón por la que no se encuentran muchos jóvenes de 20-30 años ya que éstos salen de la comunidad en busca de oportunidades en Lima o Cañete.

Adicionalmente la comunidad muestra pocas posibilidades de expansión, estando limitada por el barranco (de aproximadamente 50 metros de altura) sobre el río Mala, está circunscrito por el canal de regadío que limita a su vez con la ladera de los cerros circundantes y las tierras de cultivo del vecino distrito de Santa Cruz de Flores (hacia el Oeste).

La Figura 5 muestra la ubicación de la comunidad con respecto a la capital, Lima, mientras que la Figura 6 presenta la distribución y predios de la comunidad dentro de una estructura de asentamiento alargada. El cuadro 6 detalla las características generales de la comunidad.

El sistema de abastecimiento de agua de bebida tradicional ha sido siempre el empozamiento de agua cerca a los predios a partir de los canales de regadío de la comunidad. En épocas de estiaje, cuando el caudal en el río Mala es reducido, los turnos de riego afectan este sistema dado que sólo llega agua a las acequias cada seis días, momento en el cual la comunidad aprovecha para rellenar sus pozos.

2.2 Consideraciones de diseño del proyecto de abastecimiento de agua

Los elementos del sistema se presentan en el cuadro 7 y su distribución se detalla gráficamente en las Figuras 7 y 8.

El sistema en su conjunto está dispuesto sobre un terreno con baja disponibilidad de carga (alrededor de 1.5% de pendiente), aspecto que será tocado en detalle al explicar las características del sistema de distribución.

a. Capacidad: calculada incorporando a la población residente y población flotante a la extrapolación por crecimiento de la comunidad a 15 años con una tasa del 3% anual. La elevada población flotante introduce un elemento de incertidumbre al cálculo, pero se consideró a Azpitia como una comunidad en evolución al momento de asignársele un tratamiento normal. Cabe resaltar que en el aspecto de la dotación se ha considerado una evolución hacia conexiones domiciliarias.

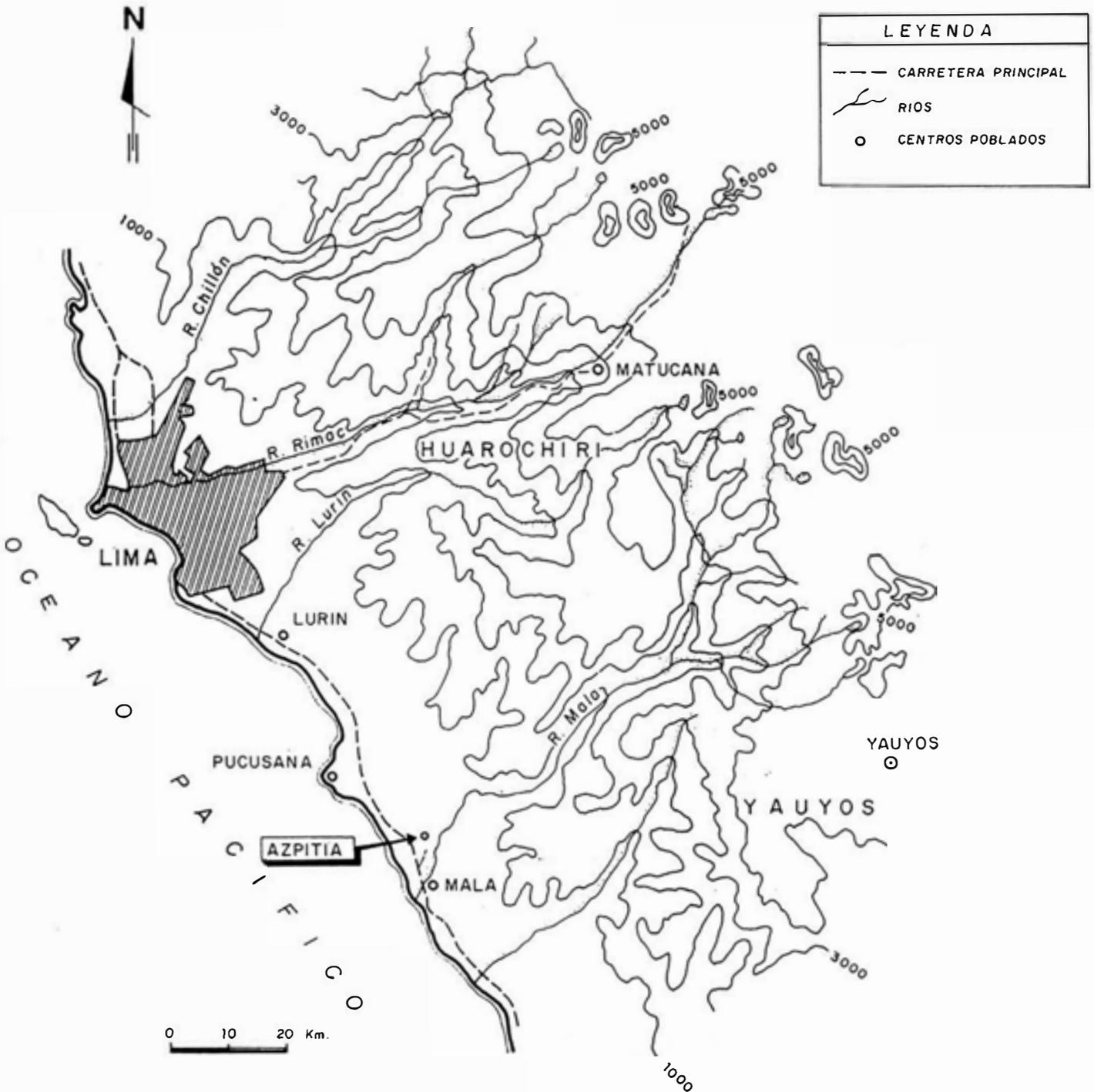
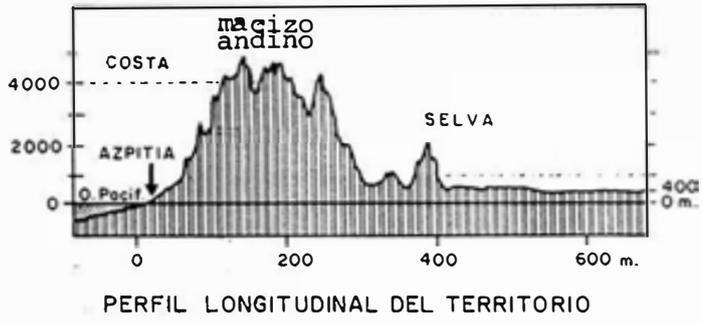


Figura 5.- UBICACION GEOGRAFICA DE SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA .

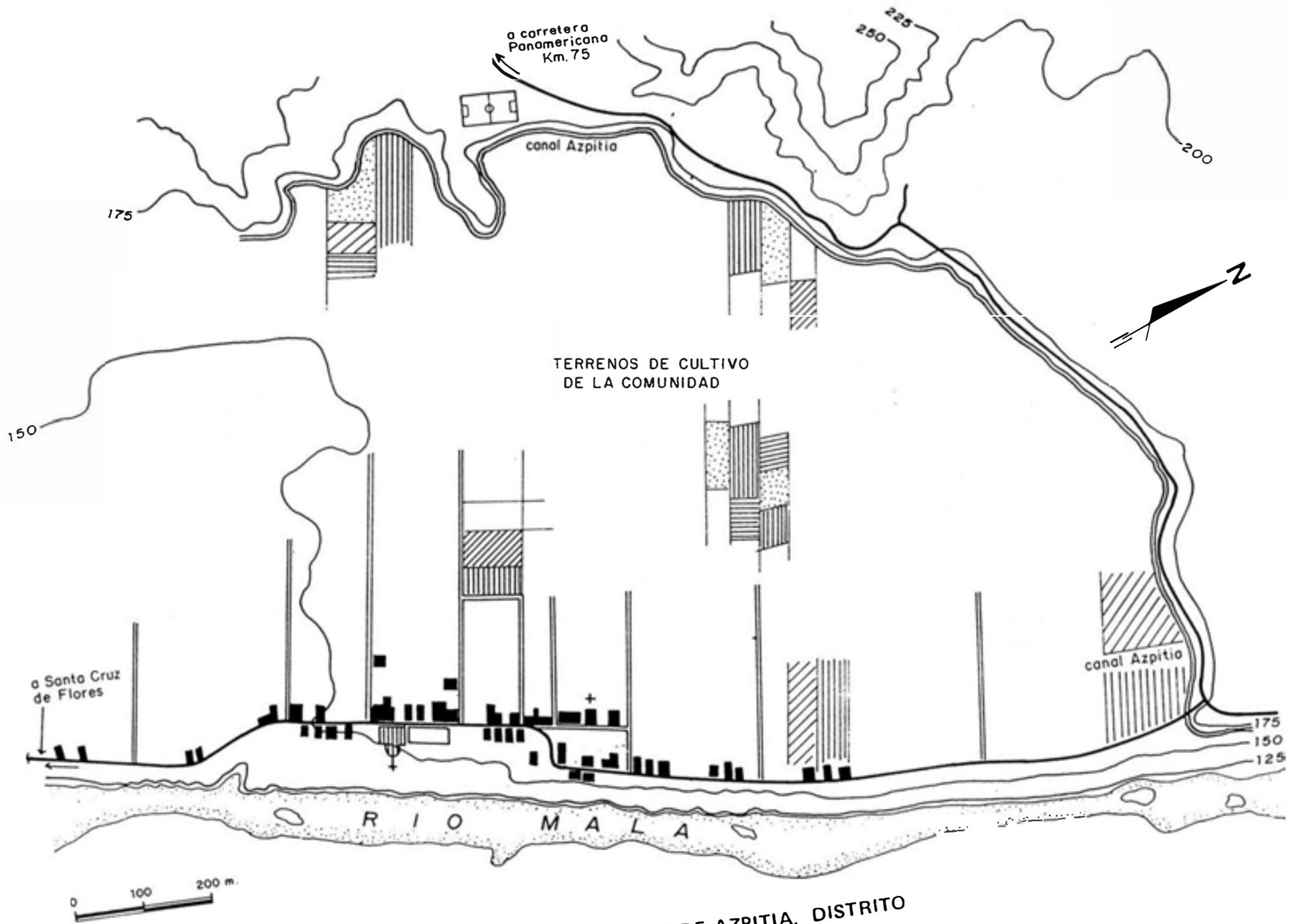


Figura 6.- LA COMUNIDAD DE SAN VICENTE DE AZPITIA, DISTRITO DE SANTA CRUZ DE FLORES, CAÑETE - LIMA.

Cuadro 6

Descripción general de la comunidad de San Vicente de Azpitia

EL LUGAR

Nombre de la Comunidad	San Vicente de Azpitia
Distrito	Sta. Cruz de Flores
Provincia	Cañete
Departamento	Lima
Altitud	170 m
Fluctuación de temperatura	12 - 30 °C
Temperatura promedio	20 °C
Acceso	Desvíos Carretera Panamericana Sur: Km 75 - Ex-Fábrica de Cementos Chilca Km 85 - San Antonio - Sta. Cruz de Flores

LA GENTE

Nº de habitantes (censo 1985)	
. población residente	264 h.
. población flotante	202 h.
. población total	466 h.
. Niños menores de 2 años	15 h.
Nº de viviendas ocupadas	64 u.
Personas por familia (habitantes permanentes)	
promedio	4 - 5
Idioma	Español
Autoridad política	Teniente Alcalde
Instituciones/Servicios	Colegio Primario, Posta de Salud, Iglesia, Comités de Desarrollo (probs. específ.)
Productos agrícolas	Arboles frutales, uvas, vino, miel, yuca, algodón
Mano de obra no calificada	2.50 EUA\$/día

Elementos del sistema de abastecimiento de agua para consumo humano en San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima

COMPONENTE	ELEMENTOS
Capacidad	<ul style="list-style-type: none"> ● Pob. diseño 730 hab. d = 15 años c = 3% anual ● Producción $Q_p = 29.2 \text{ m}^3/\text{D}$ (Dot. 40 lcp) $Q_{md} = 35.0 \text{ m}^3/\text{D}$ ● Eficiencia remocional Turbiedad (UT) $T_o \sim 400$ $T_e < 5$ $E_r > 95\%$ Coliformes fecales/100 ml $C_o = 500 - 1000$ $C_e < 10$ antes de la cloración $E_r > 99\%$
Fuente	<ul style="list-style-type: none"> . Canal (de regadío) Azpitia . Abastecido del Río Mala . Caudal medio 150-250 l/s . Base de la actividad productiva/económica de la comunidad
Captación	<ul style="list-style-type: none"> . Estructura: - caja de captación - dispositivo de control de flujo "V" notch 45° - capta 0.4 l/s - compuerta de cierre
Tratamiento	<ul style="list-style-type: none"> . Presedimentación $P_R = 1.6 \text{ hr}$ $C_s = 11.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ Eficiencia: 40-60% . Filtración gruesa en serie de flujo vertical $V_f: 0.30 \text{ m/h}$. Filtración lenta en arena (sistema mejorado), 4 u. $V_f: 0.15 - 0.20 \text{ m/h}$. Desinfección terminal. Dosificador de hipoclorito de calcio
. Distribución	<ul style="list-style-type: none"> . Tanques de almacenamiento/Regulación diseminados en la comunidad (total 12 m^3) . Piletas públicas, 12 u.
. Administración, operación y mantenimiento	<ul style="list-style-type: none"> . Junta administrativa de agua potable . Operador reponsable ante la JAAP

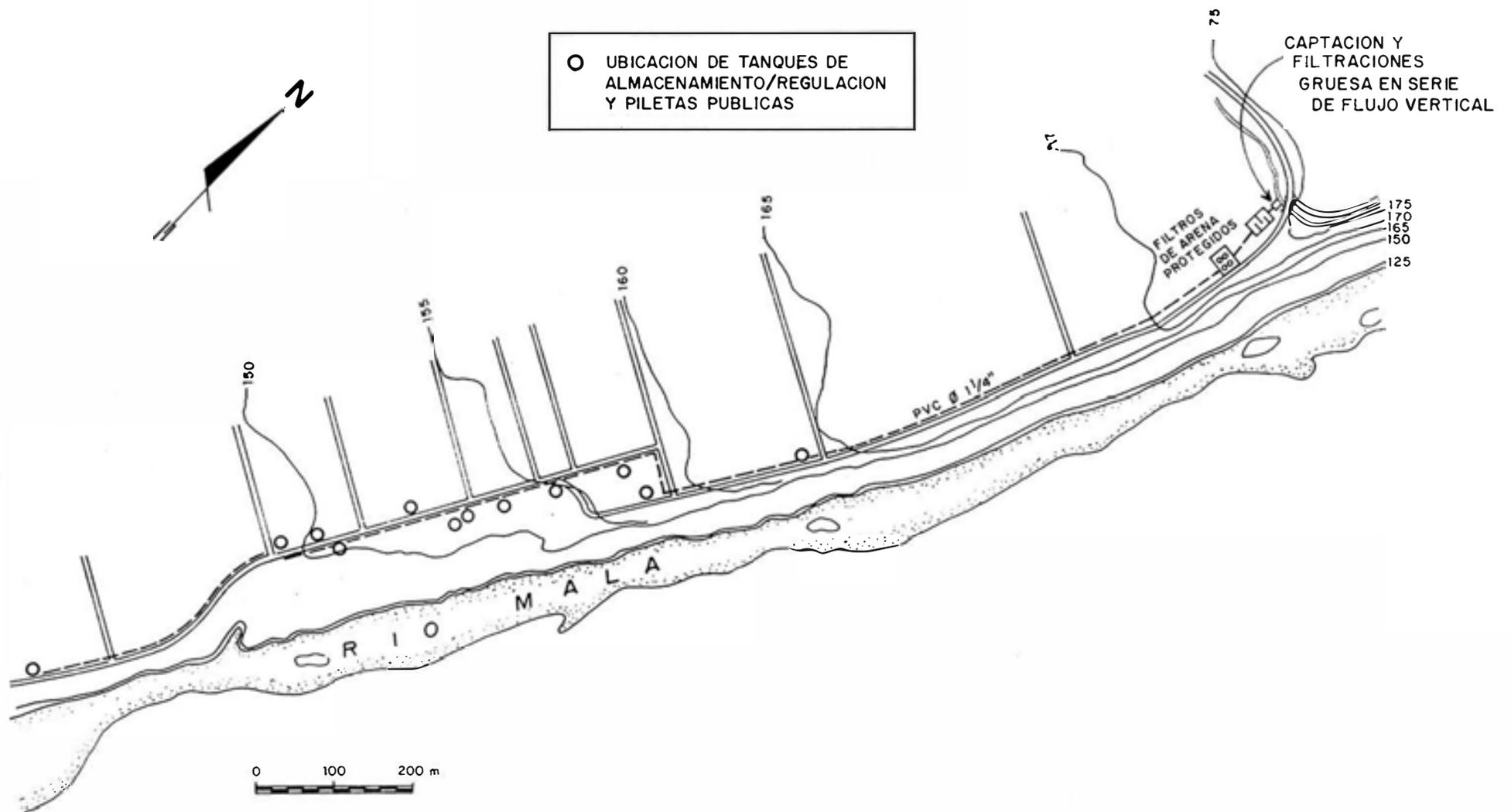


Figura 7.- PLANO GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.

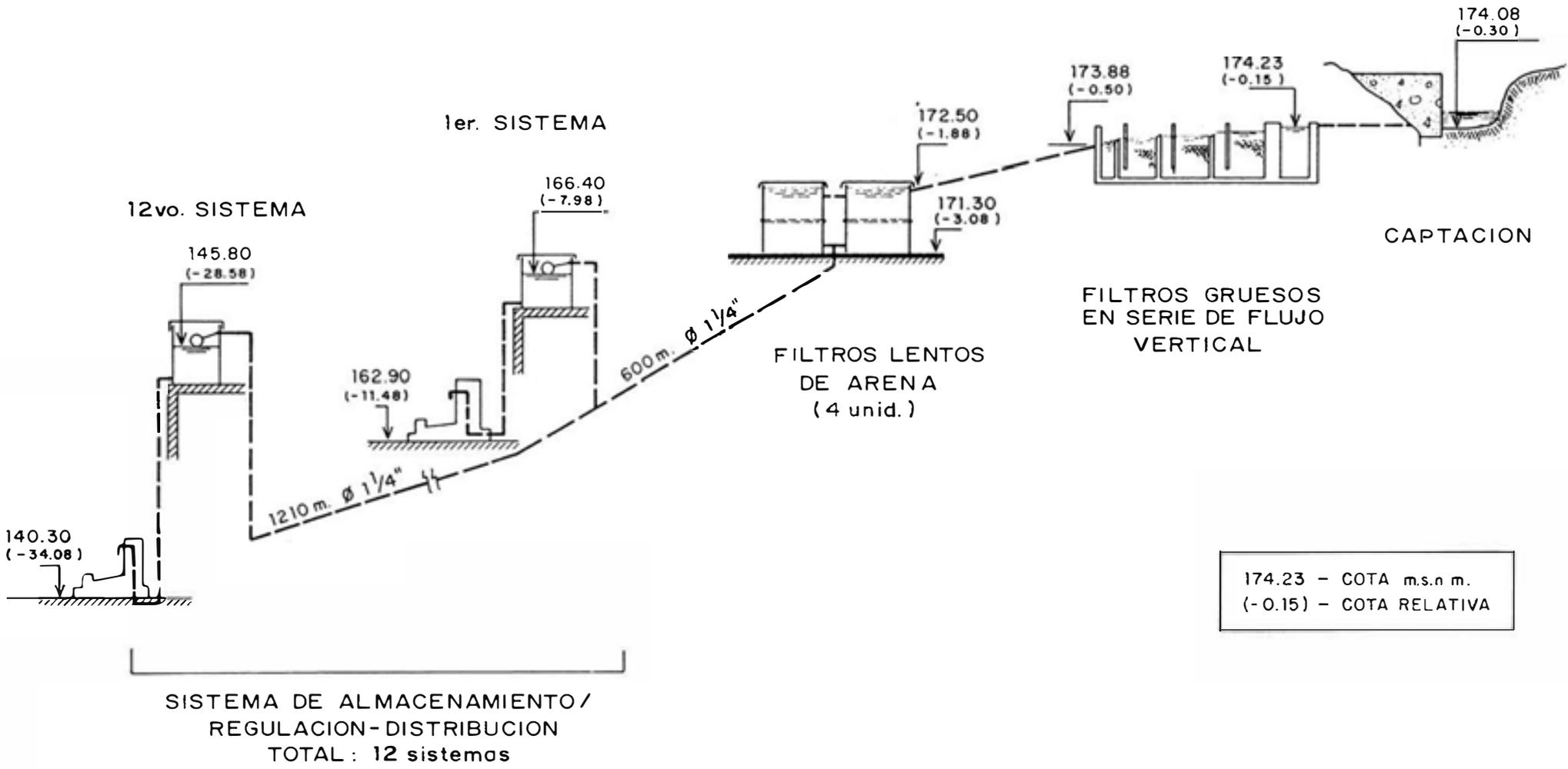


Figura 8.- PERFIL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.

b. Captación. Introduce por primera vez en el abastecimiento de agua a comunidades rurales el vertedero "V" notch de 45°, adecuado para calibrar flujos por debajo de 1 l/s (equivalente a 1,080 hab. con una dotación de 80 lcd). Detalles de la estructura se muestran en la Figura 9.

c. Tratamiento:

i. Presedimentación. Por su alta carga superficial y relativamente bajo período de retención se espera una eficiencia menor al 60%; el material grueso será retenido.

ii. Filtro grueso de flujo vertical. Comprende una sola estructura con características operativas desarrolladas a partir del trabajo experimental de "La Atarjea". Sus parámetros de diseño se presentan en el Cuadro 8 y los detalles constructivos en las Figuras 10 y 11. Por su tamaño, la estructura fue íntegramente hecha de ladrillos y mortero sin refuerzo de fierro (la zona de Chilca es intensiva en la elaboración y "quemado" de ladrillos).

La estructura de limpieza por descarga hidráulica se diseñó a partir únicamente de la velocidad vertical de 1.0-1.5 m/min generada en el lecho de grava. La parte crítica del diseño es el área de la compuerta de limpieza. Los detalles del cálculo se presentan en el Apéndice A.

iii. Filtración lenta en arena-protegida. Esta tecnología de filtración fue desarrollada por un grupo de investigación de la Universidad de Surrey en el marco de un programa de Investigación y Desarrollo financiado por la Administración para el Desarrollo de Ultramar (ODA) del Gobierno Británico; siendo la comunidad de Azpitia una de las tres comunidades en las cuales se implementó esta innovación entre los años 1984 y 1985. Amplia información sobre estos filtros es reportada por Lloyd, et al (1986).

El filtro está constituido por un tanque de plástico de 2000 litros con tapa y resistente a la radiación solar. Cuenta con un lecho filtrante de arena de 1.65 m² de área el cual está protegido por dos mantos de material sintético el que alberga la ensanchada capa biológica (smützdecke) que normalmente se depositaría únicamente en los 2-5 cms superiores del lecho de arena. La unidad cuenta adicionalmente con un controlador de flujo constante a la salida. Detalles de la unidad de FLA protegida se muestran en la Figura 12 y la forma cómo están dispuestos en la Figura 13.

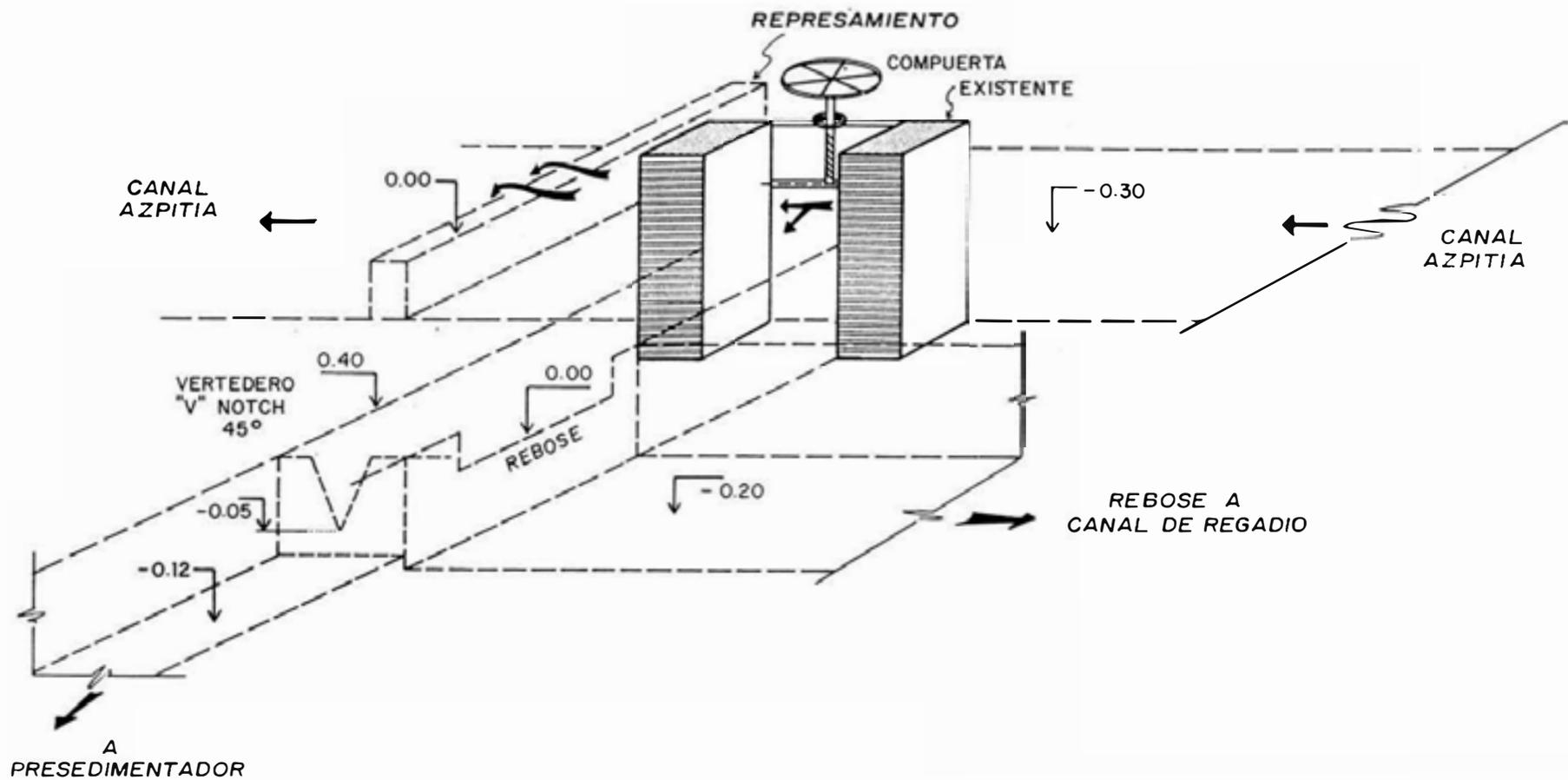


Figura 9.- OBRAS DE CAPTACION. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SAN VICENTE DE AZPITIA - CAÑETE - LIMA.

Cuadro 8

Parámetros de diseño del filtro grueso en serie de flujo vertical del sistema de abastecimiento de San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima

Capacidad	$Q_{md} = 35 \text{ m}^3/\text{D}$	
Rango de la carga de turbiedad (agua presedimentada)	$NTU = 10 - 200$	
Turbiedad de salida del FGV	$NTU < 20$	
Velocidad de filtración	$V_f = 0.30 \text{ m/h}$	
Nº de unidades		
Etapas de filtración	Longitud, m	Tamaño de grava, mm
1a. etapa	0.60	50 - 25
2a. etapa	0.60	25 - 12
3a. etapa	0.60	12 - 6
Velocidad de limpieza hidráulica	$1.5 - 2.0 \text{ m/min}$	
Material de construcción	Mampostería (ladrillos, cemento-arena, piedras)	

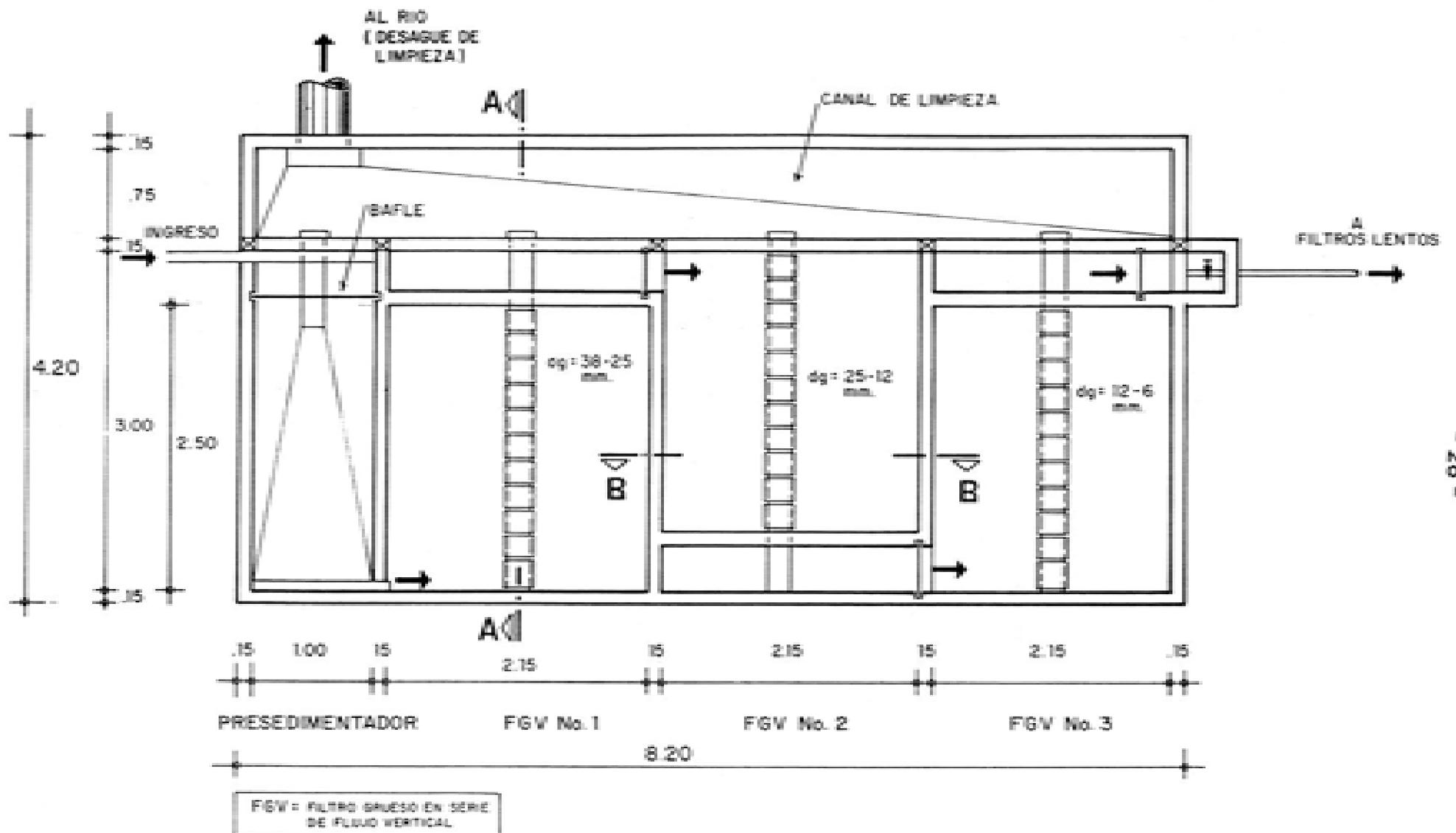


Figura 10.- FILTRO GRUESO EN SERIE DE FLUJO VERTICAL - VISTA EN PLANTA. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.

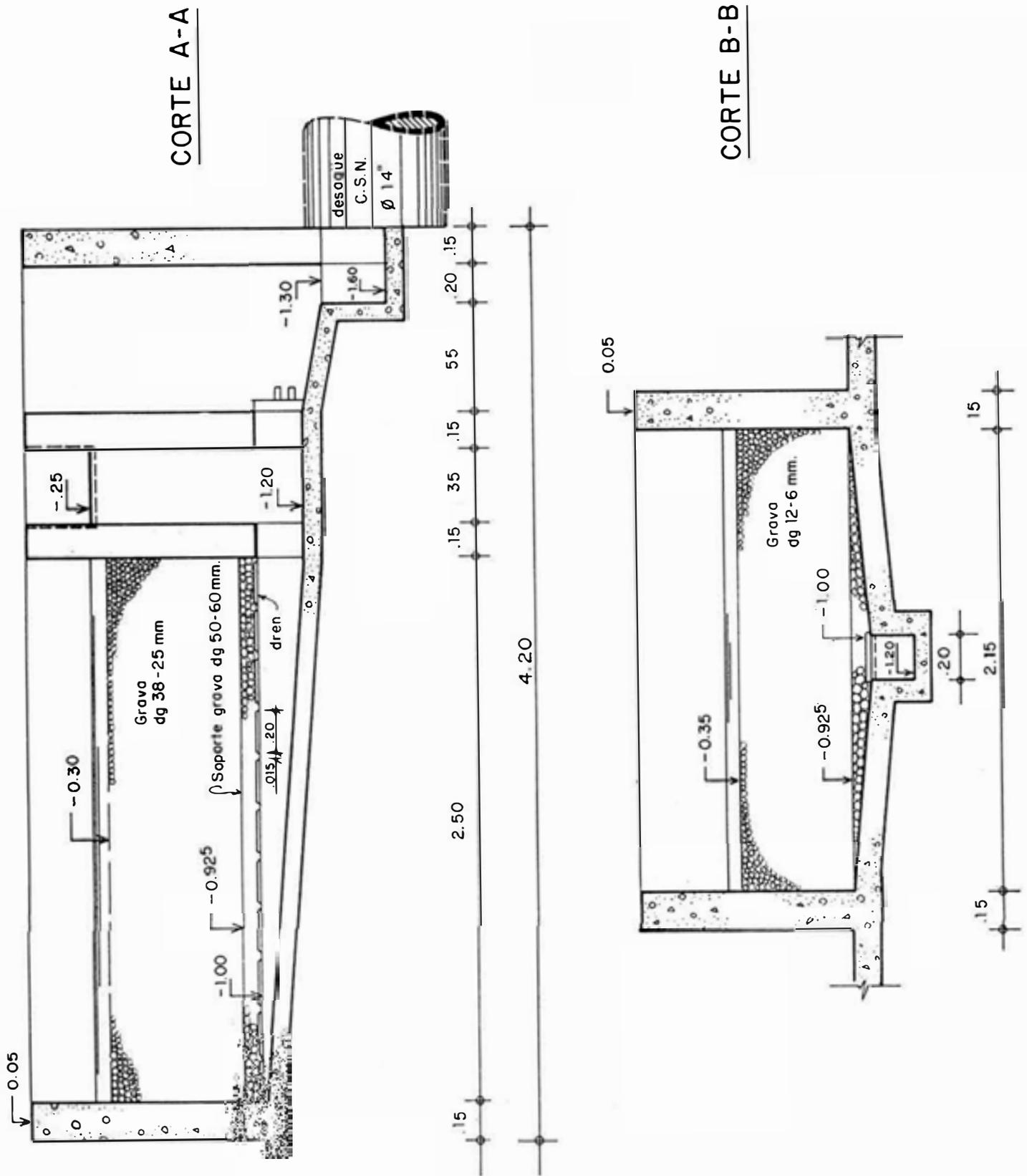


Figura 11.- FILTRO GRUESO EN SERIE DE FLUJO VERTICAL - CORTES Y ELEVACIONES. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA. SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.

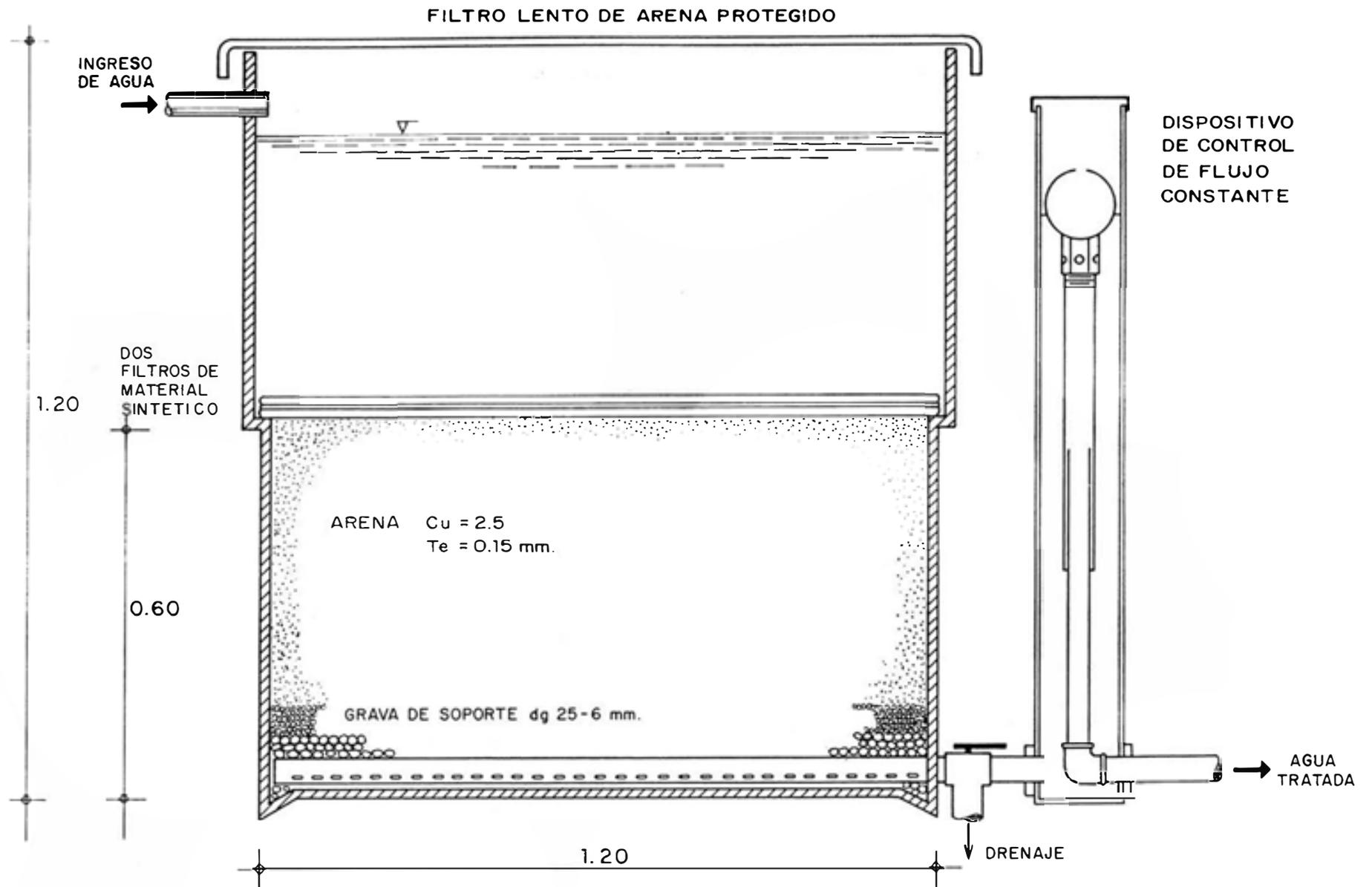


Figura 12.— CARACTERISTICAS DEL FILTRO LENTO DE ARENA PROTEGIDO. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.

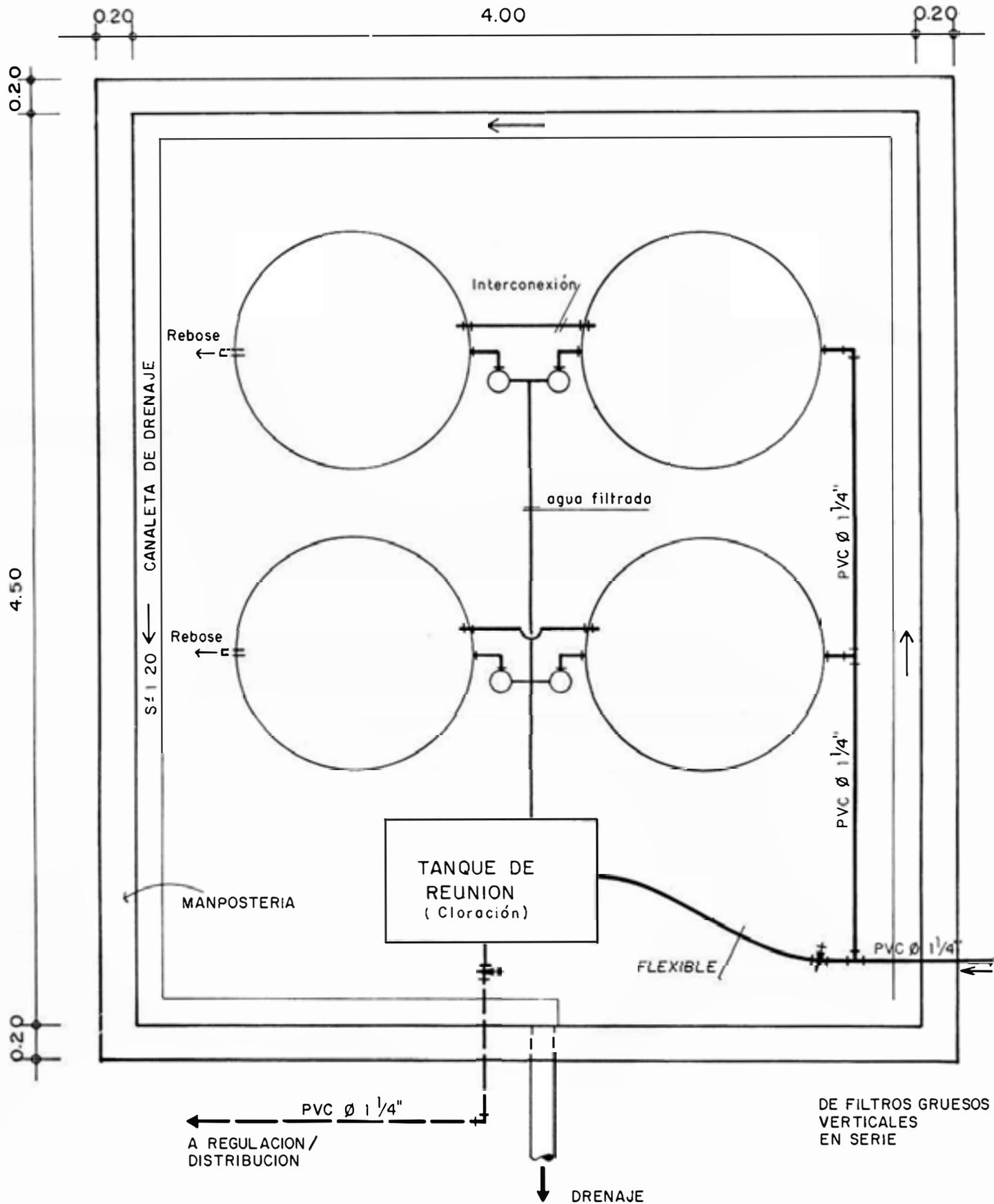


Figura 13.- DISPOSICION DE LOS FILTROS LENTOS DE ARENA PROTEGIDOS. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SAN VICENTE AZPI-TIA, CAÑETE - LIMA.

En el sistema de abastecimiento de Azpitia se consideró la instalación de cuatro de estos tanques circulares, cada uno con una capacidad de 8.75 m³/día trabajados a una velocidad de filtración de 0.22 m/h.

d. Sistema de almacenamiento/regulación y distribución. Debido al régimen de uso de agua en la comunidad se consideró la necesidad de un volumen de regulación/almacenamiento de 33% del volumen total, es decir 12 m³. El uso convencional de un reservorio de cabecera, unido a la poca gradiente del terreno y lo alargado de la comunidad hubiera llevado al sistema a incluir tres tramos de tubería de 3, 2 y 1-1/2 pulgadas de diámetro para satisfacer la demanda máxima instantánea en las piletas públicas y a futuro en las conexiones domiciliarias. Debido a la disponibilidad de construcciones de material noble en la comunidad y de tubería de 1-1/4 pulgadas de diámetro importada por el proyecto de investigación, se optó por un sistema de almacenamiento/regulación diseminado a lo largo de la misma tal como se muestra en la Figura 7 y detalla en la Figura 14. Así se ubicaron 12 tanques de almacenamiento (indistintamente un tanque de 1000 l ó dos tanques de 500 l) conectados directamente a piletas públicas mejoradas. El sistema es íntegramente de tubería de 1-1/4" y 3/4" de diámetro lográndose un sustancial ahorro (ver discusión adicional en la sección 4.2).

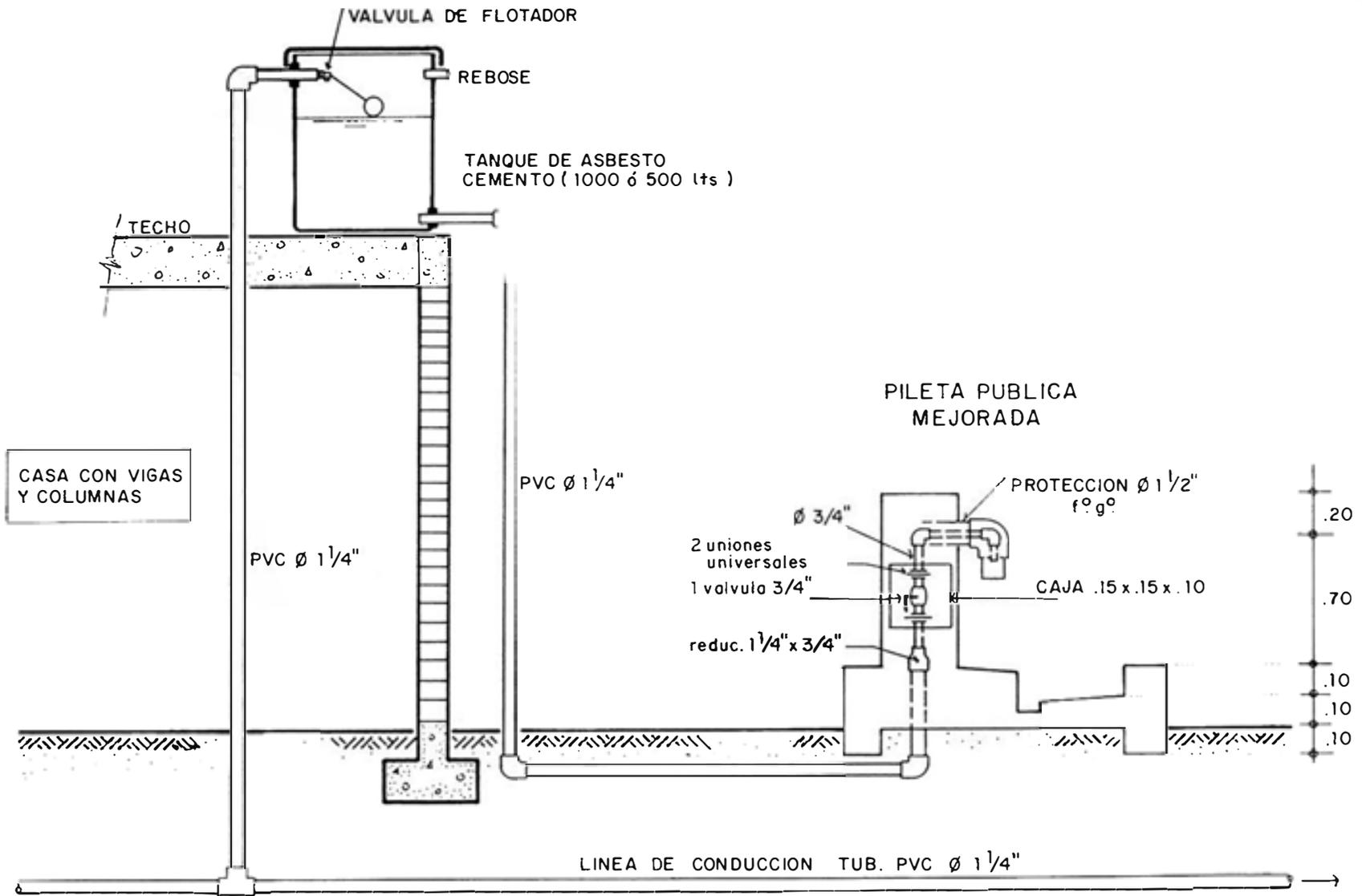
En la práctica, cada 4 ó 5 familias cuentan con un tanque de almacenamiento y una pileta. Así si un individuo hace mal uso del agua desperdiciándola no se perjudicará a toda la comunidad si no a un grupo pequeño de vecinos, los cuales la próxima vez que requieran de agua deberán esperar se llene el depósito o caminar 100-200 metros hasta la pileta próxima. Se pretendió desarrollar un esquema de propiedad y responsabilidad compartida pero a una escala más manejable; el nivel vecinal.

2.3 Aspectos constructivos del proyecto de abastecimiento de agua

Cronología. Los contactos preliminares de personal del Proyecto con la comunidad se llevaron a cabo en enero de 1984 lo que llevó a la elaboración de cuatro opciones o anteproyectos. Para el mes de abril se constituyó un comité de agua potable que trabajó conjuntamente con los proyectistas para dar forma a los diseños definitivos. La elección del tipo de abastecimiento requerido, las coordinaciones para la donación de terrenos para las instalaciones, discusiones con los propietarios para la utilización de techos para la ubicación de los tanques de almacenamiento y ubicación de piletas públicas en la comunidad fue parte del trabajo conjunto en esta etapa.

La construcción se inició hacia principios de julio para concluir en el mes de enero de 1985. La obra se realizó con mano de obra calificada y no calificada de procedencia local. Durante la etapa constructiva se movilizó adecuadamente la comunidad. El aspecto de selección de material filtrante debe ser considerado cuidadosamente al proyectar las plantas de tratamiento en el medio rural. En el caso de Azpitia el costo de selección y transporte

Figura 14.- TANQUE ELEVADO DE ALMACENAMIENTO / REGULACION Y PROTOTIPO DE PILETA PUBLICA. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA. SAN VICENTE DE AZPITIA, CAÑETE - LIMA.



desde 10 km de distancia de la grava fue de 15 EUA\$/m³ para 12 m³ con un rendimiento medio de 4.8 días-hombre por m³ de grava seleccionada; y para la arena clasificada de 13 EUA\$/m³ para 3 m³ con un rendimiento medio de 3.3 días-hombre por m³ de arena. En este caso se supervisó muy de cerca la operación para garantizar la calidad del material filtrante. El trabajo de selección es tedioso y en lo posible debe evitarse la contratación de jornaleros, prefiriéndose el pago por volumen de material seleccionado.

Los costos por componentes del proyecto se detallan en el Cuadro 9 junto con un estimado porcentual de incidencia de cada componente y el Cuadro 10 presenta un resumen de los mismos. El costo total del proyecto fue de EUA\$ 12,822 arrojando un costo unitario directo de 18 EUA\$/hab.

Estos precios resultaron de conversiones a dólares de gastos efectuados a lo largo del año 1984-1985, año caracterizado por un agudo proceso inflacionario y devaluatorio. Muchos de los componentes utilizados en la construcción e instalación fueron importados al país en el marco del proyecto de investigación y desarrollo financiado por el Gobierno Británico y los costos que se reportan reflejan los costos reales efectuados. El análisis detallado de costos del proyecto se presenta en el Apéndice B.

Cuadro 9

Costos por componentes del proyecto de abastecimiento de agua de San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima
(Costos en dólares)

COMPONENTE	C O S T O S			
	Mat. e equip.	Mano de Obra	Total	%
1. Obras de captación	121	44	165	1.4
2. Filtros gruesos en serie de flujo vertical	563	464	1,027	8.5
3. Filtros lentos de arena protegidos	2,311	205	2,516	20.8
4. Línea de conducción, aducción y distribución	4,451	306	4,757	39.4
5. Sistema disperso de tanques de almacenamiento/regulación	2,102	48	2,150	17.8
6. Piletas públicas	950	330	1,280	10.6
7. Gastos varios	175		175	1.5
	10,673	1,397	12,070	100.0

Cuadro 10

Resumen de costos del proyecto de abastecimiento de agua de San Vicente de Azpitia, Cañete - Lima
(costos en dólares)

COMPONENTE	COSTO	%
Materiales y equipos	10,673	83.2
Mano de obra (1)	1,397	10.9
Supervisión (2)	752	5.9
T O T A L	12,822	100.0

(1) Incluye mano de obra calificada (albañilería) y jornadas de apoyo por parte de la comunidad

(2) Costos directos; no incluye salarios de profesionales involucrados en la supervisión

3. LA EVALUACION

3.1 Antecedentes

El proyecto de abastecimiento de agua de Azpita se ejecuta, como ya se ha mencionado, en el marco de los programas de investigación y desarrollo financiados por la ODA/Universidad de Surrey y por la GTZ/CEPIS. Existía pues la necesidad de evaluar adecuadamente los componentes innovadores introducidos al concepto de abastecimiento y tratamiento de agua para pequeñas comunidades rurales.

3.2 Objetivos

- a) Evaluar el comportamiento de los FGY en serie
- b) Evaluar el comportamiento de los FLA protegidos
- c) Evaluar el funcionamiento del sistema en su conjunto desde el punto de vista: tecnológico, su eficiencia y eficacia
la operación, el mantenimiento y la administración
- d) Apoyar a la comunidad mediante una supervisión permanente

3.3 Metodología

La evaluación contó con dos etapas intensivas de monitoreo; los meses de enero a mayo de 1985, y enero a marzo de 1986 (ambas épocas de lluvias en la sierra). Adicionalmente se visitó mes a mes la comunidad como se detalla cronológicamente en la Figura 15. Durante el monitoreo intensivo un técnico del Ministerio de Salud vivió dentro de la comunidad, lo que contribuyó a la supervisión y capacitación del operador del sistema.

Los análisis y mediciones efectuados así como los métodos y equipos utilizados se detallan en los cuadros 11 y 12 respectivamente.

3.4 Resultados

La planta de tratamiento

Las características físicas del agua en el canal Azpitia se presentan en el Cuadro 13. Se asume que éstas no variaron a lo largo de la evaluación.

El Cuadro 14 presenta la eficiencia remocional del sistema tanto de la turbiedad como de coliformes fecales. Notamos una eficiencia remocional variable de 63% a 92% con respecto a la turbiedad en función de la carga de sólidos afluentes presentes en el canal de regadío.

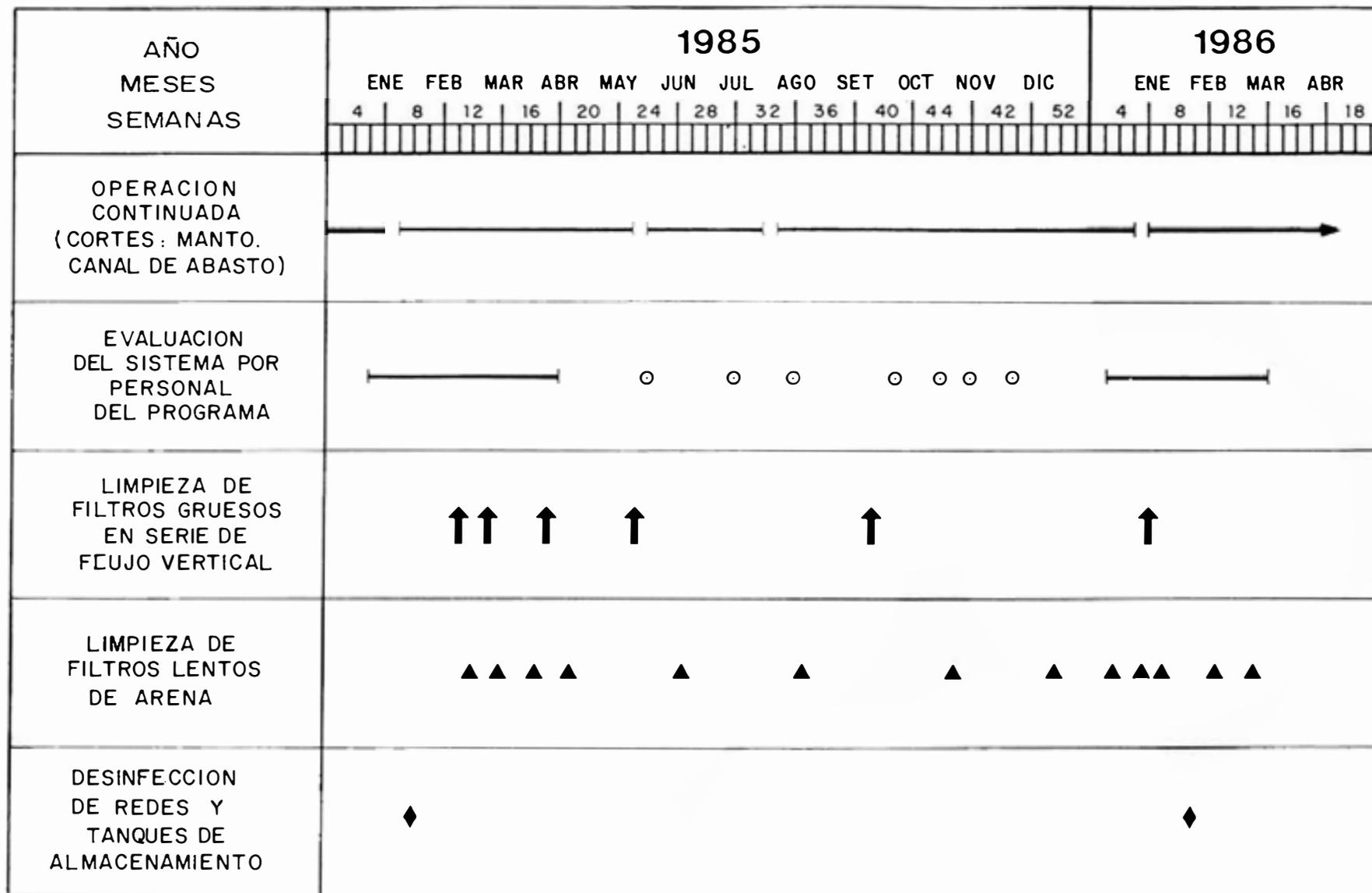


Figura 15.- CRONOGRAMA DE LAS ACTIVIDADES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO REGISTRADAS DURANTE LA EVALUACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPI-TIA, CAÑETE - LIMA.

Cuadro 11

**Análisis y mediciones efectuadas rutinariamente durante la
evaluación del sistema de abastecimiento de agua de San Vicente
de Azpitia, Cañete, Lima
(enero - marzo 1986)**

PARAMETRO	REGISTRO/ANALISIS	FRECUENCIA
<u>Monitoreo de campo</u>		
Flujo	PGV + FLA	3/sem
Resistencia del filtro	FLA	1/día
<u>Parámetros bacteriológicos, físicos y químicos</u>		
Turbiedad	CAN efluentes de SED efluente de FGV (cada etapa) efluente de FLA	1/día
Coliformes fecales	CAN efluente de SED efluente de FGV efluente de FLA PUB	2/semana
Sólidos en suspensión	CAN efluente de SED efluente de FGV	1/semana
Sedimentabilidad	CAN	1/semana
Recuento de partículas	CAN efluente de SED efuente de FGV	1/semana
Nomenclatura: CAN: canal Azpitia SED: presedimentador FGV: filtro grueso en serie de flujo vertical FLA: filtro lento de arena protegido PUB: piletas públicas		

Cuadro 12

Métodos y equipos utilizados en los análisis durante la evaluación del sistema de abastecimiento de agua de San Vicente de Azpitia, Cañete, Lima

PARAMETRO	METODO	EQUIPO
Turbiedad	Nefelométrico (a) UNT	Nefelómetro DRT-100 (Fischer); patrones de formacina
Bacteriológico	Met. filtración en membrana (b) Recuento coli-fecales/100 ml	Oxfam - DelÁgua; Membranas filtrantes Gelman, 0.45 µm.
Contenido de sólidos	Sólidos en suspensión (a) mgSS/l	Papel Whatman GF/L Desecador Balanza
Características de la suspensión	Sedimentabilidad (c) Recuento de partículas (d)	Nefelómetro DRT-100 (Fischer) Equipo de filtración en membrana DelÁgua; Filtros Gelman 0.45 µm. Microscopio B & L

Referencias Bibliográficas

(a) APHA, AWWA, WPCF (1975)

(b) OXFAM-DelÁgua (1985)

(c) ARBOLEDA, J. (1973)

(d) CARTER, R. et al (1962)

Cuadro 13

CARACTERISTICAS DEL AGUA EN EL CANAL DE REGADIO AZPITIA. FUENTE DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE SY AZPITIA, CAÑETE-LIMA

PARAMETRO	PROMEDIO
Conductividad	230 $\mu\text{s/cm}$
Temperatura	26 $^{\circ}\text{C}$
pH	7.5
Alcalinidad	80 $\text{mg CaCO}_3/\text{l}$

Nota: Promedios de datos registrados ente enero y mayo de 1985.

Cuadro 14

EFICIENCIA REMOCIONAL DE TURBIEDAD Y COLIFORMES FECALES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA DE SY AZPITIA, CAÑETE-LIMA
(Período de evaluación enero - marzo 1986)

TURBIEDAD						
ETAPA	RANGOS (a) (UNT)					
	20 - 100		100 - 300		+ 300	
	prom (b)	% remoc (c)	prom	% remoc.	prom	% remoc
Canal	70		228		915	
Presed	49	20	184	16	548	39
FGV - 1a. etapa	28	37	97	47	160	71
FGV - 2a. etapa	21	26	62	35	87	46
FGV - 3a. etapa	17	23	37	40	45	46
FLA	4	76	6	83	5	89
FGV - Global		63		79		92

COLIFORMES FECALES

ETAPA	prom	% remoc.
Canal	690	
Presed.	690	9
FGV - 3a. etapa	156	70
FLA	15	90
TRAT - Global		97

- (a) Rangos referidos al efluente del presedimentador para evaluar específicamente la performance del FGV
 (b) Los promedios referidos a los efluentes de cada etapa
 (c) Los porcentajes de remoción referidos a la etapa de tratamiento.

Con respecto a los coliformes fecales se reporta una eficiencia global de 97% y es patente la importancia del FGV en el proceso. La Figura 16 muestra en forma gráfica los niveles de turbiedad en cada etapa del tratamiento. La Figura 16a grafica la turbiedad efluente como una función de la turbiedad afluente a nivel del FGV. Se puede apreciar que el límite fijado de 20 UT a la entrada del FLA se alcanza por debajo de las 100 unidades de turbiedad afluentes al FGV. Este hecho será analizado más adelante.

Finalmente, vemos en la Figura 16b cómo la eficiencia aumenta para las altas turbiedades llegando a ser de 90% a turbiedades mayores a 300 UT. Al nivel en que se sobrepasa los 20 UT en el efluente (menos de 100 UT) todavía no se opera en el área de máxima eficiencia del FGV.

Los niveles de densidad bacteriológica en cada etapa del proceso se detallan en el Cuadro 14 y se presentan gráficamente en la Figura 17. Cabe destacar que la época de la evaluación resulta la más desfavorable para los filtros lentos de arena debido a las altas turbiedades presentes, lo cual inhibe el normal desarrollo de la capa biológica. Los FLA protegidos sólo alcanzaron 90% de eficiencia y todo el sistema menos de 99%. Datos obtenidos durante la época de estiage (mayo - diciembre 1985) mostraron una uniforme calidad bacteriológica aceptable a la salida de los FLA, aún prescindiendo de la desinfección terminal con hipoclorito practicada cuidadosamente durante el verano de 1986.

La eficacia de los FGV se evalúa mediante la protección que esta unidad ofrezca a los FLA protegidos de las altas cargas de sólidos en suspensión en la fuente. Se puede apreciar en la Figura 18 cómo a pesar de que estas altas cargas de sólidos estuvieron presentes en el canal a lo largo del ciclo de lluvias, el mantenimiento de los FLA se limitó a tres intervenciones. La resistencia en los filtros lentos aumentó como vemos, en forma normal y no súbitamente como ocurriría si no estuvieran protegidos. Nótese también las altas velocidades a las que se operó los FLA (0.16 - 0.22 m/h).

El hecho de que en la planta de Azpitia no se hayan encontrado los resultados esperados a partir de las experiencias en La Atarjea demuestra cuán importante resulta conocer las características de las aguas a ser tratadas a fin de afinar cálculos de diseño y no valerse sólo de la extrapolación de parámetros de diseño experimentales a la diversidad de condiciones encontradas en el campo.

Los cuadros 15 y 16 muestran los módulos de impedimento experimentales (ω) propuestos por Pérez, J., et al (1984) para FGV y los módulos calculados a partir de las experiencias en Azpitia. Para el primer rango 20 - 100 UNT afluente se nota un desfase con los módulos experimentales propuestos. Esto puede deberse al hecho ya mencionado de que éste no es el rango eficiente de trabajo la unidad. En el rango de turbiedad 100 - 300 UT aplican los

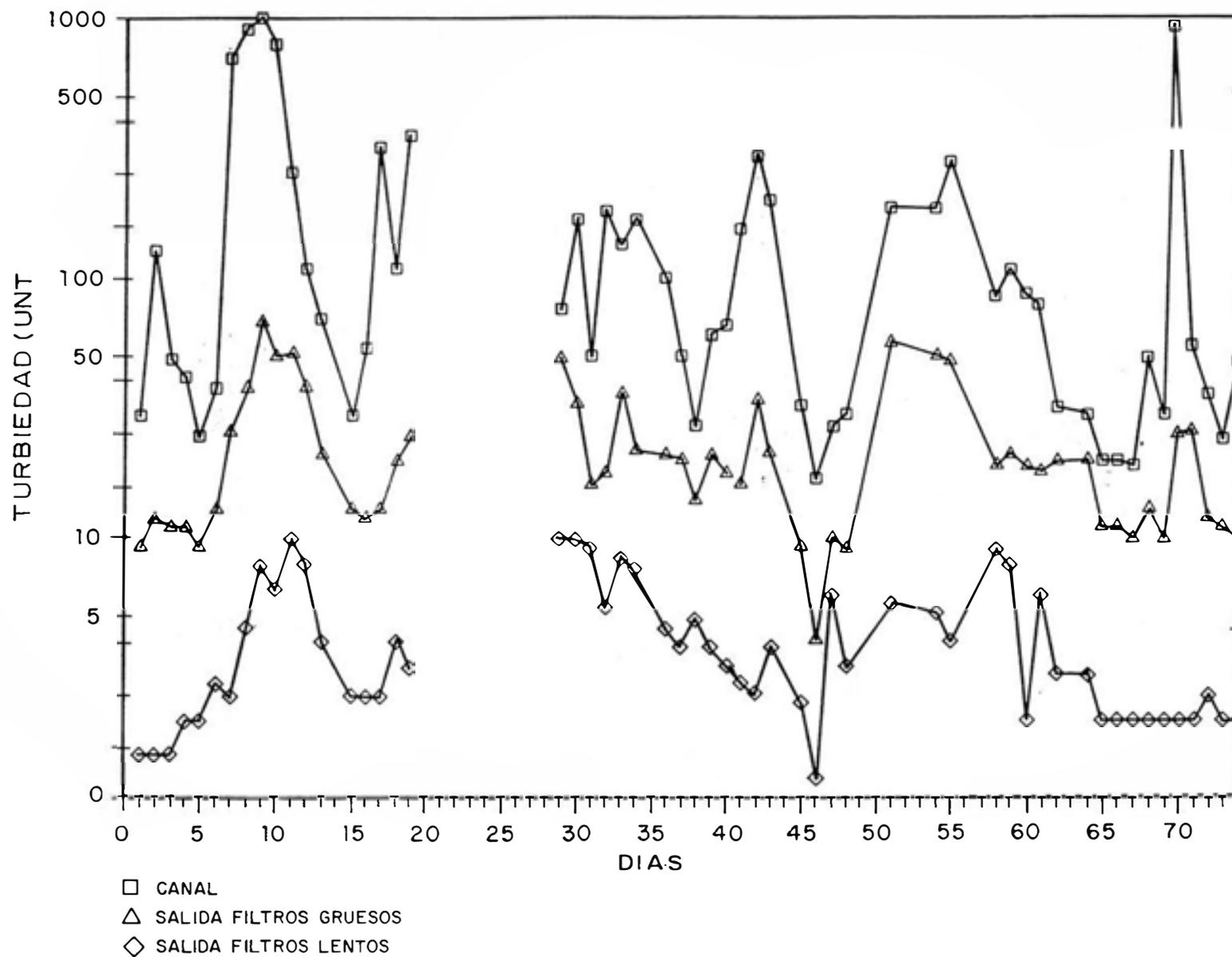
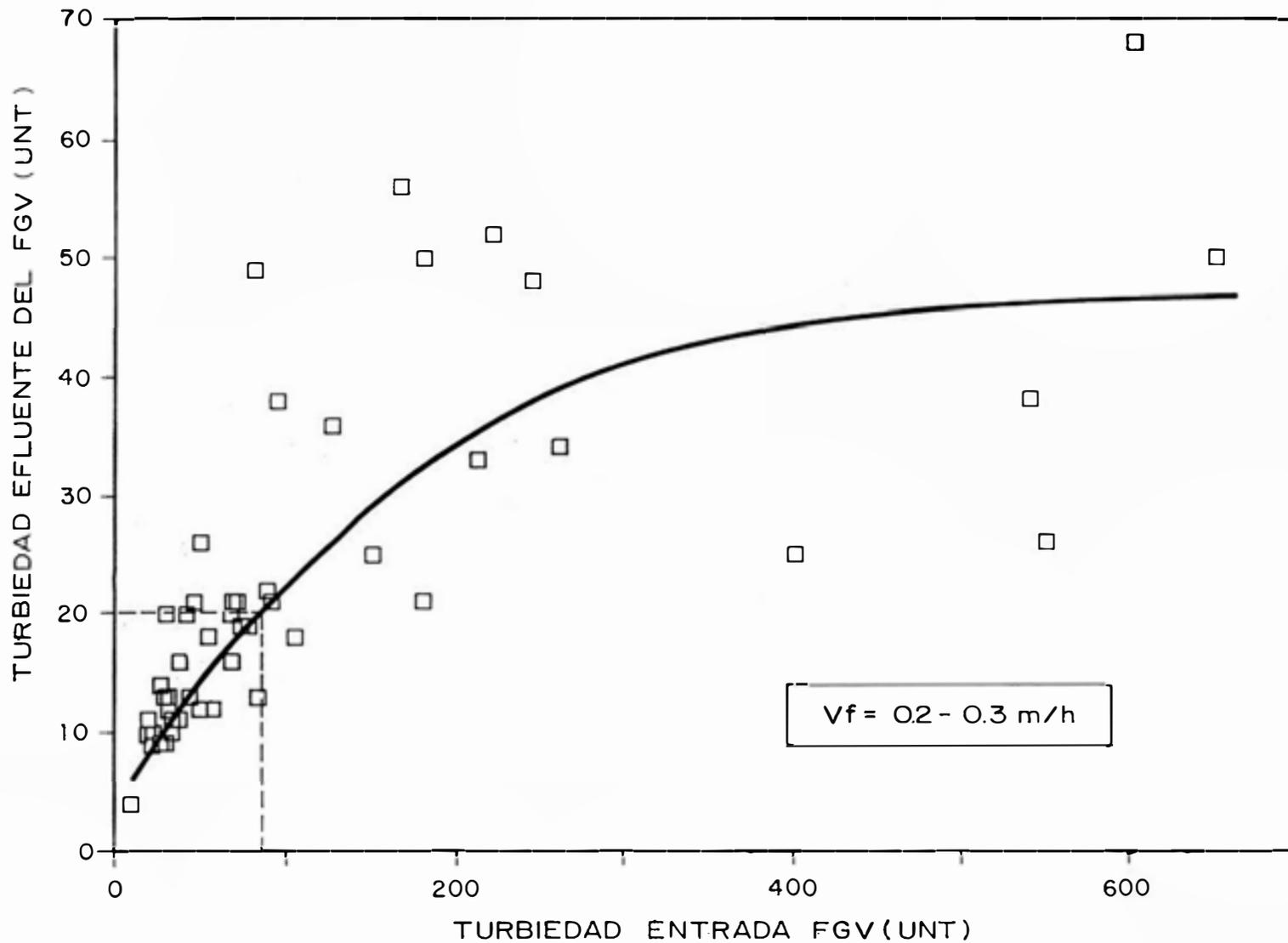
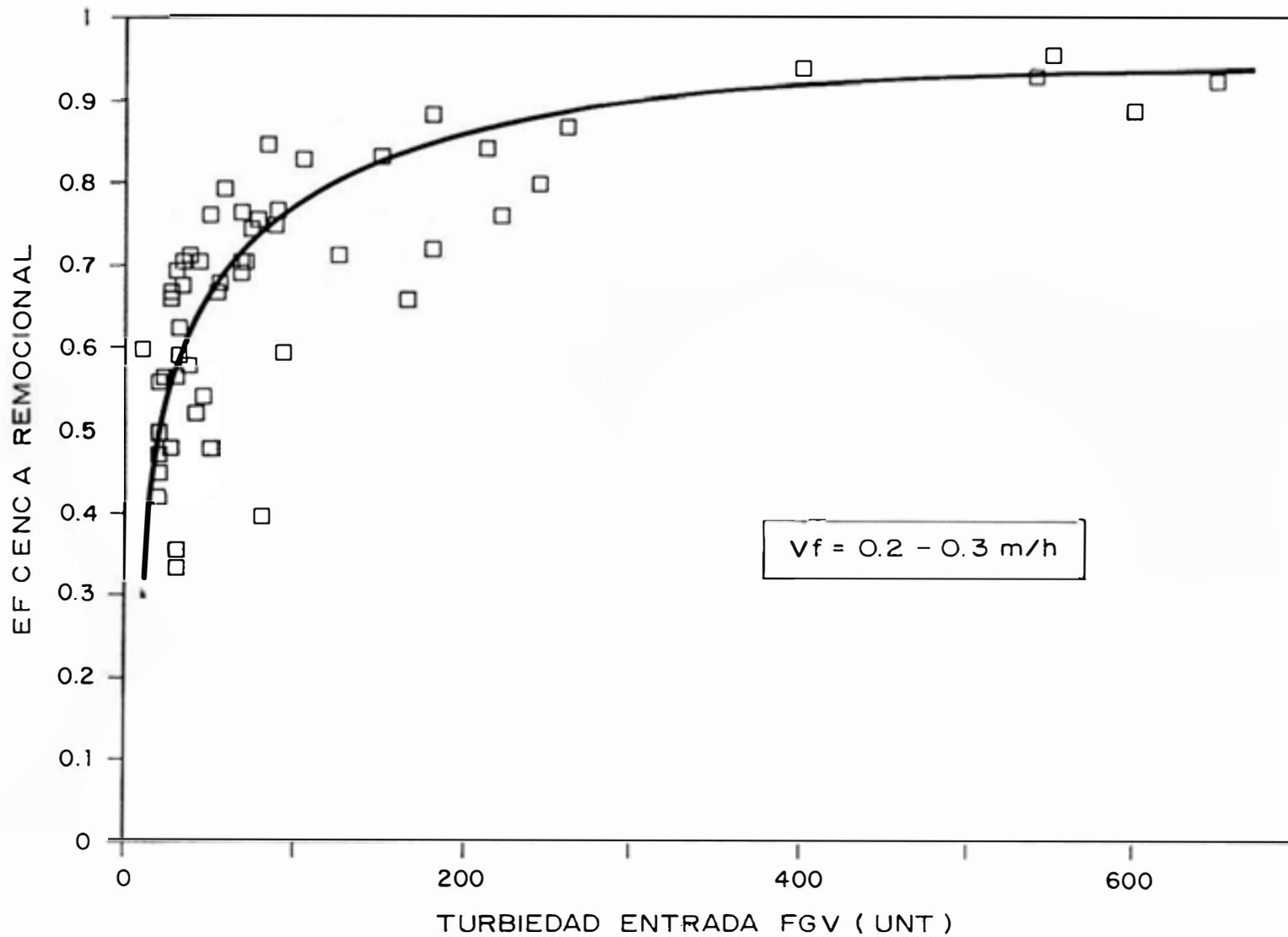


Figura 16.- NIVELES DE TURBIEDAD EN CADA ETAPA DEL PROCESO DE TRATAMIENTO. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA S. V. AZPITIA. PERIODO DE EVALUACION 5 ENE - 20 MAR. 1986.



FGV = FILTRO GRUESO DE FLUJO VERTICAL, 3 ETAPAS EN SERIE

Figura 16a.- EFICIENCIA REMOCIONAL DE TURBIEDAD EN EL FILTRO GRUESO DE FLUJO VERTICAL. TURBIEDAD EFLUENTE COMO UNA FUNCION DE LA TURBIEDAD A LA ENTRADA DEL FGV. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPITIA. CAÑETE - LIMA. PERIODO DE EVALUACION ENERO - MARZO 1986.



FGV = FILTRO GRUESO DE FLUJO, 3 ETAPAS EN SERIE

Figura 16b.- EFICIENCIA REMOCIONAL DE TURBIEDAD EN EL FILTRO GRUESO DE FLUJO VERTICAL. EFICIENCIA COMO UNA FUNCION DE LA TURBIEDAD A LA ENTRADA DEL FGV. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPITIA. PERIODO DE EVALUACION ENERO - MARZO 1986.

1986.

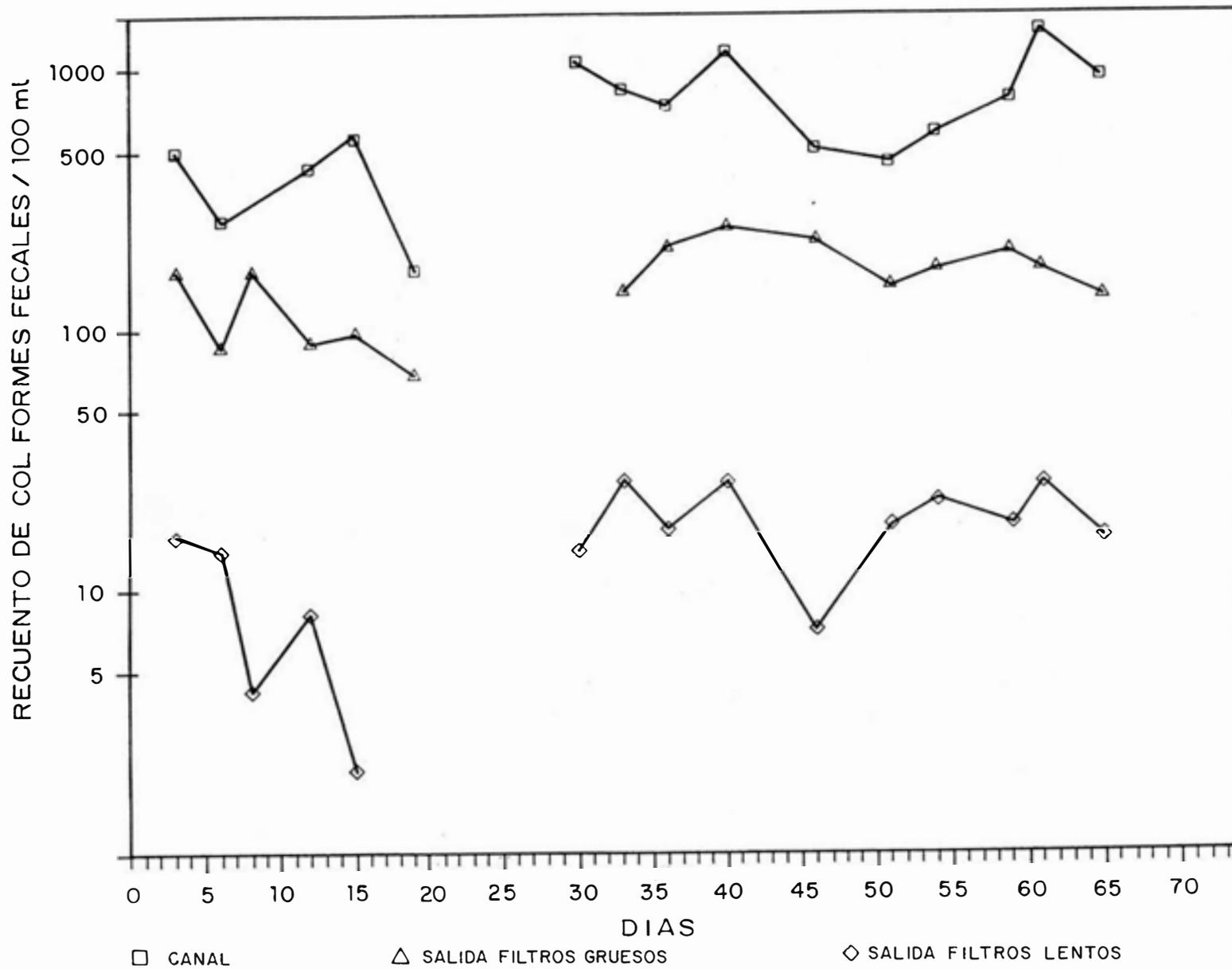


Figura 17.- NIVELES DE DENSIDAD BACTERIOLOGICA EN CADA ETAPA DEL PROCESO DE TRATAMIENTO. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA S. V. AZPITIA. PERIODO DE EVALUACION 5 ENE - 20 MAR 1986 .

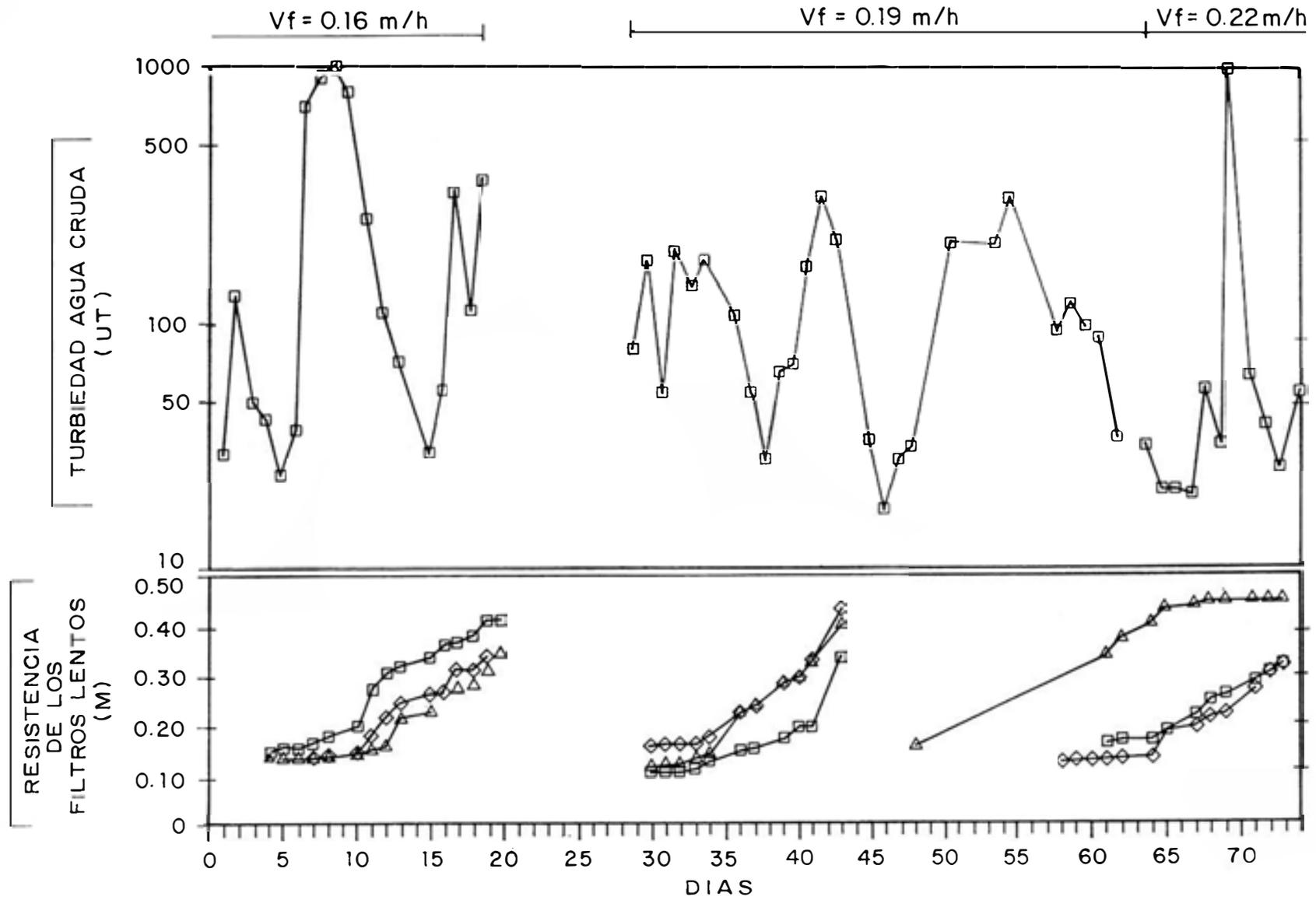


Figura 18.- NIVELES COMPARATIVOS DE TURBIEDAD EN EL AGUA CRUDA Y EVOLUCION DE LA RESISTENCIA DE LOS 3 FILTROS LENTOS DE ARENA PROTEGIDOS. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA S. V. AZPITIA. PERIODO DE EVALUACION 5 ENE - 20 MAR 1986 .

Cuadro 15

VALORES EXPERIMENTALES DEL MODULO DE IMPEDIMENTO (λ)

VELOCIDAD	DIAMETRO		
	1 - 2	2 - 3	3 - 4
0.10	1.00 - 1.40	0.70 - 0.90	0.40 - 0.80
0.20	0.70 - 1.00	0.60 - 0.80	0.30 - 0.70
0.40	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.25 - 0.60
0.80	0.50 - 0.80	0.30 - 0.60	0.15 - 0.50

Referencia: Pérez, J. & Cánepa, L. (1984)

Diámetro (cm)
Velocidad (m/h)

Cuadro 16

VALORES DEL MODULO DE IMPEDIMENTO (λ) CALCULADO A PARTIR DE LOS DATOS DE EFICIENCIA REMOCIONAL MEDIA DEL FGY DURANTE LA EVALUACION DEL 05 ENERO AL 20 MARZO DE 1987. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SY AZPITIA, CAÑETE - LIMA

TAMAÑO DE LA GRAYA (mm) Rango (UNT)	50 - 25	25 - 12	12 - 6
20 - 100	0.90	0.46	0.34
100 - 300	1.02	0.72	0.83
+ 300	1.97	0.97	1.05

Velocidad de filtración: 0.20 - 0.30 m/h

$$\lambda = \frac{-\ln(T/T_0)}{L}$$

T = turbiedad efluente (UNT)
T₀ = turbiedad afluyente (UNT)
L = longitud del filtro (m)

módulos propuestos; éstos sólo resultan conservadores para la etapa de grava gruesa pero esto una vez más es función de las características de la suspensión y lo eficiente que pueda resultar la presedimentación (con cargas superficiales y períodos de retención, tanto en el diseño como en la práctica, más adecuados). Para turbiedades altas (+ 300 UT) los módulos propuestos por Pérez, J., et al (1984) resultan conservadores para esta velocidad de filtración (0.20 m/h). En general los valores presentados deben servir como guías de referencia para el diseño tal como lo mencionan los autores en el documento de la referencia.

En general se puede concluir que la FGV como se propuso para este proyecto no reparte uniformemente la carga de sólidos a lo largo de las tres etapas de filtración. El Cuadro 17 muestra cómo la 1ª etapa retiene entre el 50 y 60% de los sólidos. Velocidades variables (mayor en la 1ª etapa y descendiente hacia la grava más pequeña) como propone Pérez, J., et al (1984) podrían ser una respuesta a la mejor distribución de los sólidos en la unidad. La sola mejor distribución no es suficiente y para llegar a ser eficaz el sistema, debería contar con una etapa adicional de grava (p.e. 3-6 mm). Nótese que el nivel al que se llega a 20 UT en el efluente es de menos de 100 UT donde todavía el FGV de acuerdo a la presente configuración no alcanza su eficiencia óptima.

La operación, el mantenimiento y la administración (O+M+A)

Inicialmente las actividades de O+M+A fueron llevadas a cabo por el mismo Comité que actuó como coordinador del diseño y ejecución del proyecto pero a la fecha éste ha evolucionado a una Junta Administrativa de Agua Potable tal como lo prescribe la reglamentación del Sector Salud. Inicialmente se capacitó a un operador el cual dejó el cargo al salir de la comunidad para estudiar en Lima. El nuevo operador ha permanecido en el cargo desde enero de 1986.

La O+M+A se ha visto beneficiada de una supervisión constante lo que ha contribuido a su muy eficiente desempeño pero eso no sería suficiente para explicar por sí sólo los buenos logros. La continuidad en el cargo y las condiciones personales de los responsables sí lo explican. Sólo una muestra de la forma cómo se lleva este sistema por la comunidad de Azpitia se presenta en el Cuadro 18 y la Figura 19. Se esquematiza cómo ha evolucionado la tarifa de agua en la comunidad y el nivel de pago al operador, y cómo se compara esto con el incremento de la inflación [basado en el índice de precios al consumidor (IPC) del Instituto Nacional de Estadística (INE)] en el país para el mismo período.

Inicialmente durante el año 1985 la tarifa se vio congelada notándose un adelanto en el incremento del salario al operador con respecto a la modificación de la tarifa. Posteriormente siempre la tarifa llevó un adelanto con respecto al sueldo. Recién hacia mediados del '86 la tarifa se volvió más

Cuadro 17

**ANALISIS DE LA EFICIENCIA DE LA LIMPIEZA DEL FGY MEDIANTE DESCARGA
HIDRAULICA. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA SY AZPITIA, CAÑETE - LIMA.
(período de evaluación enero - mayo 1985)**

ETAPA	Sólidos totales removidos (grs)	Sólidos totales retenidos (grs)	Total (grs)	% del total	Carga de sólidos en el filtro (a) (g/l)	Porcent. removido %
Primera limpieza						
FGY - 1ª et	5,799	21,818	27,617	60	8.22	21
FGY - 2ª et	1,456	9,144	10,600	23	3.15	14
FGY - 3ª et	562	7,529	8,091	17	2.40	7
Segunda limpieza						
FGY - 1ª et	8,432	41,590	50,022	48	14.89	17
FGY - 2ª et	6,569	24,419	30,988	29	9.22	21
FGY - 3ª et	5,017	19,088	24,105	23	7.17	21

(a) Gramos de sólidos totales depositados en el filtro (antes de la limpieza) por unidad de volumen de grava en el lecho (vol. total de grava por cada etapa: 3,360 l).

Cuadro 18

**EVOLUCION DE LA TARIFA DE AGUA DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE
SY AZPITIA, CAÑETE - LIMA**

Fecha	TARIFA Intis	Incremento Relativo	PAGO AL OPERADOR INTIS
Ene 85	3.00	100	100
Ago 85			130
Ene 86	4.50	150	162.50
Abr 86	6.00	200	203
Jul 86	10.00	333	253
Oct 86			315
Ene 87	15.00	500	450
Jul 87	20.00	666	600

Notas: Sistema entró en operación durante el mes de enero de 1985
47 usuarios a julio 1987

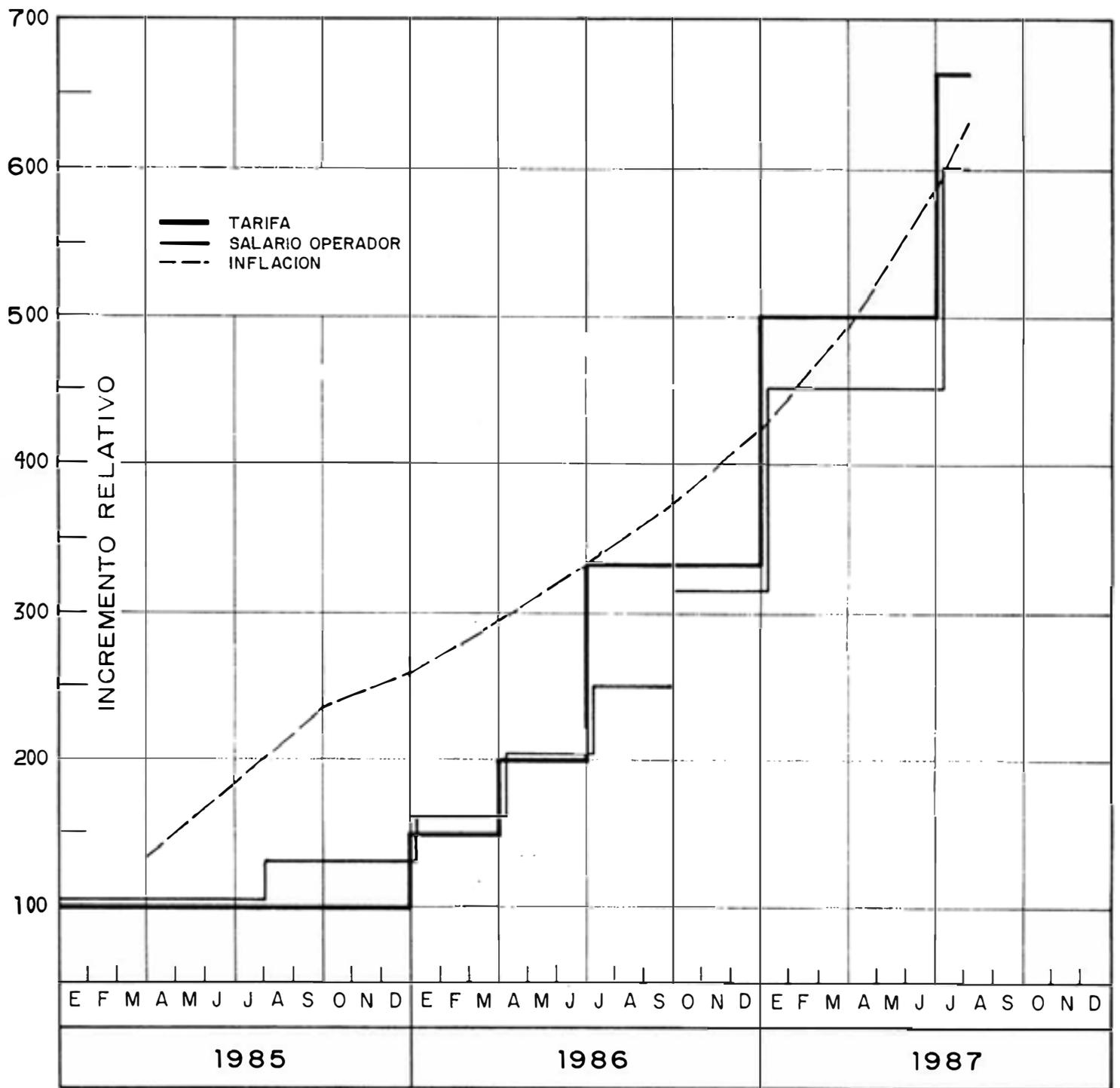


Figura 19.- INCREMENTOS RELATIVOS DE LA TARIFA DE AGUA, EL SALARIO DEL OPERADOR Y LA INFLACION EN EL PAIS (Indice de precios al consumidor). EVALUACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DE SAN VICENTE DE AZPITIA, Cañete - Lima. (Período Enero 1985 - Julio 1987).

realista con respecto a la evolución del IPC hasta adquirir plena correspondencia con el mismo en la actualidad. Esta correspondencia resulta la base de una adecuada administración. A julio de 1987 se tiene que (asignando a enero de 1985 índices relativos de 1.00 en todos los ítems), la tarifa de agua se ha incrementado 6.66 veces, el IPC/INE 6.33 veces, y el salario del operador 6.00 veces.

Actividades de O+M relevantes se presentan en el cronograma de la Figura 15. Mención especial merece la limpieza de los FGV. Tal como se menciona en la sección 2.2, la limpieza hidráulica se basó en el diseño de compuertas de apertura rápida que permitieron generar velocidades instantáneas descendentes de entre 1.0 y 1.5 m/min en el lecho de grava. Si bien se alcanzaron velocidades de 1.5 m/min, la eficiencia en la limpieza fue baja (el mejor resultado fue de 21%) tal como se detalla en el Cuadro 17. Esta eficiencia mejora significativamente cuando las cargas de sólidos en los filtros (σ) se acercaron a 10 g/l tal como recomienda Wegelin (1986). Aún así quedó demostrado que la velocidad de arrastre no es suficiente para una eficiente limpieza, hecho que será adicionalmente discutido en la sección 4.1. En Azpitia, para futuras limpiezas habrá que represar el agua por encima del lecho de grava utilizando toda la capacidad del sistema para proporcionar un volumen de agua adicional para el lavado. Esto complementará el efecto de arrastre a las velocidades de limpieza de diseño.

Metodología utilizada para evaluar la eficiencia de limpieza

Al abrir la compuerta se tomó muestras de agua a intervalos constantes a la salida del sistema. Se analizó por procedimientos estándares la cantidad de sólidos totales en las muestras y se integró el peso total de sólidos arrastrados en el proceso de limpieza. Luego se procedió a remover la grava de un segmento representativo del filtro; la muestra fue llevada al laboratorio, las piedras lavadas y determinada la cantidad de sólidos totales por unidad de volumen de grava. El peso de sólidos retenido en el segmento fue extrapolado luego a la totalidad del lecho filtrante. El procedimiento se repitió para cada uno de los tres filtros. Los resultados se presentan en el Cuadro 17.

4. CONSIDERACIONES ADICIONALES

4.1 Experiencias llevadas a cabo en la planta experimental de La Atarjea referidas a la limpieza por descarga hidráulica de unidades de FGV

Debido a las bajas eficiencias de limpieza por descarga hidráulica encontrada en Azpitia, se llevaron a cabo diversas experiencias en la planta experimental de La Atarjea a fin de definir mejores procedimientos de limpieza.

Se experimentó con volúmenes de agua de limpieza que se podrían proporcionar al proceso a partir de adecuaciones mínimas en los diseños de paredes divisorias. Los valores de eficiencia de limpieza obtenidos al elevar la relación de agua disponible para el proceso como una función del área superficial del lecho de grava se muestran en el Cuadro 19. Para un rango amplio de carga de sólidos en el lecho se notan mejoras sustantivas en la eficiencia obteniéndose 62-81% de remoción en forma uniforme. Se proponen por tanto, para la limpieza de unidades de FGV con cámaras confinadas, velocidades de limpieza de entre 1.5 y 2.0 m/min acompañadas de volúmenes de agua disponible del orden de 1.0 a 1.5 m³ por m² de lecho de grava filtrante. Estos valores y procedimientos deberán ser reconsiderados para unidades de filtración gruesa de flujo horizontal donde no se puede garantizar cámaras confinadas de lechos de grava (como sí se da en los FGV por sus dimensiones) y las líneas de flujo al momento de la descarga presentan un régimen diferente, con trayectorias necesariamente laterales.

Un incremento considerable en el volumen de agua para el proceso de limpieza por descarga hidráulica se puede conseguir con modificaciones sencillas en los diseños; simplemente recortando la elevación de los muros intermedios y dando una altura adecuada al muro perimétrico, tal como se muestra en la Figura 20. Al momento de la operación, se cierra la válvula de salida represándose el agua sobre toda el área de la unidad. Así, al abrir la compuerta el sobrenadante de toda la estructura contribuirá al proceso de arrastre. Los niveles de los muros y el tamaño de las compuertas resultan los parámetros críticos en el diseño del proceso de limpieza.

Cuadro 19

ANALISIS DE EFICIENCIA DE LIMPIEZA DE FILTROS DE GRAVA MEDIANTE DESCARGA HIDRAULICA. PLANTA EXPERIMENTAL DE LA ATARJEA, LIMA

dgi mm	g/l	R m³/m²	V_L m/min	Efc. lavado %
50 - 25	99	1.1	2.0	62
25 - 13	23	1.5	1.5	62
13 - 6	8	1.1	2.0	63
50 - 6	102	1.5	0.7	33
50 - 6	20	1.5	1.8	73
50 - 6	7	1.5	2.5	81

Notas:

Módulo de ensayo: . diámetro de probeta: 150 mm
. profundidad del lecho de grava: 500 mm
. volumen total de grava: 9.1 l

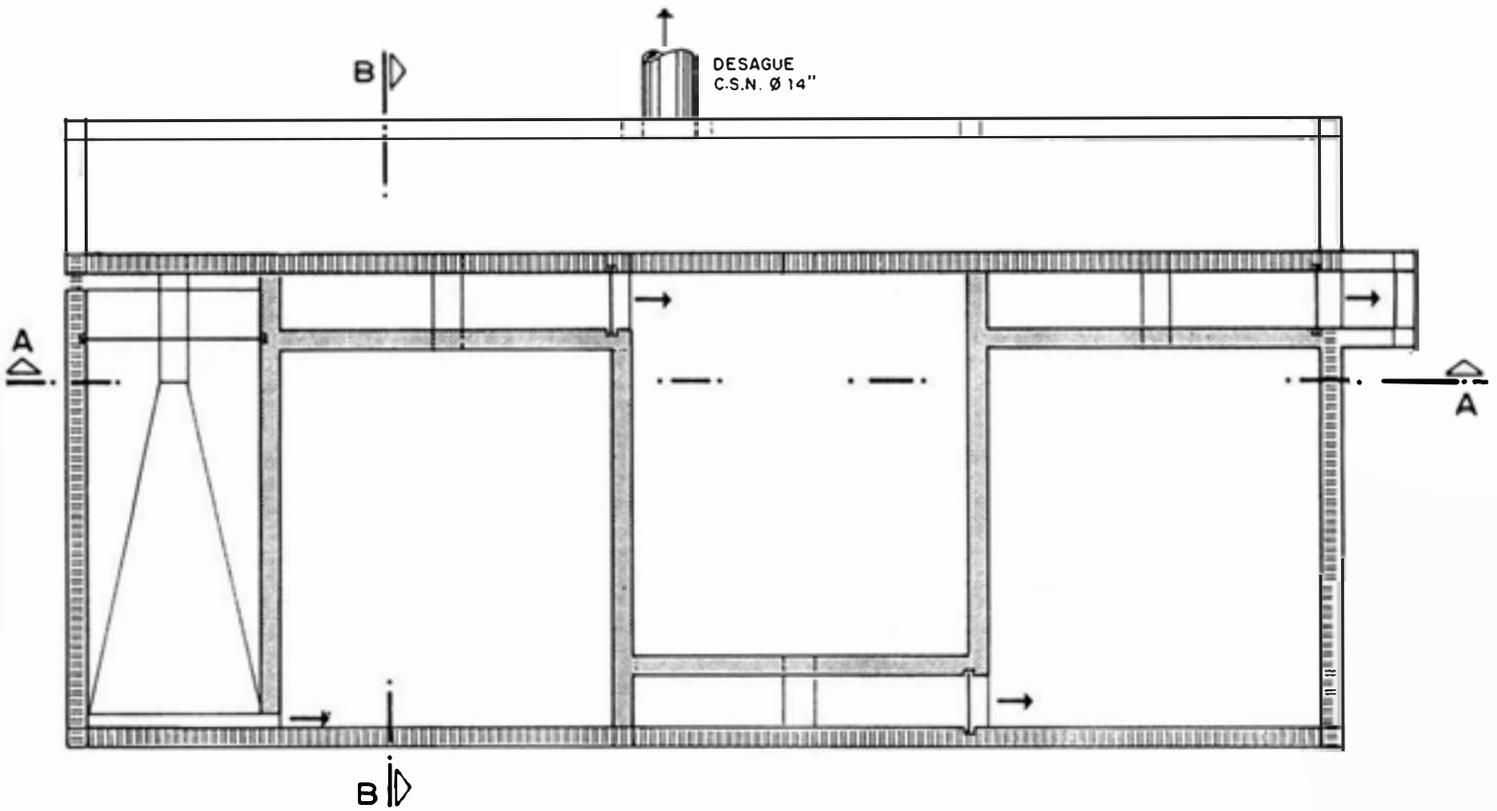
dgi = tamaño de la grava

= carga del filtro antes de la limpieza; peso de sólidos por unidad de volumen de grava

R = relación de volumen total de agua de lavado por unidad de área del lecho de grava

V_L = velocidad vertical del agua de lavado

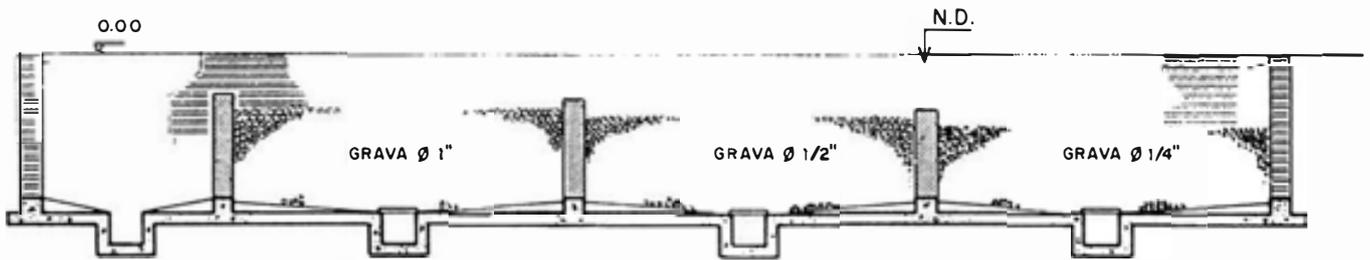
efic. lavado = relación de sólidos retenidos a sólidos removidos por el proceso



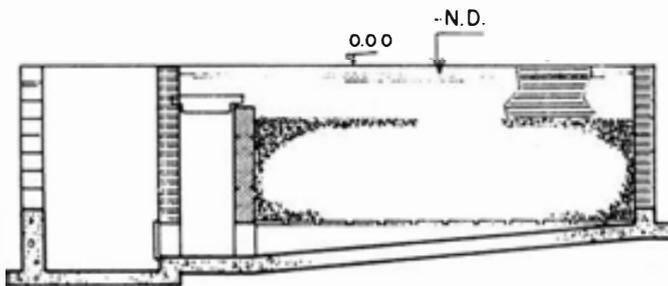
N.D. = NIVEL DE AGUA PARA LIMPIEZA POR DESCARGA HIDRAULICA

▨ PAREDES ELEVADAS
▩ PAREDES DE NIVEL RECORTADO

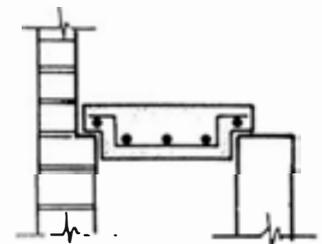
PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B



DETALLE DE TAPA PARA LAVADO

Figura 20.— ESTRUCTURA DE NIVELES DENTRO DE UN FILTRO GRUESO EN SERIE DE FLUJO VERTICAL QUE GARANTIZA UN MAXIMO VOLUMEN DE AGUA PARA LA LIMPIEZA HIDRAULICA DE LA UNIDAD.

4.2 Relevancia del sistema de almacenamiento/regulación disperso en la comunidad

Existen pocos estudios sobre sistemas de almacenamiento distribuidos en pequeñas comunidades como la de Azpitia. Se menciona entre sus principales inconvenientes el potencial incremento de puntos de contaminación diseminados (tanques) y lo costoso de los accesorios en estos sistemas, lo cual podría minimizar el beneficio/ahorro conseguido al utilizar tuberías de menor diámetro en la línea de conducción y la red de distribución. Sin embargo, como veremos a continuación, los ahorros pueden ser considerables.

Como se mencionó en la sección 2.2, la alternativa al sistema construido hubiera sido la de un reservorio de cabecera de 12 m³ de capacidad seguido de una línea de conducción capaz de conducir la demanda máxima instantánea (uso simultáneo de las piletas).

Utilizando la metodología de cálculo de descarga en piletas públicas del Centro Internacional de Referencia, CIR/OMS (1983) se tiene:

$$Q_{\max} = N \times \frac{1}{S} \times \frac{C_d}{24} \times P \times \frac{1}{1-w} \times \frac{1}{f} \dots (1)$$

donde:

N = población de diseño, 730 hab.

C_d = demanda per cápita, 40 lcd

P = factor de demanda, 3

S = número de fuentes públicas, 13 u

w = factor de desperdicio, 0.15

f = factor de eficiencia, 1.0

Así, la demanda máxima en cada piletta será:

$$Q_{\max} = 330 \text{ l/h}$$

Asumiendo simultaneidad de uso y estos gastos se calculó la línea de gradiente hidráulica por método gráfico, garantizando una carga de agua de 10 metros en cada piletta. Se obtuvo un primer tramo de 600 ml de 3 pulgadas de diámetro, un segundo tramo de 560 ml de 2 pulgadas de diámetro y un tramo final de 650 ml de 1-1/2 pulgada de diámetro. Todos los cálculos referidos a tubería de PVC.

Los costos de estos componentes se deben comparar con los 1820 ml de tubería de 1-1/4 pulgadas de diámetro más el sistema diseminado de 12 tanques elevados. Para efectos del análisis y por ser común a ambos se obvia el sistema de distribución mediante piletas públicas.

La comparación de costos se hace a precios actuales (octubre '87) y se presenta en el Cuadro 20. Los costos de la alternativa usando reservorio de cabecera llegan a EUA\$ 3,710 mientras que la segunda alternativa donde se utiliza el sistema de almacenamiento diseminado es de EUA\$ 2,398 o el 65% de la primera.

Se ha hecho una evaluación detallada de costos de 30 sistemas de abastecimiento por gravedad con tratamiento en los departamentos de Lima, Junín y Huánuco ejecutados por el Plan Nacional de Agua Potable Rural entre los años 1970 y 1979. Estos sistemas fueron diseñados para un rango poblacional de 218 a 2800 personas y capacidades que van de 17 a 350 m³/día. El análisis sólo consideró costos de materiales, mano de obra y supervisión. Para los componentes de tratamiento se consideró las captaciones, los desarenadores y/o reservorios, filtros, casetas de válvulas y desinfección. Como distribución se consideró las líneas de conducción, aducción y distribución, el reservorio y las conexiones domiciliarias. Para los sistemas evaluados se obtuvo un costo promedio de 24.05 EUA\$/habitante servido y una relación media de 25 : 75 entre los costos de tratamiento a distribución. Para el sistema de Azpitia se obtuvo un costo de 17.56 EUA\$/habitante servido para una relación tratamiento/distribución de 31 : 69.

Inciden en estas variaciones el hecho de no tener conexiones domiciliarias y una menor dotación pero también la relación tratamiento/distribución obteniéndose un costo 27 puntos porcentuales menor. El resultado es por demás lógico, dado que con los bajos diámetros del sistema de conducción - distribución se afecta el componente de mayor incidencia en los costos totales de las obras de abastecimiento.

Cuadro 20

Análisis comparativo de costos a precios actuales de las alternativas de distribución por reservorio de cabecera y por sistema de almacenamiento diseminado en la comunidad
Sistema de abastecimiento de agua de SY de Azpitia, Cañete - Lima

COMPONENTE	COSTO		EUA\$
	Unitario	Total	
<u>Reservorio de cabecera</u>			
Reservorio 12 m ³ (inc. M.O.)	-	350	
Caseta de válvulas (inc. M.O.)	-	180	
Tubería PVC ø 3" x 600 m	2.98	1,788	
2" x 560 m	1.38	773	
1-1/2" x 650 m	0.88	572	
Accesorios (1.5% de tubería)		47	<u>3,710</u>
<u>Almacenamiento diseminado</u>			
Tanques Eternit - 12 u x 1000 l (inc. inst.)	73	876	
Tubería PVC ø 1-1/4" x 1820 m	0.77	1,401	
Válvulas de flotador, 12 u x 1"	8	96	
Accesorios (2.5% tanque + flotador)		25	<u>2,398</u>

Notas

- (1) Tipo de cambio 1 EUA\$ = 1/. 50
- (2) Costos de ítems de PVC - Oct. '87
- (3) Costos de tanques ETERNIT Oct. '87
- (4) Costos de referencia de reservorio y caseta de válvulas de la Dirección de Saneamiento Básico Rural (DISABAR), Min. Salud, Oct. '87

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- (a) El conjunto del sistema de tratamiento ha demostrado una vez más la importancia del principio de contar con barreras múltiples para conseguir eficientes y efectivos resultados y proporcionar un servicio adecuado a los usuarios. La división de funciones, FGV en la remoción de los sólidos en suspensión y los FLA removiendo la contaminación bacteriológica, es una combinación valiosa e importante.
- (b) Se requiere datos más adecuados de las cargas de sólidos en suspensión a esperarse en las fuentes de agua. Asumir simplemente un nivel esperado de sólidos/turbiedad puede ocasionar distorsiones en el diseño de las unidades de filtración gruesa por la incidencia de este aspecto sobre las dimensiones de la unidad. Se debe propender al desarrollo de una metodología de estimación; cuando no de medición directa mediante programas continuados de monitoreo en lugares susceptibles de utilizar filtros gruesos, tales como plantas existentes que requieren de rehabilitación y de nuevas instalaciones que no tengan fuentes alternativas a las aguas superficiales. Esto podría/debería darse dentro de un planeamiento bien estructurado dentro de la Dirección de Saneamiento Básico Rural del Ministerio de Salud.

Las estimaciones aludidas deberán incorporar las características de las cuencas (vegetación) y la ubicación relativa de la captación (partes altas o bajas de los valles) dada su incidencia en las duraciones de los episodios de alta turbiedad. Zonas bajas con grandes cuencas de recolección tendrán períodos continuados de altas turbiedades: las zonas altas presentarán normalmente picos de corta duración. Ambos aspectos deberán ser considerados cuidadosamente en los diseños.

- (c) La excelente administración del sistema de abastecimiento de Azpitia demuestra lo importante que resulta la continuada supervisión y asesoramiento como complemento de las capacidades que poseen las comunidades para mantener y operar sus sistemas. La permanencia en los cargos resulta de vital importancia.
- (d) Ha quedado demostrado que esquemas de distribución que incorporan el volumen de almacenamiento/regulación diseminado reduce costos y es operativo y aceptado por los usuarios.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. APHA - AWWA - WPCF (1975). Standard methods for the examination of water and wastewater, 14th ed.
2. ARBOLEDA, J. (1973). Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua. Serie Técnica Nº 13 CEPIS/OPS, Lima.
3. BAKER, N.N. (1949). The quest for pure water. AWWA Inc. New York.
4. CANEPA, L. (1982). Investigación Nº 3. Filtros de arena en acueductos rurales. Proyecto DTIAPA - CEPIS/OPS.
5. CARTER, R., et al (1962). Behaviour and evaluation of microstaining for a supply in California. Journal AWWA, May 1962. pp. 606-620.
6. CEPIS (1982). Plantas modulares para tratamiento de agua. Documento Técnico Nº 8 Tomo 2. Lima, Perú.
- 6a. CIR/OMS (1983). Abastecimiento de agua mediante fuentes públicas. Abastecimiento de agua mediante fuentes públicas. Manual de diseño. Serie Documentos Técnicos 13-14. La Haya, Países Bajos.
7. DelAgua (1986). The rehabilitation of the water treatment system of the rural community of Cocharcas, Huancayo/Junín. A pilot project report concerning horizontal roughing filtration. DITESA/Min Salud, Lima.
8. EVINS, C. & GREAVES, G.F. (1979). Penetration of water treatment works by animals. TR 115. Water Research Centre, England.
9. FRANKEL, R.J. (1974). Series filtration using local filter media, JAWWA Vol. 66, Nº 2. pp. 124-127. (*)
10. FRANKEL, R.J. (1977). Manual for design and operation of the coconut fiber/burnt rice husk filter in villages of the Southeast Asia. SEATEK International. Bangkok, Thailand. (*)
11. FRANKEL, R.J. (1981). Design, construction and operation of a new approach for treatment of surface waters in Southeast Asia. J. Nichol., Vol. 5-1. Netherlands. pp. 319-328. (*)

(*) Documento no revisado en su forma original sino extraído de la bibliografía citada por: Schulz, C.R. & Okun, D.A. (1984). Surface water treatment for communities in developing countries. John Wiley & Sons, Inc. N.Y., Estados Unidos.

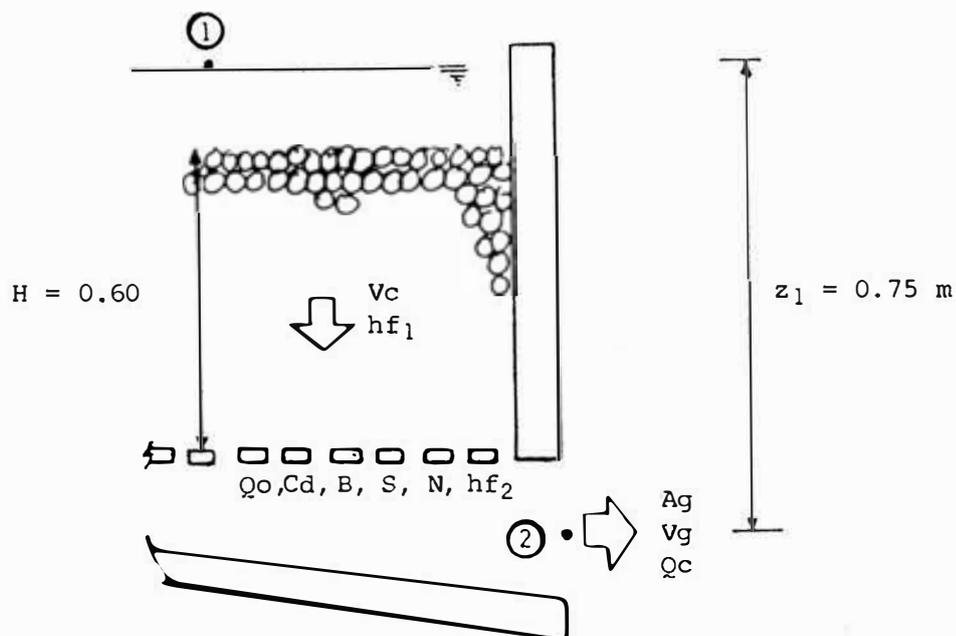
12. Huisman, L., et al (1981). Small community water supplies. Technology of small water supply system in developing countries. WHO/IRC, Tech. Paper N° 18. The Hague, The Netherlands. p. 295.
13. JAKSIRINONT, N. (1972). Development of a series filtration water treatment method for small communities of Asia. AIT, Bangkok. pp. 96-97.
14. KUNTSCHIK, O.R. (1976). Optimization of surface water treatment by a special filtration technique. JAWWA. pp. 546-571.
15. LLOYD, B.; PARDON, M. & BARTRAM, J. (1987). Report on Water Surveillance Programme. Evaluation activities in the pilot region; i) human resources; ii) pilot treatment plant rehabilitation. Phase 3b, report presented to ODA. Lima, Perú.
16. LLOYD, B.; PARDON, M. & WHEELER, D. (1986). Water treatment package plant for small communities. Final report presented to ODA. Lima, Perú.
17. NORIEGA, R. & INGAR, J. (1979). Plantas de filtración para abastecimiento de agua rural. Tesis Universidad Nacional de Ingeniería, Programa Académico de Ingeniería Sanitaria. Lima, Perú.
18. OXFAM - DELAGUA (1985). Water testing kit users manual. pp. 22-27.
- 18a. PEREZ, J. & CANEPA, L. (1984). Guía para el diseño de plantas de filtración lenta en arena en el medio rural. DTIAPA/CEPIS. Lima
19. PEREZ, J., et al (1985). Informe preliminar de la investigación de prefiltros de grava. GTZ-CEPIS/OPS. Lima.
20. SALAZAR, L.G. (1980). Agua potable para la zona rural de Colombia. ACODAL N° 96, año XXIII. Bogotá. pp. 9-24.
21. SEVILLA, A. (1971). A study of filtration methods for providing inexpensive potable water to small communities in Asia. AIT Bangkok, Thailandia. pp. 179-180.
22. THANH, N.C. & HETTIARATCHI, J. (1982). Surface water filtration for rural areas. Guidelines for design, construction, operation and maintenance. ENSIC, Thailand. p.11.
23. THANH, N.C. & PESCOD, M.B. (1976). Application of slow filtration for surface water treatment in developing countries (Phase I). Environmental Engineering Division. AIT, Bangkok. p.12.

24. TRÜEB, E. (1982). Horizontal durchflossene kiesfilter zur vorreinigung von oberfluechenwasser, besonders in Entwicklungslaendern. 3R International 1/2.
25. VANDYJK, J.C. & OOMEN, J. (1978). Filtración lenta en arena para abastecimiento público de agua en países en desarrollo. Manual de diseño y construcción. Documento Técnico Nº 11. La Haya, Países Bajos. pp. 145-146.
26. WEGELIN, M. & MBWETTE, S.A. Slow sand filter programme - Report 1, 2 and 3. Faculty of Civil Engineering, University of Dar es Salaam.
27. WEGELIN, M. (1986). Horizontal flow roughing filtration (HRF). Design, construction and operation manual. IRCWD Report Nº 06/86. Dübendorf, Switzerland.
28. WHEELER, D.; PARDON, M.; LLOYD, B. & SYMONDS, C. (1985). Aspects on prefiltration concerned with the application of small scale slow sand filtration in rural communities. University of Surrey, Guildford, Inglaterra.

APENDICES

APENDICE A

Cálculo del área transversal de las compuertas de drenaje de los filtros gruesos de flujo vertical



- V_c = velocidad vertical de limpieza, m/min
- A_g = área transversal de la compuerta de drenaje, m^2
- Q_c = caudal de agua de limpieza, m^3/s
- V_g = velocidad del agua en la compuerta de drenaje, m/s
- W = ancho del lecho del filtro, m
- L = largo del lecho del filtro, m
- Q_o = caudal unitario a través de c/apertura en las losetas del dren, m^3/s
- B = espaciamiento entre losetas, m
- S = ancho del canal de drenaje, m
- N = Nº de espaciamentos entre losetas en el canal de drenaje
- C_d = coeficiente de contracción, 0.65
- H = altura del lecho de grava, m
- hf = pérdida de carga durante la limpieza, m
- hf_1 = pérdida de carga en el lecho de grava, m
- hf_2 = pérdida de carga entre las losetas del dren, m

Cálculos

$$\begin{aligned}
 Q_c &= (V_c \times W \times L) / 60 \\
 &= (1.0 \times 2.15 \times 2.5) / 60 \\
 Q_c &= 0.090 \text{ m}^3/\text{S}
 \end{aligned}$$

Aplicando Bernoulli y simplificando entre los puntos 1 y 2

$$Z_1 = (V_2^2 / 2g) + hf \dots\dots\dots (1)$$

$$hf = hf_1 + hf_2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{aligned}
 hf_1 &= (V_c \times H) / 3 \\
 &= (1.0 \times 0.60) / 3 \\
 hf_1 &= 0.20 \dots\dots\dots (3)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= Q_c / N \\
 &= 0.09 / 12 \\
 Q_0 &= 0.0075
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 hf_2 &= [Q_0 / (C_d \times B \times S)]^2 / 2g \\
 &= [0.0075 / (0.65 \times 0.025 \times 0.20)]^2 / 2 \times 9.81 \\
 hf_2 &= 0.27 \dots\dots\dots (4)
 \end{aligned}$$

$$(3) + (4) \text{ en } (2)$$

$$hf = 0.20 + 0.27 = 0.47 \dots\dots\dots (5)$$

$$\begin{aligned}
 (5) \text{ en } (1) \\
 V_2 &= V_g = [(Z_1 - hf) \times 2g]^{1/2} \\
 &= [(0.75 - 0.47) \times 2 \times 9.81]^{1/2} \\
 V_g &= 2.34
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= Q_c / V_g \\
 &= 0.09 / 2.34 \\
 &= 0.039
 \end{aligned}$$

El área transversal de las compuertas de drenaje será de 400 cm²

Dimensiones: 20 x 20 cm

APENDICE B

Análisis de costos del proyecto de abastecimiento de agua San Vicente de Azpitia, Cañete-Lima

Contenido	<u>Página</u>
A. Costos de materiales y equipos	1 - 8
B. Costos de mano de obra	9
C. Costos de supervisión	10
D. Resúmenes	11 - 13
E. Anexos	14 - 20
E.1 Tipos de cambio S/. - EUA\$ por mes	14
E.2 Bases de costos	15
E.3 Códigos del análisis	16
E.4 Análisis de costos de material filtrante	17 - 18
E.5 Estructura del apoyo de la comunidad	19
E.6 Distribución aproximada de aportes al proyecto	20

Notas

1. Para efectos de las comparaciones, todos los costos serán referidos a dólares americanos (EUA\$)
2. Costos activos: referidos a costos y gastos pagados en el país
Costos pasivos: referidos a costos de materiales traídos de Inglaterra en el marco del Convenio de Cooperación Técnica

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Obra de Toma

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	C O S T O S (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.1	Lozas	m ³	1.5	57		
1.3	Mampostería	m ²	2.5	6.2		
1.4	Enlucidos	m ²	6	2.3		
1.5.1	Compuerta de ingreso (Fo)	u		45.5		
1.5.2	Vertederos de rebose y control	u	2	10.0		
				121		121

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Presedimentador - Prefiltros de grava

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	C O S T O S (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.1	Loza (concreto simple)	m ²	6.2	235.6		
1.2	Mochetas de conc. armado					
1.2.1	concreto f'c = 175 kg/cm ²	m ³	0.12	4.6		
1.2.2	f ^o ø 3/8	var.	2	7		
1.3	Mampostería	m ²	50	125		
1.4	Enlucido	m ²	80	30.4		
1.5	Tuberías y accesorios					
	Tubería PVC ø 1-1/4"	m	8		13.4	
	Codo PVC ø 1-1/4"	u	3		4.8	
	Unión universal PVC ø 1-1/4"	u	6		31.8	
	Válvula bronce ø 1-1/4"	u	3		15	
	Rejilla de bronce ø 2"	u	1	.5		
1.6	Partes					
	. compuertas de desagüe					
	0.25 x 0.25 f ^o	u	4	90		
	. filetes de aluminio					
	U x 3/8"	m	6	4.9		
1.7	Grava clasificada *					
	ø's 2" - 1" - 1/2" - 1/4"	m ³	11			
				498	65	563

* Detallado en Apéndice E.5 (el costo es sustancialmente mano de obra)

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Filtros lentos de arena

Cod.	Descripción	Unidad	Cant	COSTOS (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.1	Loza	m ³	2.50	95		
1.3	Mampostería	m ²	25	62.5		
1.4	Enlucidos	m ²	25	9.5		
1.5	Tuberías y accesorios					
	. tubería flexible ø 1-1/2"	m	10		15	
	. tubería PVC ø 1-1/4"	m	6		10.7	
	Sistemas de drenaje	u	4		56	
	Material sintético	sets	4		48	
	Acoples de entrada (m/s)	u	18		42	
	Válvulas de bronce ø 1-1/4"	u	3		15	
	Válvulas en "T" (m/s)	u	6		102	
	Acople macho Grifflex (1-1/2)"	u	2		3	
	Tee PVC ø 1-1/4"	u	1		1.9	
	Cruz PVC ø 1-1/4"	u	1		4.2	
	Adaptadores PVC 1-1/4"x40 mm	u	3		6.0	
	Acoples 40 mm PVC	u	3		4.8	
	Tubería desagüe PVC ø 4"	m	12	36		
	Codos PVC ø 1-1/4"	u	4		6.4	
1.6	Cerco de protección					
	. malla galv. 4"x2"x1.50 mm	m	21	160		
	. parantes de soporte	global		110		
	. reja de acceso	global		30		
	. malla soporte Matts - 4" x 2" x 2 mm	m		18		
1.7	Material filtrante *					
	. arena graduada, c.u.= T.E.=	m ³	3			
	. grava soporte	m ³				
1.8	Tanques WCB 2000 l.	u	4		1,200	
	Tanque plástico 200 l	u	1		35	
	Controladores de flujo	u	4		240	
				521	1,790	2,311

* Detallado en Apéndice E.5 (costo sustancialmente de mano de obra)

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Línea de conducción - aducción

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	COSTOS (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.5	Tuberías y accesorios					
	. Tubería PVC ø 1-1/4"	m	954		1622	
	. Acoples PVC ø 1-1/4"	u	170		162	
	. Válvulas bronce 1-1/4"	u	1	14		
	. Uniones universales 1-1/4"	u	2		10.6	
	. Tee PVC ø 1-1/4"	u	1		1.8	
	. Copo PVC ø 1-1/4"	u			1.6	
	. Válvulas Speech 1/2" ø PVC	u			10	
				14	1808	1822

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Sistema de almacenamiento - regulación

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	COSTOS (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.5	Tuberías y accesorios					
	. Tubería ø 1-1/4" PVC	m	25		42.6	
	. Reducciones 1-1/4" x 1"	u	3	2.1		
	. Acoples P/R 1"	u	3	2.1		
	. Unión roscada 1"	u	3	1.5		
	. Válvulas de flotador 1"	u	3	123.7		
	. Reducciones 1-1/4" x 3/4"	u	8	4.9		
	. Uniones universales 3/4"	u	8		19.2	
	. Acople roscado 3/4"	u	8	2.6		
	. Válvulas de flotador 3/4"	u	8	200.1		
	. Acoples (m/s) 1-1/2"	u	35		80.5	
	. Uniones ø 1-1/4" PVC	u	27		25.7	
1.6	Abrazaderas, tornillos, etc.	global		6		
1.8	Tanques Eternit					
	. 1000 l capacidad	u	5	620.5		
	. 500 l capacidad	u	14	970.5		
				1934	168	2102

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Sistema de distribución

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	C O S T O S (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
1.5	Tubería y accesorios					
	. Tubería PVC ø 1-1/4"	m	1370		2329	
	. Acoples PVC ø 1-1/4"	u	175		166.4	
	. Válvulas bronce 1-1/4"	u	2		10	
	. Unión universal 1-1/4"	u	4		21.2	
	. Tee PVC ø 1-1/4"	u	12		22.2	
	. Cruz PVC ø 1-1/4"	u	1		4.2	
	. Codos PVC ø 1-1/4" (imp.)	u	10		16	
	. Codos PVC ø 1-1/4" (nac.)	u	45	60		
				60	2569	2629

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Piletas públicas

Cod.	Descripción	Unidad	Cant.	COSTOS (EUA\$)		
				Activo	Pasivo	Total
Pileta Tipo A (11 unidades)						
1.1	Loza (acabado pulido)	m ³	0.85	32.3		
	Poyo del pilón (pulido)	m ³	0.15	5.7		
1.5	Tubería y accesorios					
	. tubería PVC ø 1-1/4"	m	0.5		.9	
	. tubería PVC ø 3/4"	m	0.5		.4	
	. codo PVC ø 1-1/4"	u	1		1.5	
	. universal 1-1/4"	u	2		10.6	
	. universal 3/4"	u	2		4.6	
	. reducción 1-1/4" x 3/4"	u	1		4	
	. tee PVC ø 3/4"	u	1		2	
	. válvulas globo 3/4"	u	2		10	
	fº gº 3/4"	u	2	2		
	. válvulas compuerta 1-1/4"	u	1		5	
	. tubería desagüe PVC ø 2"	m	6	3		
			c/pileta	43	39	82
	Subtotal 11 unidades			473	429	902
Pileta tipo B (1 unidad)						
1.1	Loza (acabado pulido)	m ³	0.55	20.9		
	Poyo del pilón	m ³	0.15	5.7		
1.5	Tubería y accesorios					
	. tubería 1-1/4"	m	0.5		.9	
	. tubería 3/4"	m	0.5		.4	
	. codo PVC 1-1/4"	u	1		1.5	
	. universal 3/4"	u	2		4.6	
	. reducción PVC 1-1/4" x 3/4"	u	1		.9	
	. codo PVC ø 3/4"	u	2		2.7	
	. válvula globo 3/4"	u			5	
	. niple fº gº ø 1-1/2" x 20mm	u		2.2		
	. codo fº gº ø 1-1/2"	u		3.2		
				32	16	48
				505	445	950

A. COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS
Gastos varios *

Cod.	Descripción	Unidad	C O S T O S (EUA\$)		
			Cant.	Total	
	Clavos 2"	Kg	0.5	0.8	
	Escoba	u		1.3	
	Aceite Gae 30	gl	1-1/4	12.1	
	Madera letrero	global		10.3	
	Rejilla bronce ø 3"	u	3	1.5	
	Letrero (madera + m de o)	global		13.8	
	Lejía - Ace	global		.5	
	Zarandas	global		47	
	Accesorios varios PVC y f#g	global		10	
	Pegamento	global		33	
	Válvulas check	u		2.8	
	Gastos de ferretería varios	global		25	
	Gastos taller - herrería	global		15.3	
				173.4	175

* Gastos varios (ferretería, taller, etc.)

B. COSTOS DE MANO DE OBRA

Código	DESCRIPCION	Cantidad D-H	COSTO (EUA \$)		Total
			M.O.calif.	M.O. No calif.	
A.	Obra de toma				44
2.1	Albañil	5	27.5		
2.2	Ayudante	5	12.5		
2.3	Peones	2		4	
B.	Prefiltros				464
2.1	Albañil	30	165		
2.2	Ayudante	30	75		
2.3	Peones (excav. + acond.)	55		110	
2.3.1	Peones (mat. filtrante)	57		114	
C.	Filtros lentos				205
2.1	Albañil, gasfitero	15	82.5		
2.2	Ayudante	17	42.5		
2.3	Peones (excav. + acond.)	30		60	
2.3.1	Peones (mat. filtrante)	10		20	
D.	Línea de conducción				134
2.1	Entubador	3	16.5		
2.2	Ayudante	3	7.5		
2.3	Peones (excav. + relleno)	55		110	
E.	Sistema de almacenamiento				48
2.1	Gasfitero	6	33		
2.2	Ayudante	6	15		
F.	Línea de distribución				172
2.1	Entubador	4	22		
2.2	Ayudante	4	10		
2.3	Peones	70		140	
G.	Piletas públicas				330
2.1	Albañil	40	220		
2.2	Ayudante	40	100		
2.3	Peones	5		10	
			829	568	1397

C. COSTOS DE SUPERVISION [EUA\$]*

E T A P A	ELEMENTOS DE COSTO				COSTO TOTAL
	Subsistencia	Combustible (petróleo)	Mant. vehículo (lubricante)	Varios	
1. Contactos preliminares con la comunidad	11	20	-	1	32
2. Elaboración de anteproyecto (opciones)	-	8	8	1	17
3. Trabajo conjunto con comisión - Agua del Pueblo. Proyecto definitivo	22	112	0	9	143
4. Construcción del sistema	60	350	64	34	508
5. Sistema en funcionamiento	11	25	10	6	52
EUA \$	104	515	82	51	752

* Engloba los costos por los conceptos detallados en el Apéndice E.6. No incluye salario del ingeniero supervisor.

D. RESUMENES
Resumen Nº 1 - Materiales y equipos

COMPONENTE	C O S T O S (EUA \$)			%
	Activo	Pasivo	Total	
1. Obra de toma	121		121	1.1
2. Prefiltros de grava	498	65	563	5.3
3. Filtros lentos de arena	521	1790	2311	21.7
4. Línea de conducción-aducción	14	1808	1822	17.1
5. Sistema de almacenamiento	1934	168	2102	19.7
6. Sistema de distribución	60	2569	2629	24.6
7. Piletas públicas	505	445	950	8.9
8. Gastos varios	175		175	1.6
	3828	6845	10673	100.0
Porcentaje total (%)	35.9	64.1	100.0	

D. RESUMENES
Resumen Nº 2 - Costos por componente

COMPONENTE	C O S T O S (EUA \$)			
	Materiales y equipo	Mano de obra	Total	
1. Obra de toma	121	44	165	1.4
2. Prefiltros de grava	563	464	1,027	8.5
3. Filtros lentos de arena	2,311	205	2,516	20.8
4. Línea de conducción-aducción	1,822	134	1,956	16.2
5. Sistema de almacenamiento	2,102	48	2,150	17.8
6. Sistema de distribución	2,629	172	2,801	23.2
7. Piletas públicas	950	330	1,280	10.6
8. Gastos varios	175		175	1.5
	10,673	1,397	12,070	100.0

D. RESUMENES
Resumen N° 3 - Costos finales

I T E M	COSTO (EUA\$)	% TOTAL
1. Materiales y equipos	10,673	83.2
2. Mano de obra	1,397	10.9
3. Supervisión	752	5.9
	12,822	100.0

E. ANEXOS
E.1 Tipos de cambio s/. - EUA\$ por mes

AÑO	MES	Tipo de cambio * S/. / EUA\$ 1
1984	Enero	2,325
	Febrero	2,580
	Marzo	2,600
	Abril	2,700
	Mayo	3,000
	Junio	3,320
	Julio	3,400
	Agosto	3,900
	Setiembre	4,125
	Octubre	4,300
	Noviembre	4,850
	Diciembre	5,250
1985	Enero	6,550
	Febrero	7,050
	Marzo	7,700

* Representa el cambio promedio del mes, tal como lo trabajó el proyecto

$$\frac{\text{EUA\$}_1 \times \text{cambio } 1 + \text{EUA\$}_2 \times \text{cambio } 2 + \dots + \text{EUA\$}_n \times \text{cambio } n}{\text{EUA\$}_1 + \text{EUA\$}_2 + \dots + \text{EUA\$}_n}$$

E. ANEXOS
E.2 Bases de costos

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO (EUA\$)
Cemento	bl.	3.5
Agregado (1)	m ³	10.0
Fierro 3/8 ø	var.	3.5
Fierro 1/4 ø	var.	1.5
Ladrillos	u.	0.05
Mano de obra		
albañil	día-h	5.5
ayudante	día-h	2.5
peón	día-h	2.0

(1) viaje de agregados \cong 2 m³

E. ANEXOS
E.3 Códigos del análisis

- Partes del sistema de abastecimiento de agua

- A. Obras de captación
- B. Pretratamiento
- C. Tratamiento
- D. Línea de conducción
- E. Sistema de almacenamiento - regulación
- F. Línea de distribución
- G. Puntos de agua
 - G.1 Piletas públicas
 - G.2 Conexiones domiciliarias

- Diferentes elementos de costos

1. Materiales

- 1.1 Obras de concreto simple
- 1.2 Obras de concreto armado
 - 1.2.1 Concreto
 - 1.2.2 Fierro
- 1.3 Mampostería
- 1.4 Enlucidos
- 1.5 Tuberías y accesorios
- 1.6 Partes elaboradas (fierro, madera, etc.)
- 1.7 Materiales filtrantes (grava, arena)
- 1.8 Equipos
- 1.10 gastos varios

2. Mano de obra

- 2.1 Albañil - mano de obra calificada
 - 2.2 Ayudante del albañil
 - 2.3 Peones
-

E. ANEXOS
E.4 Análisis de costos de material filtrante
Grava

Descripción del uso de grava dentro del sistema

Componente	Cantidad (m ³) de grava utilizada por tamaños					TOTAL
	3" - 2"	2" - 1"	1" - 1-1/2"	1/2" - 1/4"	1/4" - 1/8"	
Drenes de prefiltros	0.84	0.16				1.0
Prefiltros		3.33	3.33	3.33		10.0
Drenes de filtros		.40	.25	.20	.15	1.0
m ³	.84	3.89	3.58	3.53	.15	12.0

Componentes de costos

ITEM	Unidad	Cantidad	Costo (EUA \$)
1. Mano de obra (considera: zarandeo, clasificación, embolsado)	día-hombre	57	114
2. Equipo (considera: costos de zarandas)	global		50
3. Transporte (considera: costos de combustible de vehículo)	galón	15	15
EUA \$			179

Nota: rubro del análisis donde se considera cada ítem:

- | | |
|--|---|
| 1. Mano de obra | Costo unitario grava: 179\$/12 m ³ |
| 2. Gastos varios (equipo reutilizable) | |
| 3. Supervisión | <u>c.u. = 15\$/m³ - grava</u> |

E. ANEXOS
E.4 Análisis de costos de material filtrante
Arena

Arena clasificada

c.u. =

t.e. =

Cantidad utilizada: ~ 0.75 m³ / cada tanque de filtración

x 4 unidades

3.00 m³

Componentes de costos

ITEM	Unidad	Cantidad	Costo (EUA \$)
1. Mano de obra (considera: recolección, cernido, lavado, embolsado)	día-hombre	10	20
2. Transporte (considera: costos de combustible de vehículo)	galón	19	<u>19</u>
EUA \$			39

Nota: rubro del análisis donde se considera cada ítem:

1. Mano de obra

Costo unitario arena: 39\$/3 m³

2. Supervisión

c.u. ≡ 13\$/m³ - arena

E. ANEXOS.
E.5 Estructura del apoyo de la comunidad

COMPONENTES	CANTIDAD	TOTAL EUA\$
A. Mano de obra no calificada	220 días-hombre	440
B. Recolección de dinero efectivo para apoyo al proyecto	global	<u>280</u>
EUA \$		720

E. ANEXOS
E.6 Distribución aproximada de aportes al proyecto

Grupo colaborante	Monto aproximado de la contribución EUA \$	
Proyecto Universidad de Surrey-ODA	8,180	64
CEPIS - GTZ	2,720	21
Comunidad de Azpitia	720	6
Instituto de Asuntos Culturales	700	5
Embajada Británica	500	4
T O T A L EUA \$	12,820	100