

Universidad Nacional de Ingeniería
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



Estudio de Factibilidad para la Ampliación de
los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado
de la Ciudad de Mala

T E S I S

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Fernando Antonio Pons Vargas

Lima - Perú 1981

ANTECEDENTES

El presente Estudio de Factibilidad para la Ampliación de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Mala, será presentado como Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería.

Se le ha pretendido dar un carácter didáctico, al detallar el procedimiento seguido, tanto en el campo técnico como en el socio-económico, para llegar al resultado final.

La cercanía de la Ciudad de Mala a la Ciudad de Lima me ha permitido disponer de datos reales en la elaboración del presente estudio. Sin embargo, no fué posible conseguir algunos datos técnicos menores que, dado el alto costo que significaría su obtención, tuvieron que ser asumidos siempre bajo un criterio ingenieril.

Se inicia el estudio describiendo la configuración de la Ciudad, las condiciones actuales de los servicios, la actividad económica de la población, los recursos naturales disponibles, etc., lo que mas tarde servirá para justificar las decisiones tomadas en los capítulos posteriores.

En el desarrollo de las alternativas se ha llegado a un nivel suficiente para un estudio de factibilidad, sin entrar a detalles técnicos específicos que complicarían innecesariamente el desarrollo del estudio.

En la última parte se ha hecho uso de criterios económicos, sobre los cuales se basa la elección de las alternativas propuestas y la justificación socio-económica del proyecto.

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA AMPLIACION
DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTA
RILLADO DE LA CIUDAD DE MALA

INDICE GENERAL

1. OBJETIVO
2. LA CIUDAD ACTUAL
 - 2.1 Descripción
 - 2.2 Actividades económicas
 - 2.3 Potencial de Desarrollo
 - 2.4 Posición dentro del Espectro Nacional
3. LOS SERVICIOS ACTUALES
 - 3.1 Descripción
 - 3.2 Población Servida
 - 3.3 Estado de los Servicios
 - 3.4 Aspecto Económico
 - 3.5 Tarifas
4. DESARROLLO FUTURO
 - 4.1 El Plan de Desarrollo Urbano
 - 4.2 Proyección Estadística
 - 4.3 Zona de Influencia
 - 4.4 Perspectivas mas Probables
5. NECESIDADES DE LA POBLACION
 - 5.1 Propias
 - 5.2 En relación a su Area de Influencia
 - 5.3 Déficit y Proyección Futura

6. RECURSOS NATURALES DISPONIBLES
 - 6.1 Para Abastecimiento de Agua
 - 6.2 Para disposición de los Desagues

7. ALTERNATIVAS
 - 7.1 Agua Potable
 - 7.2 Alcantarillado
 - 7.3 Comparación de Alternativas

8. EVALUACION SOCIO-ECONOMICA DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.
 - 8.1 Criterio asumido
 - 8.2 Tarifas
 - 8.3 Costo de la Solución Propuesta
 - 8.4 Tasa interna de Retorno.

1.- O B J E T I V O

1.0 Objetivo:

El presente Estudio de Factibilidad para la ampliación de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de Mala nos permitirá conocer lo necesario para proyectar y construir los servicios de saneamiento que requiere esta Ciudad.

Se compararán alternativas de proyecto, definiendo se los más convenientes y económicos, lo que nos permitirá emprender el proyecto definitivo sobre una base segura.

Nos permitirá conocer cuales son los componentes principales de la futura obra, pudiéndose tomar decisiones a tiempo, que acortarán el tiempo de ejecución de la misma.

Se determinará el monto de la inversión necesario para diseñar y ejecutar la obra, permitiéndonos gestionar los créditos necesarios sobre una base certera.

Se determinará la rentabilidad del proyecto, lo que nos permitirá priorizar, en contraparte con obras similares en otras ciudades, teniendo en cuenta también el número de habitantes a quienes sirve y el estado actual de los servicios.

2.- LA CIUDAD ACTUAL

2.1 Descripción:

La ciudad de Mala es la Capital de Distrito del mismo nombre de la Provincia de Cañete, Departamento de Lima y el principal centro poblado en la zona (Valles de Chilca, Mala y Asia). Se encuentra ubicada a 90 Kms. al Sur de Lima, sobre la carretera Panamericana Sur y a una altura promedio de 30 mts. sobre el nivel del mar. El clima es cálido y húmedo.

Los principales anexos de este Distrito son: Bujama Alta, Bujama Baja, Minas Raúl, Minas Condestable, Hacienda Salitre y Hacienda San José del Monte.

Destacan como principales instituciones la Caja Nacional del Seguro Social, la Administración de Aguas, el Centro de Salud del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, la Oficina de la Dirección de Operación y Mantenimiento de Obras Sanitarias-Regional V del Ministerio de Vivienda y Construcción, el Colegio Nacional Mixto San Pedro, la Oficina Regional de Caminos, la Oficina Agraria, el Puesto de la Guardia Civil, el Banco de Fomento Agropecuario y las Sucursales del Banco Popular del Perú y del Banco de La Nación. Asimismo, cuenta con Oficina de Correos y Telegráfos y una Central Telefónica.

El trazo urbano de la Ciudad es irregular, no existiendo alineación definida en el trazo de calles.

La vivienda que predomina en Mala corresponde al tipo promedio de la vivienda popular costera; es decir, es construída con materiales de segunda categoría y constituídos principalmente por adobe, barro, quincha y piso de tierra apisonada. Sin embargo, se observa que gran cantidad de edificaciones nuevas, incluyendo aquellas en el Pueblo Joven Santa Rosa y en el sector denominado Viña de Mala, son construídas usando materiales nobles.

Según cálculos estadísticos, Mala cuenta actualmente con más de 5,000 habitantes, incluyendo el Pueblo Joven Santa Rosa.

2.2 Actividades Económicas:

La principal actividad económica de los pobladores de Mala es la agricultura, sembrándose en mayor escala manzanas y algodón y en menor proporción panllevar. Gran parte de los terrenos dedicados a este fin se encuentran dentro de la zona urbana. Otra gran parte de la población se dedica a labores agrícolas en los alrededores de la ciudad.

El comercio es reducido, estando constituido principalmente por restaurantes y fruterías, ubicadas a lo largo de la Carretera Panamericana, que abastecen a los pasajeros en tránsito.

La actividad industrial en Mala es nula, aparte de dos panaderías que funcionan en la ciudad.

Existen servicios complementarios como talleres de mecánica automotriz, talleres electromecánicos, centros de lubricantes, etc.

2.3 Potencial de Desarrollo:

El potencial de desarrollo de la Ciudad de Mala está íntimamente relacionado al potencial de desarrollo agrícola del valle de Mala. Actualmente, el valle de Mala sufre un fuerte déficit de agua, como veremos luego. En la medida en que se solucione este problema se verá expuesto todo el potencial comercial que tiene esta ciudad.

En cuanto a los servicios eléctricos, la ciudad de Mala dispone de dos fuentes de energía: una térmica y la otra hidráulica. Para la producción de energía térmica cuenta con una capacidad instalada de 16 KW, que funciona sólo en casos de emergencia. La energía hidráulica proviene de Electro-Perú y es transportada por medio de una línea de alta tensión de 60 KW a las sub-estaciones de Chilca y Mala, energía que sirve para cubrir la demanda de la parte urbana, como las de los distritos de San Antonio y Santa Cruz de Flores, además de servir a diversos balnearios, aparte de los pueblos jóvenes asentados en el área. El servicio abastece a la ciudad las 24 horas del día, contando con medidores en todas las instalaciones, siendo el cobro por dicho concepto de S/. 149/mes hasta 30 KWh por consumo doméstico

y de S/. 1,450/mes hasta 30 KWh por consumo comercial. Por consumo industrial menor de 50 KWh contratados se cobra S/. 486. por KW contratado/mes más S/. 17.40 por KWh consumido.

El único medio de transporte disponible en la Ciudad es el transporte por carretera. Actualmente la carretera Panamericana Sur, asfaltada y de una sola vía, atraviesa la ciudad de Sur a Norte, creándose una importante zona comercial donde se expende comida a los pasajeros de paso por la ciudad.

A través de esta carretera, Mala se une a la Ciudad de Lima, con quien mantiene intensa actividad comercial, ubicándose a 90 Kms. de ésta. Recuentos de tráfico realizados en esta carretera durante el año 1972 han establecido un índice diario de 4,944 vehículos al Norte de Mala, y de 3,533 al Sur de ésta. (1).

Otra carretera de importancia para Mala es aquella que, naciendo en la Ciudad, aproximadamente en el Km. 89 de la Carretera Panamericana Sur, sube por el Valle del río Mala, paralela a éste, hasta llegar al lugar denominado Cayahuas, actualmente punta de carretera. A su paso integra una serie de áreas productivas y centros poblados, principalmente Calango y los poblados de La Capilla y Puente Minay. Es a través de esta carrete

(1) ONERN: Inventario, Evaluación y Uso Racional de los Recursos Naturales de la Costa. (Cuencas de los ríos Mala, Chilca y Asia), pág. # 383.

ra se transporta la mayor parte de la producción agrícola del valle de Mala, para desde allí transportarla hacia la Ciudad de Lima, principalmente.

Mala, por su ubicación, nunca podrá llegar a ser un polo de desarrollo independiente en cuanto a industria ya que, por su cercanía a Lima, siempre será dependiente de ésta en servicios de puerto, servicios administrativos, repuestos y reparaciones mayores, servicios financieros, etc., sin que pueda desarrollarse estos servicios dentro de la ciudad.

Enfocando el asunto desde un punto de vista mas amplio, el desarrollo urbano de Mala puede considerarse como parte del desarrollo urbano de la Ciudad de Lima. Plan demet en 1967 y el IPL en 1977 consideran como una alternativa viable para el desarrollo de la Ciudad de Lima, la creación de una "Región Metropolitana, que cubriría (tentativamente) el litoral costero, desde Paramonga por el Norte hasta Pisco por el Sur". (1). Luego, evidentemente, el desarrollo de la ciudad de Mala se vería acelerado por los incentivos que se dieran para el desarrollo de la zona, en caso se decidiera promover esta alternativa.

Por otro lado, debemos considerar también lo que significa la prolongación de la Carretera Panamericana

(1) CORREA MILLER, FERNANDO: "Desarrollo Urbano de Lima Metropolitana", Fórum Lima Año 2000, Nov. 1979.

Sur, con su doble vía, hasta mas allá de Mala. Esta obra, actualmente en ejecución, llevará la carretera aproximadamente a dos y medio Kms. del centro de la ciudad, dejando un desvío que la conectará con las ciudades de Mala y San Antonio. Esto, por un lado, hará decaer el comercio que se realiza en Mala con los pasajeros de paso por la ciudad; pero un aspecto mas importante es el ahorro en transporte que significa la construcción de esta carretera, "acercando" aún más la ciudad de Lima y acelerando el desarrollo de Mala en función a esa dependencia de la que antes se habló.

2.4 Posición dentro del Espectro Nacional:

" El alto grado de desarrollo industrial alcanzado - por la Ciudad de Lima y región circundante, con el consiguiente explosivo crecimiento demográfico, ha dado origen a un fenómeno hasta cierto punto incongruente pero lógico en estos casos; el de la paulatina desaparición - de las tierras agrícolas de las valles de Chillón, Rimac y Lurín los que se han visto obligados a ceder el paso a las urbanizaciones y centros industriales. Desafortunadamente, este crecimiento demográfico explosivo y el desarrollo industrial generan una demanda de productos agropecuarios que no puede ser satisfecha por el área, debiendo recurrirse a la importación de los mismos, en principio de los valles aledanos". (1) Se estima que para el

año 1985, Lima habrá perdido toda la tierra de cultivo de los valles de los valles del Rimac y del Chillón. (1).

Bajo esta perspectiva y considerando que la mayor parte de la población de la Ciudad de Mala se dedica a la agricultura, se puede decir que Mala contribuye a aliviar el déficit de productos alimenticios de Lima Metropolitana.

Como ya hemos visto, anteriormente, se espera que Mala formará parte de una Gran Región Metropolitana, en base a la Ciudad de Lima. Teniendo en cuenta esto, podemos también afirmar que Mala será un instrumento muy importante para lograr este objetivo.

Actualmente no tiene ninguna importancia industrial.

(1) PAZ SILVA, LUIS J., Ingº: "Base Agrícola de Lima Metropolitana Año 2000".

3.- LOS SERVICIOS ACTUALES

3.1 Descripción:

3.1.1 Agua Potable

La Ciudad de Mala cubre sus demandas de agua potable mediante el aprovechamiento del recurso proveniente de un pozo tubular de 16" de diámetro y 30 m. de profundidad. Se cuenta con un reservorio de regulación de 400 m³ de capacidad cubriendo el servicio durante las 24 horas del día. En el reservorio, el agua recibe un tratamiento de hipoclorito de sodio, con equipo manual, cada 24 horas. El bombeo se hace con una bomba de pozo profundo, acoplada a un motor diesel de 70 HP. Actualmente se están haciendo los trabajos para instalar un motor eléctrico de 60 HP, que reemplace al anterior.

La red de distribución es de tubería de asbesto cemento, de 6" y 4".

La administración del servicio está a cargo de la DOMOS - Regional V, Lima del Ministerio de Vivienda.

Se cuenta con 1,005 conexiones domiciliarias de agua, con 911 medidores instalados (Agosto 1981).

3.1.2 Alcantarillado:

La red de alcantarillado de la Ciudad de Mala se encuentra constituida por un conjunto de tuberías cuyo diámetro es de 8" y cuya longitud aproximada es de 7 Kms. no cubriendo por completo la zona urbana. El emisor es

de 10" de diámetro y aproximadamente 3 Kms. de longitud, que descarga sus aguas en la desembocadura del río al mar. Se tienen 687 conexiones domiciliarias de desague y 10 conexiones que sirven a igual número de quintas. El servicio es administrado por la DOMOS - Regional V, Lima del Ministerio de Vivienda y Construcción.

3.2 Población servida:

3.2.1 Agua Potable

El sistema de agua potable con que cuenta actualmente Mala sirve a aproximadamente un 80% de la población en forma satisfactoria. La parte alta de la Ciudad, lugar denominado Viña de Mala, no cuenta con conexiones domiciliarias de agua, pero si cuenta con el servicio de 24 piletas públicas. El servicio que éstas prestan está sujeto a las variaciones de consumo en la parte baja de la Ciudad pues en algunos momentos, principalmente en verano, el agua no llega a ellas.

El pueblo joven Santa Rosa se sirve de una derivación de 4", que nace en la intersección de la calle Swayne y Los Naranjos. Cuenta con 200 conexiones domiciliarias. El servicio es también deficiente y depende de las variaciones de consumo en la parte baja de la ciudad. En invierno el agua llega con dificultad lo que hace suponer que en verano sólo se dispondrá de agua en la noche.

Se presenta un esquema de la red de distribución (Lámina 3.2.1).

3.2.2 Alcantarillado:

La red de alcantarillado de la Ciudad de Mala no cubre por completo la zona urbana, estando prácticamente limitada a la zona antigua de la ciudad. La zona alta denominada Viña de Mala así como el pueblo joven Santa Rosa carecen del servicio. Se estima que sólo un 55% de la población actual está servida por el sistema.

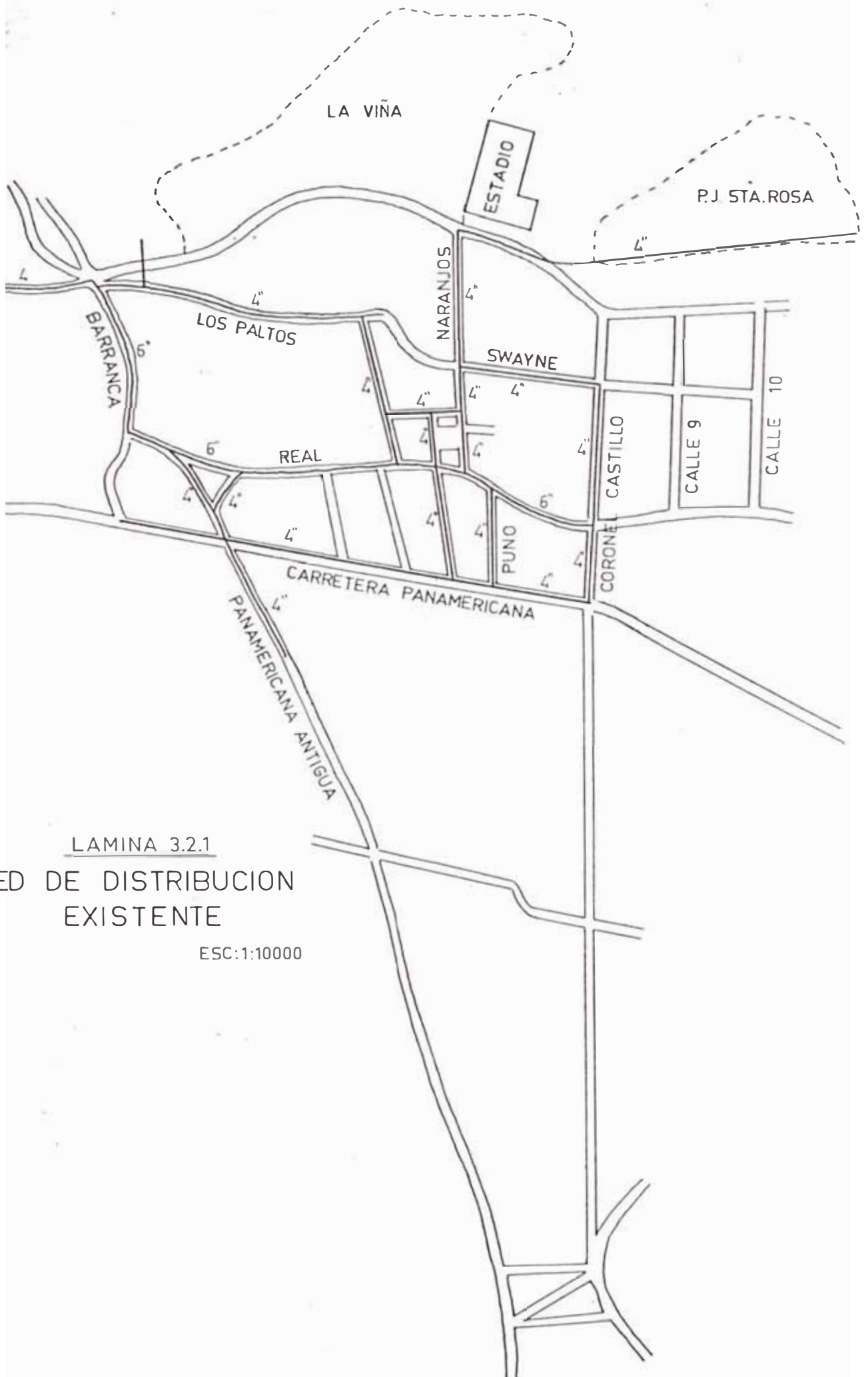
Se presenta un esquema de la red de colectores (Lámina 3.2.2).

3.3 Estado de los Servicios:

3.3.1 Agua Potable

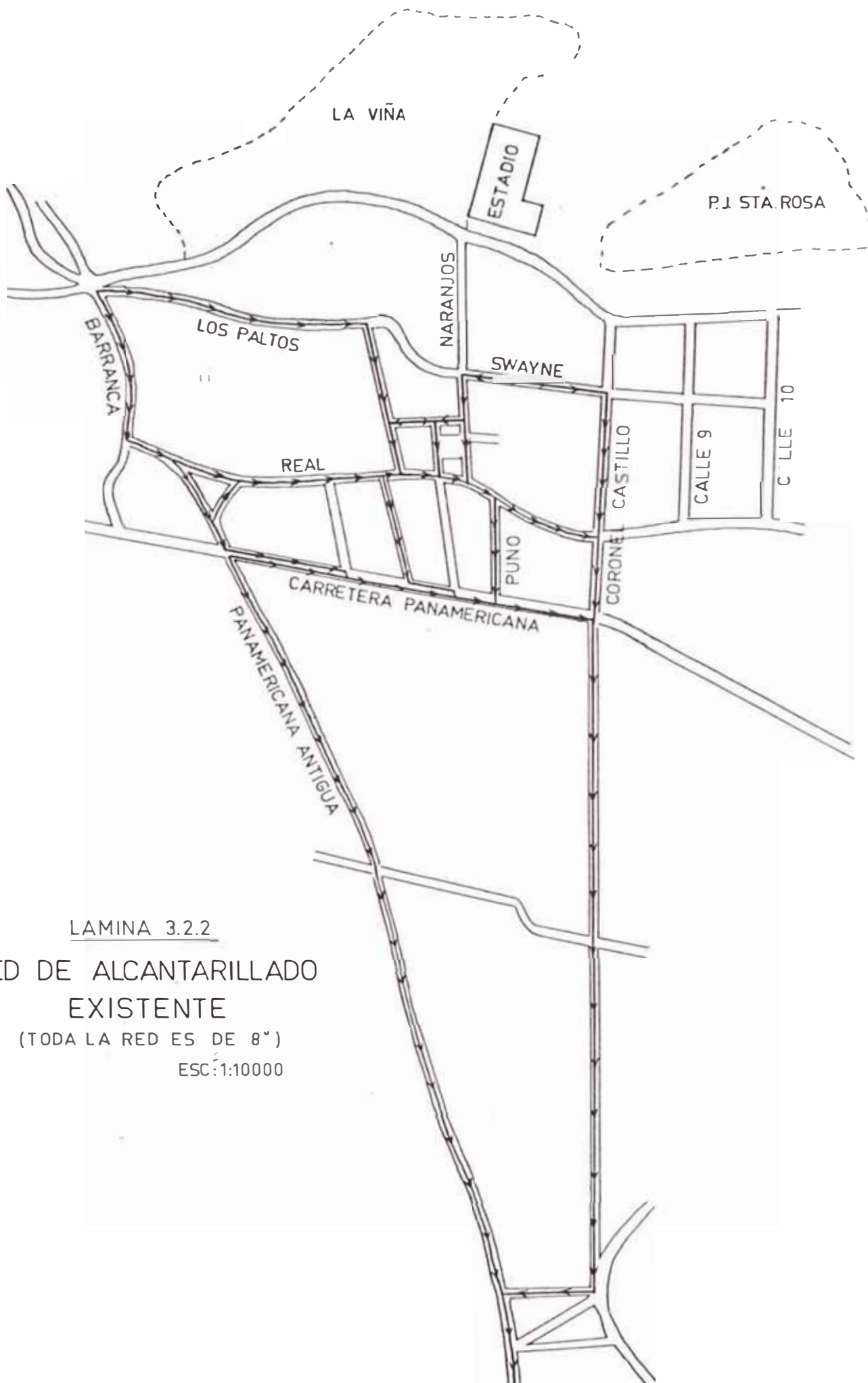
El estado general de los servicios de agua potable es satisfactorio.

El pozo tubular de donde se abastece todo el sistema está en condiciones óptimas. El equipo de bombeo, que data del año 1963 está en condiciones satisfactorias. Actualmente la bomba es operada por dos motores Ford Diesel de 70 HP, los que se encuentran en magnífico estado. Debido a las continuas alzas en los costos de operación de los motores Diesel, se ha estimado conveniente reemplazarlos por un motor eléctrico de 65 HP, el cual ya ha sido adquirido y se estima que se colocará en los próxi



LAMINA 3.2.1
RED DE DISTRIBUCION
EXISTENTE

ESC:1:10000



LAMINA 3.2.2

RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

(TODA LA RED ES DE 8")

ESC: 1:10000

mos. meses. Las conexiones eléctricas, a cargo de Electro lima, ya se han concluído. La línea de impulsión, de fierro fundido de 6", se encuentra en buen estado.

El reservorio de regulación, inicialmente diseñado - para almacenar 400 m³ de agua, almacena actualmente cerca de 450 m³, sin haberse reportado ningún problema.

La red de distribución, de asbesto cemento de 4" y 6" se encuentra en perfecto estado.

Las ampliaciones que ha soportado la red han sido hechas sin ningún criterio técnico, soportando ésta un excesivo caudal en ciertas zonas mientras que otras están muy holgadas.

Según datos suministrados por la DOMOS, se bombea en promedio, 12 horas diarias, llegándose a bombar hasta 16 horas continuas en verano. El rendimiento de la fuente se estima en 58 m³/hora, pues no existe medidor en la línea de impulsión.

3.3.2 Alcantarillado

El sistema de alcantarillado se encuentra en perfecto estado, siendo su funcionamiento perfectamente normal. No se han reportado mayores atoros en los últimos 6 años.

Este sistema, a diferencia del sistema de agua, no ha sido ampliado a las nuevas zonas ocupadas. Esto quiere decir que las redes que existen actualmente han sido

construídas en el año 1966 para recibir ampliaciones que nunca se hicieron, razón por la cual actualmente el sistema está holgado, para el caudal que soporta.

3.4 Aspecto Económico:

3.4.1 Sistema de Agua

Es importante decir que la oficina que administra el sistema de agua potable no dispone de los recursos necesarios para construir las ampliaciones del sistema de Agua Potable. Todas las ampliaciones de este servicio que se realizan en Mala se financian con recursos de los mismos pobladores, quienes aportan dinero para la compra de materiales y la mano de obra necesaria. La oficina se limita a prestar apoyo técnico a los pobladores durante la ejecución de las obras y, luego se encargará del mantenimiento de las instalaciones.

La cantidad mensual que se cobra a la población se utiliza para gastos de operación de la bomba, cloración, combustibles y lubricantes, y gastos menores.

3.4.2 Sistema de Alcantarillado

Al igual que el sistema de agua potable no se dispone de recursos económicos para financiar las ampliaciones del servicio de alcantarillado.

3.5 Tarifas

Las tarifas vigentes a Agosto de 1981 por consumo de agua varían según los fines a que se destina, así tenemos:

Mínimo doméstico	hasta 20 m ³	S/. 442 mensuales
Comercial	hasta 30 m ³	1053 mensuales
Comercial	hasta 50 m ³	1885 mensuales
Industrial	hasta 60 m ³	3978 mensuales
Industrial	hasta 100 m ³	7410 mensuales

Creo conveniente anotar que el consumo industrial - se limita a 3 usuarios con consumo hasta 60 m³ y 2 con consumo hasta 100 m³/mes.

4. DESARROLLO FUTURO

4.1 Plan de Desarrollo Urbano:

El plan de desarrollo urbano para la ciudad de Mala supone que la ciudad se extenderá a ambos lados de la Carretera Panamericana Sur. En la parte alta de la Ciudad ocupará los terrenos denominados "La Viña de Mala" y en la parte baja los terrenos comprendidos entre las calles Panamericana Antigua, Prolongación Coronel Castillo y el caserío La Huaca.

El plan de desarrollo urbano señala al lado derecho de la Carretera Panamericana, viniendo de Lima, como zona de futura expansión urbana con fines de industria; sin embargo, actualmente dicha zona se encuentra parcialmente ocupada por viviendas.

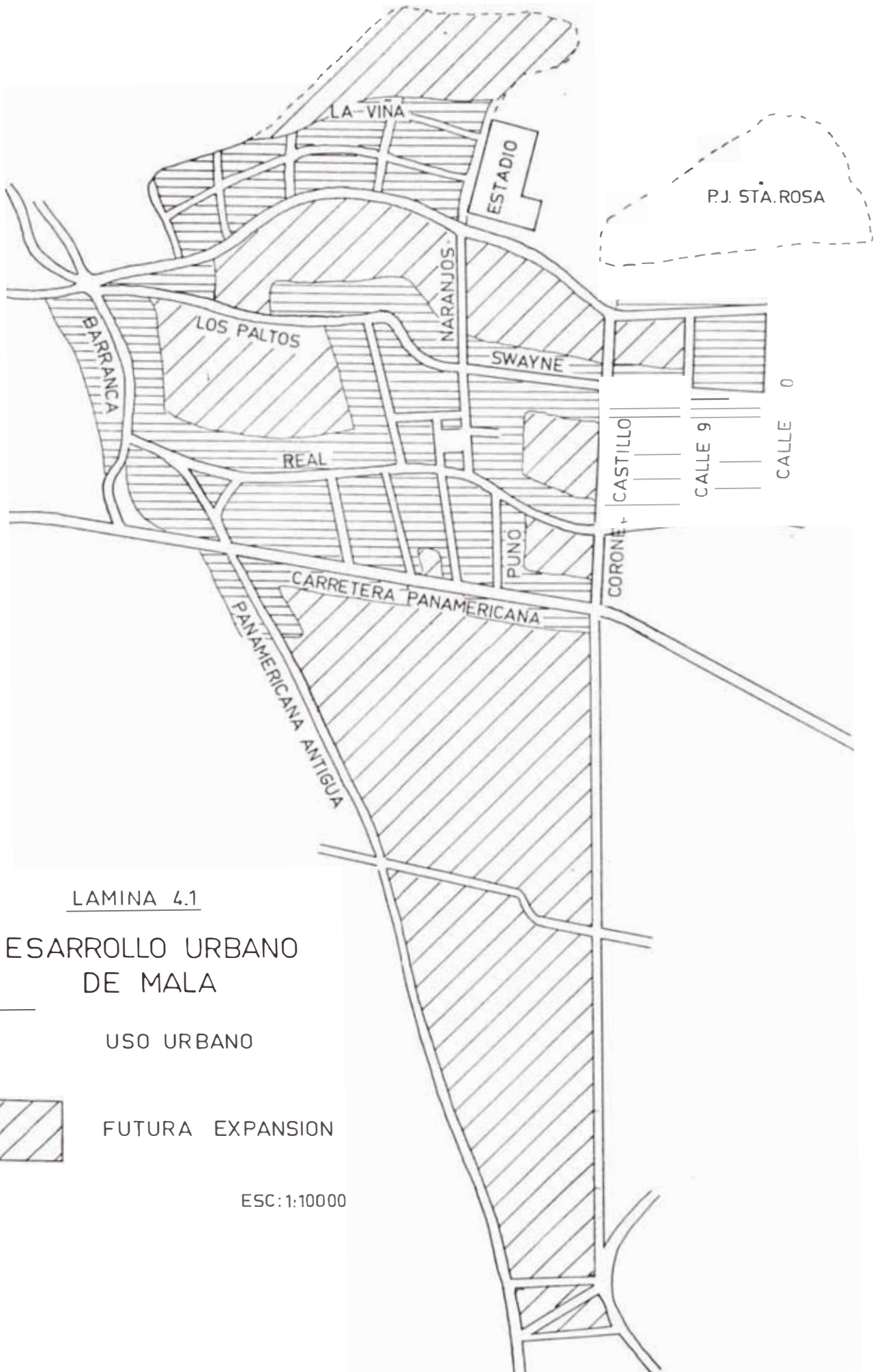
Actualmente la Ciudad ocupa gran parte de los terrenos conocidos como "La Viña de Mala" y las zonas circundantes a la Plaza de Armas, aún cuando se aprecia que existe una gran área de terrenos de cultivo, enclavados en medio de la Ciudad. El desarrollo de la Ciudad hacia el caserío La Huaca ha sido muy lento y se limita a algunas viviendas y talleres situados a ambos lados de la Panamericana Antigua.

En la lámina 4.1 se muestra a las zonas comprendidas dentro del plan de desarrollo urbano así como las zonas actualmente ocupadas.

4.2 Proyección Estadística:


4.2.1 Datos Censales:

Los datos censales con los que se cuenta para calcular el crecimiento de la población de la Ciudad de Mala



LAMINA 4.1

DESARROLLO URBANO
DE MALA

- USO URBANO
-  FUTURA EXPANSION

ESC: 1:10000

corresponden a los censos de 1940, 1961 y 1972.

Los datos son los siguientes:

<u>Población de la Ciudad de Mala</u>			
Año	1940	1961	1972
Población	1,500 Hb.	2,646 HB.	3,600 Hb.

Estos datos se encuentran graficados en la lámina 4.2.1.

A la fecha de la realización de este estudio no se contaba con resultados del último Censo de Población y Vivienda correspondiente a 1981.

4.2.2 Proyección Analítica:

Si analizamos detenidamente el crecimiento que ha experimentado Mala en los últimos años veremos que los métodos que mejor lo representan son el de interés compuesto y el método logístico.

a. Interés Compuesto:

$$P_f = P_o (1+r)^t \quad r = \sqrt[t]{P_f/P_o} - 1$$

El Ministerio de Vivienda y Construcción en su publicación "Estadística Comparativa de los Censos de Vivienda 1961 - 1972" para ciudades de más de 2000 habitantes, publicado en Junio 1980 por su Oficina Nacional de Estadística del MVC, aplica este método con la Ciudad de Mala, hallando un crecimiento de 2.8% anual en interés compuesto "capitalizable" anualmente.

Verifiquemos:

Entre 1961 y 1972

$$P_o = 2,646$$

$$P_f = 3,600$$

$$t = 11 \text{ años}$$

$$r = 11 \sqrt[11]{\frac{3600}{2646}} - 1 = 0.0284$$

Si fuese aplicable este método entre 1940 y 1961 se tendría un crecimiento similar.

Entre 1940 y 1961

$$P_o = 1,500$$

$$P_f = 2,646$$

$$t = 21 \text{ años}$$

$$r = 21 \sqrt[21]{\frac{2646}{1500}} - 1 = 0.0274$$

Si hacemos un promedio tendremos:

$$r = \frac{21 \times 0.0274 + 11 \times 0.0284}{32} = 0.028$$

Usando esta razón de crecimiento, calcularemos el crecimiento que experimentará la Ciudad en la etapa comprendida dentro del período de diseño.

El R.N.C. recomienda que para poblaciones que tengan entre 2,000 y 20,000 habitantes se considere un período de diseño de 15 años.

Así tenemos:

AÑO	1981	1996
POBLACION	4,616	6,985

Estos valores han sido graficados en papel semilogarítmico (Lámina 4.2.2a).

b. Método Logístico:

La aplicación del Método Logístico al crecimiento de la Ciudad de Mala, se hace con la sola intención de estimar si nos estamos acercando a la población de saturación.

Necesitamos tres datos censales equidistantes que los tomaré de la gráfica que muestra el crecimiento que ha experimentado Mala entre 1940 y 1972 (Lámina 4.2.1).

<u>Ano</u>	<u>1940</u>	<u>1950</u>	<u>1960</u>	<u>1970</u>
Población	1,500	1,970	2,580	3,400

Primero lo aplicaré entre los años 1940 y 1960; y, luego verificaré los resultados trabajando entre los años 1950 y 1970.

$$P_f = \frac{P_s}{1 + e^{a+bt}}$$

$$P_s = \frac{2P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

$$\alpha = L\eta \left(\frac{P_s - P_0}{P_0} \right)$$

$$b = \frac{1}{d} L\eta \left[\frac{P_0 (P_s - P_1)}{P_1 (P - P_0)} \right]$$

$$P_0 = 1,500$$

$$P_0 P_2 = 3'870,000$$

$$P_1 = 1,970$$

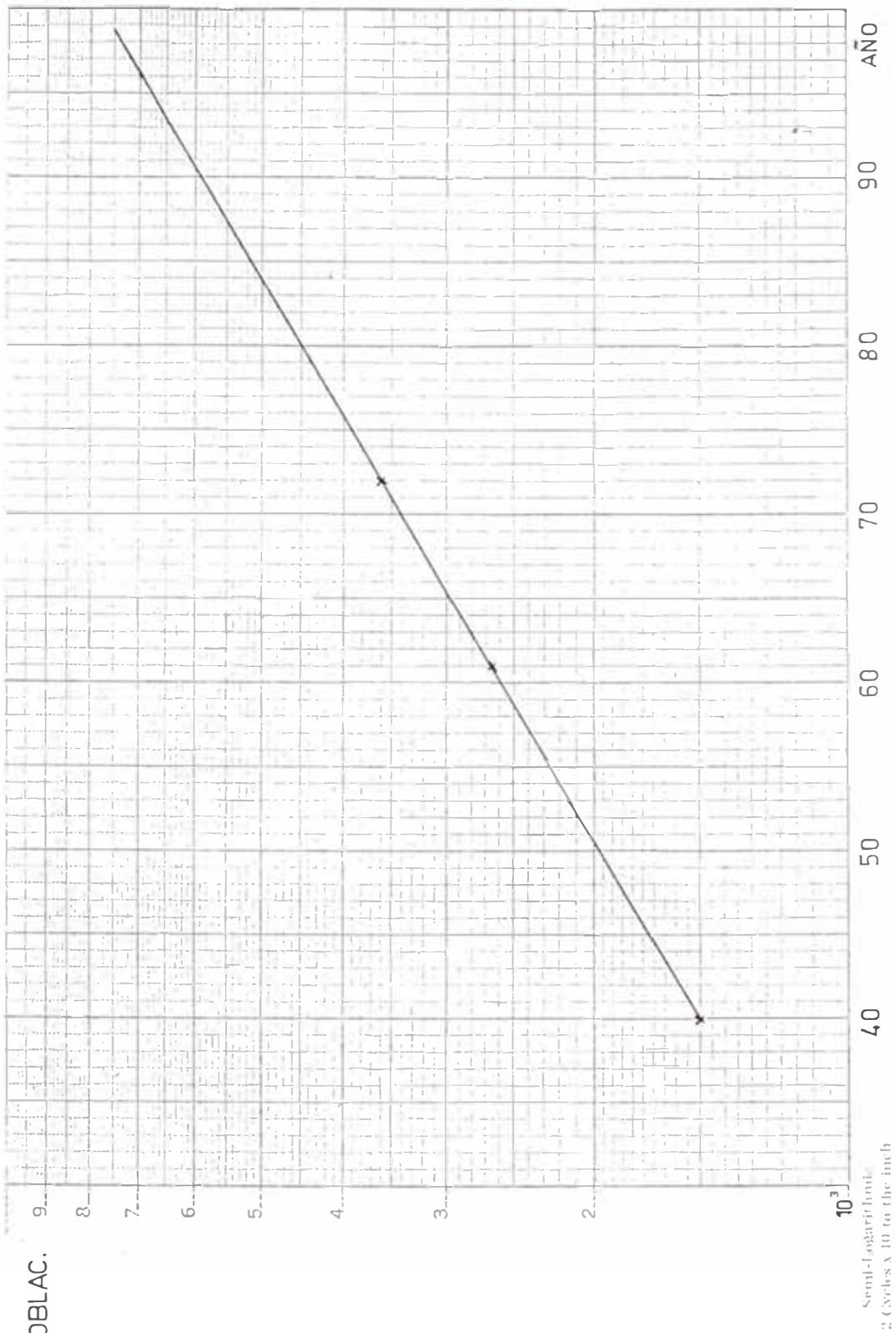
$$P_1^2 = 3'880,900$$

$$P_2 = 2,580$$

$$\frac{P_1 (P_0 + P_2)}{2} = 4'018,800$$

$$d = 10 \text{ años}$$

POBLAC.



LAMINA 4.2.2 a
PROYECCION ESTADISTICA SEGUN EL METODO DE
INTERES COMPUESTO

Se cumple que $P_1^2 > P_0 P_2$

y que $P_1 \frac{(P_0 + P_2)}{2} > P_0 P_2$

Luego:

$$P_s = \frac{2 \times 1,500 \times 1,970 \times 2,580 - 1,970^2 (1,500 + 2,580)}{1,500 \times 2,580 - 1,970^2}$$

$$P_s = 53,786 \text{ hab.}$$

$$a = \text{Ln} \left(\frac{53,786 - 1,500}{1,500} \right) = 3.5513$$

$$b = \frac{1}{10} \text{Ln} \left(\frac{1,500 (53,786 - 1,970)}{1,970 (53,786 - 1,500)} \right) = 0.0282$$

Para el año 1996, $t = 56$ años

$$P_f = \frac{53,786}{1 + e^{3.5513 - (0.0282) 56}} = 6,571 \text{ Hab.}$$

La lámina 4.2.2b muestra el crecimiento de la población de Mala según el método de Saturación.

Si trato de aplicar el mismo método entre los años 1950 y 1970, no se cumple la condición inicial ya que:

$$P_0 = 1,970$$

$$P_0 P_2 > P_1^2$$

$$P = 2,580$$

$$P = 3,400$$

$$\frac{P_1 (P_0 + P_2)}{2} > P_0 P_2$$

Esto nos demuestra que si el método es aplicable - en cierto rango, no necesariamente será aplicable en todo rango.

c) Comparación de métodos:

Si comparamos la población futura estimada para el año 1996 por el método de interés compuesto con la estimada según el método de saturación, veremos que la diferencia es del orden de un 6% lo cual es aceptable.

Vemos que estamos prácticamente en el inicio del "ciclo de vida" de la Ciudad, donde el crecimiento responde a la fórmula de interés compuesto. Vemos que la población de saturación está aún muy lejana (ver lámina 4.2.2.b) y que nos encontramos en un período de crecimiento acelerado.

En consecuencia, asumo como válidas las estimaciones de población futura calculadas con el método de interés compuesto.

4.3 Zona de Influencia:

En la zona de influencia de Mala tenemos los siguientes centros poblados y su población correspondiente al censo de 1972.

Hda. La Rinconada	176 habitantes
Caserío La Huaca	445 habitantes
Pueblo Joven Santa Rosa	655 habitantes

La Hacienda Rinconada en los últimos años, como consecuencia del proceso de Reforma Agraria, tiende a desaparecer. Además, por la pequeña cantidad de habitan

tes que tiene en comparación a Mala y con un índice de crecimiento casi nulo, no influiría apreciablemente en el estudio, complicándolo innecesariamente. En caso fuera necesario, se puede derivar un ramal directamente del reservorio de regulación existente, sin complicar el sistema.

El Caserío La Huaca se halla ubicado a unos 1,500 mts. de Mala. Actualmente, se abastece de dos pozos a tajo abierto. Al estimar la extensión urbana de Mala en el año 1996, el Caserío La Huaca queda aproximadamente a 1 Km. del límite de la ciudad. Por otro lado, si revisamos los censos de 1961 y 1972 observamos que el crecimiento rural en la zona es casi nulo. Por lo dicho anteriormente, creo conveniente no considerar al Caserío La Huaca en este proyecto. Su población no es significativamente importante y en el caso que la Ciudad se extendiese hacia este Caserío, más rápidamente de lo que se ha pensado, las variantes que se tendrían que hacer son mínimas y no justifican mayor estudio.

Contrariamente a los casos anteriores, el Pueblo Joven Santa Rosa tiene una población que se puede decir que es importante comparativamente con la de Mala. Su tasa de crecimiento es considerablemente mayor, desde el momento que es un "Pueblo Joven" que ocupa terrenos eriazos. También, por su ubicación, en una cota superior a la cota del reservorio actual, traerá modificaciones im

portantes en el proyecto. Actualmente, el Pueblo Joven Santa Rosa cuenta con 200 conexiones domiciliarias conectadas al actual sistema de agua potable de Mala, y que, por la cota en que se encuentra, ofrecen un servicio de eficiente é intermitente.

Según el censo de 1972, a esa fecha el Pueblo Joven Santa Rosa contaba con 655 habitantes.

Si tenemos en cuenta que el crecimiento que experimenta Mala es de 2.8% anual, se puede asumir como un valor bastante probable un crecimiento de 3.5% anual para el Pueblo Joven Santa Rosa.

Así para el año 1996 tendrá:

$$P_f = 655 (1+0.035)^{24} = 1,500 \text{ habitantes}$$

Actualmente se estima que tiene:

$$P_{\text{actual}} = 655 (1+0.035)^9 = 893 \text{ habitantes}$$

Naturalmente, estas estimaciones sólo serán válidas hasta que se llegue a un límite de saturación del espacio disponible. La zona ocupada por el Pueblo Joven Santa Rosa tiene una pendiente uniforme, relativamente suave, hasta la cota 75 más ó menos. El área encerrada por estos límites es de aproximadamente 10 hectáreas.

El Pueblo Joven Santa Rosa ocupa actualmente un área de aproximadamente 6.5 Has. la que, con una población de 893 habitantes, tiene un densidad de:

$$\text{densidad} = \frac{893}{6.5} = 137 \approx 140 \text{ hab/Ha.}$$

Si asumimos que la densidad del Pueblo Joven aumentara en el transcurso de los años a 160 hab/Ha., el máximo de población que podrá albergar dicho Pueblo Joven será de:

$$160 \text{ hab/Ha.} \times 10 \text{ Ha.} = 1,600 \text{ hab.}$$

Esto nos indica que para el año 1996 el Pueblo Joven Santa Rosa puede tener una población de 1500 habitantes, distribuída en un área de 10 hectáreas.

En la lámina 4.3 se muestra el área que ocupará este Pueblo Joven en 1996 así como su configuración urbana.

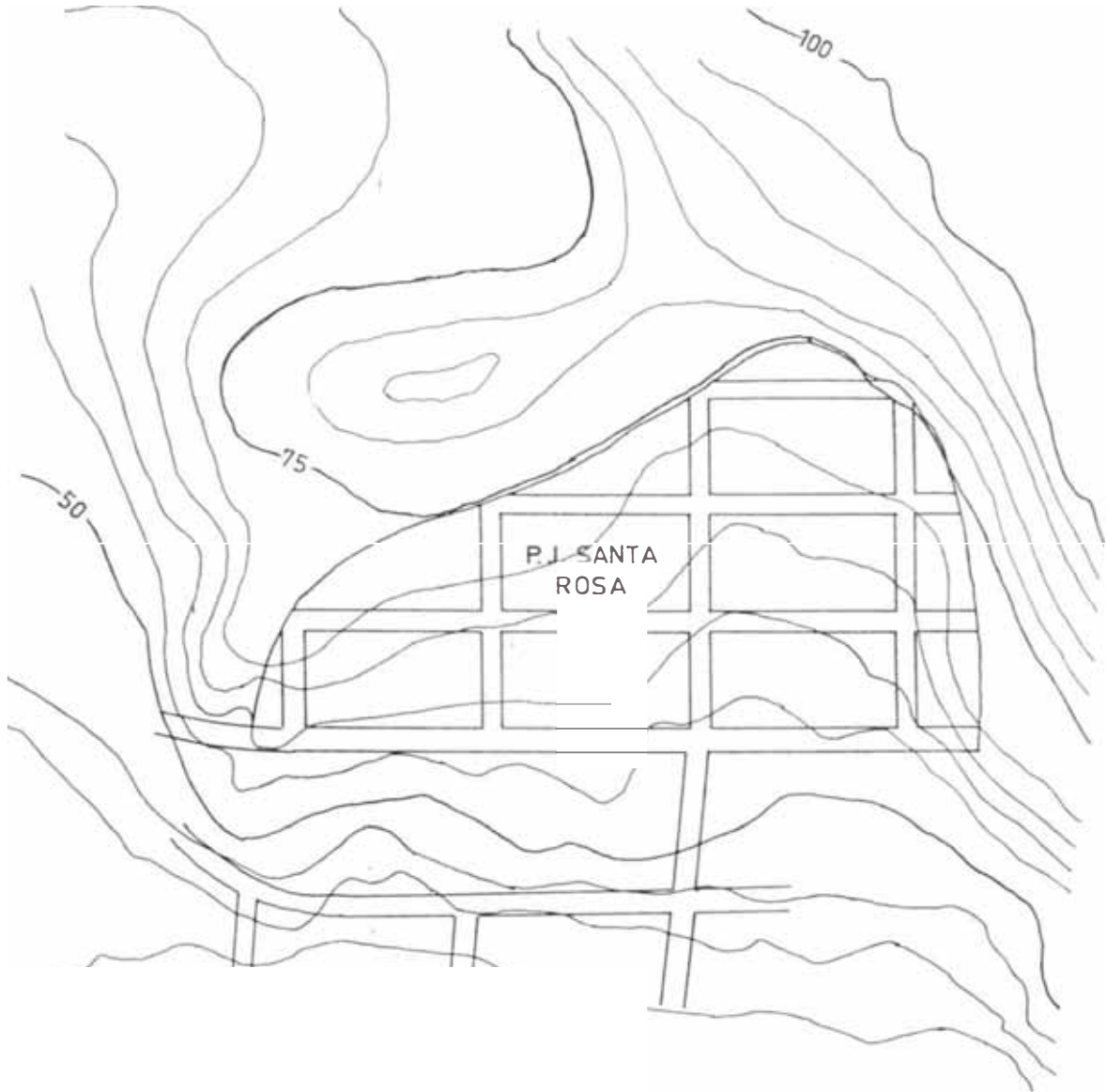
4.4 Perspectivas mas Probables:

Como se ha visto en la sección 4.1, el Plan de Desarrollo Urbano para Mala supone que la Ciudad se extenderá a ambos lados de la actual Carretera Panamericana.

En el año 1966 la Ciudad de Mala contaba con una extensión aproximada de 35 hectáreas lo que daba una densidad promedio de 80 habitantes por hectárea. (1). Si asumimos que las características de vivienda de la población no han cambiado, podemos afirmar que esta densidad se mantendrá más ó menos constante. Luego, si aceptamos que Mala en el año 1996 tendrá una población de 7000 habitantes, la Ciudad ocupará aproximadamente:

$$\frac{7,000 \text{ Hab}}{80 \text{ Hab/Ha.}} = 87.5 \text{ Ha.}$$

(1) Ministerio de Fomento y Obras Públicas; Memoria Descriptiva del Proyecto de Alcantarillado para la Ciudad de Mala, Junio 1966.



LAMINA 4.3

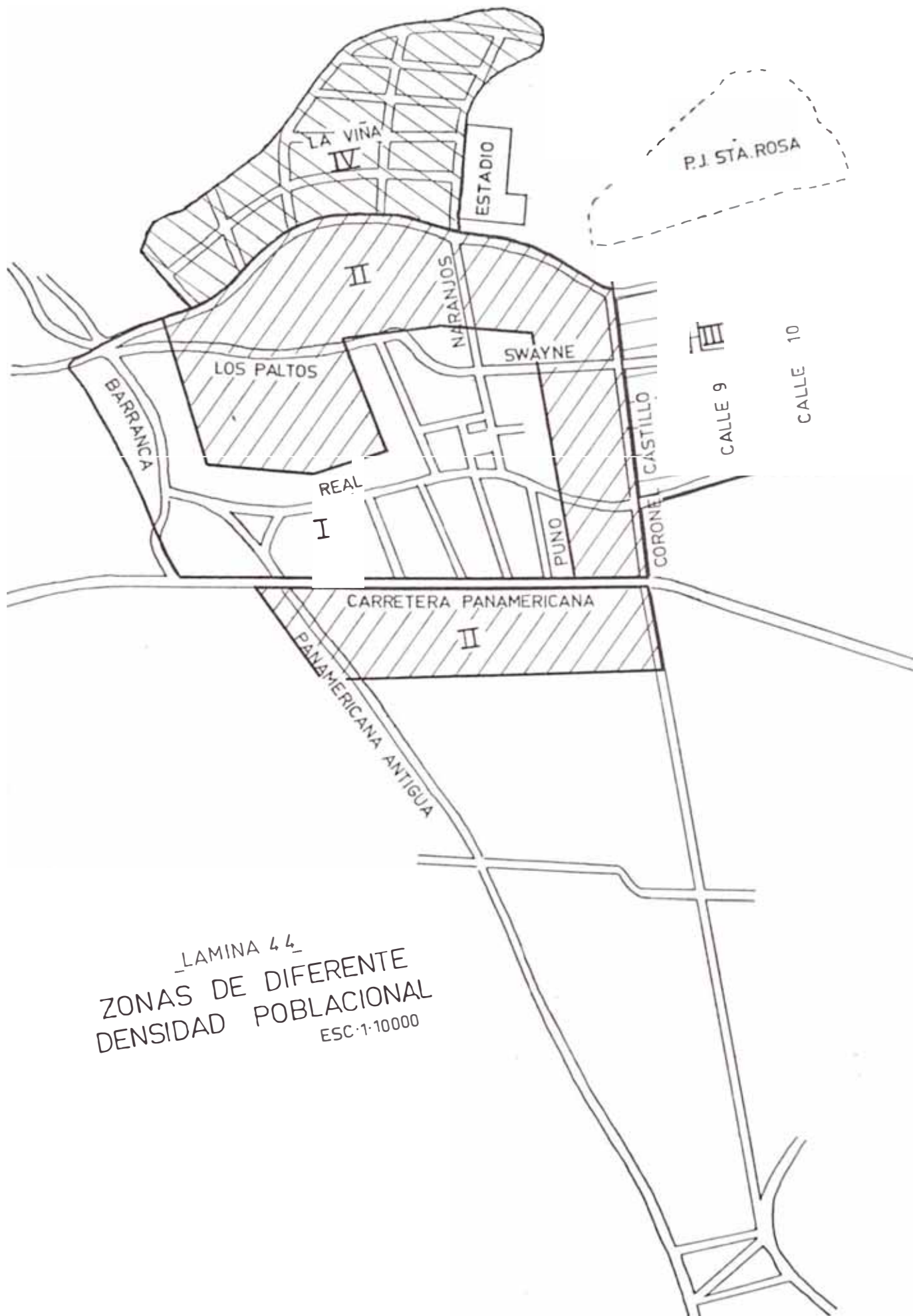
PUEBLO JOVEN SANTA ROSA^A

ESC 1:5000

En la lámina 4.4 se ha señalado tentativamente las zonas que se prevee ocupará la Ciudad de Mala en el año 1996. En ella se pueden distinguir cuatro zonas de diferente densidad en que se ha dividido a la Ciudad, en base a las zonas actualmente ocupadas y a las densidades que en ellas se tiene.

Las densidades estimadas para las distintas zonas son las siguientes:

ZONA	AREA	1 9 8 1		1 9 9 6	
		DENS.	POBL.	DENS.	POBL.
I	28.4	105	2,982	115	3,266
II	35.8	15	537	50	1,790
III	11.6	50	580	80	928
IV	14.6	35	512	70	1,022
	90.4		4,611		7,006



LAMINA 44
ZONAS DE DIFERENTE
DENSIDAD POBLACIONAL
ESC. 1:10000

5. NECESIDADES DE LA POBLACION

5.1 Necesidades Propias

5.1.1 Agua Potable:

Se estima que Mala tiene actualmente una población de 4,620 Hbs. y que en 1996 tendrá una población de 7000 habitantes.

Considerando las características de clima y tamaño de la ciudad, podemos asumir como dotación promedio 150 lts/hab/día.

Esto nos da:

Promedio anual actual : 8.0 lps.

Promedio anual de diseño :12.2 lps.

Para establecer las variaciones de consumo se determinarán los coeficientes de variaciones horarias para el día de máximo consumo y para la hora de máximo consumo.

Para el día de máximo consumo debemos tener en cuenta que el clima no presenta grandes cambios entre verano e invierno entendiéndose por esto que no se presentan temperaturas de frío intenso en invierno ni de calor sofocante en verano.

También debemos considerar que el nivel social predominante en la zona no recurre al uso de piscinas, etc. en verano.

Teniendo en cuenta lo anterior asumo para la Ciudad de Mala un coeficiente de variaciones diarias. $K_1 = 1.3$

Para la hora de máximo consumo se debe tener en cuenta que la población de Mala tiene diversas ocupaciones siendo la principal la agricultura; y, por lo tanto no tiene un horario común a la mayoría de la población.

Teniendo en cuenta lo anterior, tomo para Mala el coeficiente de variaciones horarias recomendado por el Ministerio de Vivienda y Construcción en sus normas para poblaciones de menos de 10,000 hbs. Luego, asumo como coeficiente de variaciones horarias $K_3 = 2.5$

De este modo tenemos:

Día de máximo consumo actual	10.4 lps.
- Día de máximo consumo proyectado	15.9 lps.
- Hora de máximo consumo actual	20.0 lps.
- Hora de máximo consumo proyectado	30.5 lps.

En cuanto a demanda contra incendio:

- El sistema de construcción predominante en Mala es el adobe.
- No existen industrias especialmente inflamables en la zona.

Estas características de la ciudad, en conjunto con el tamaño que tiene (7000 habitantes), hacen que no sea necesario proveer una demanda contra incendio.

En cuanto a demanda industrial:

- No existen grandes industrias que requieran el uso de agua potable como parte de su proceso industrial.

5.1.2 Alcantarillado

Mala está ubicada en la costa, al Sur de Lima, donde las precipitaciones pluviales son casi nulas.

En ningún punto de la ciudad la napa de agua subterránea sube a más de seis metros bajo la superficie, razón por la cual no existe contribución de agua subterránea al sistema de alcantarillado.

Teniendo en cuenta lo anterior, el sistema de alcantarillado conducirá exclusivamente aguas servidas domésticas, calculándose su capacidad como el 80% del caudal entregado por el servicio de agua potable en la hora de máximo consumo.

Así tenemos:

Capacidad requerida actual	16	lps.
Capacidad de diseño	24.4	lps.

5.2 Necesidades en Relación a su Area de Influencia:

En la sección 4.3 se definió que el Pueblo Joven Santa Rosa debía considerarse como anexo a la Ciudad de Mala en el presente estudio.

Se estima que el Pueblo Joven Santa Rosa tiene actualmente una población de 893 hbs. y que en 1996 tendrá 1,500 hbs.

Considerando que las características de clima y población son semejantes a las de Mala, asumo:

Dotación promedio : 150lts/hab/día

Coeficiente de variaciones diarias : 1.3

Coeficiente de variaciones horarias: 2.5

Considerando lo expuesto anteriormente los caudales de diseño son:

Promedio anual	2.6 lps.
Máximo diario	3.4 lps.
Máximo horario	6.5 lps.

No se considerará demanda contra incendio, dado que es una población muy pequeña, con un servicio de agua fácilmente controlable.

Evidentemente no hay consumo industrial.

El sistema de alcantarillado conducirá exclusivamente aguas servidas domésticas calculándose su capacidad como el 80% del caudal entregado por el servicio de agua potable en la hora de máximo consumo.

5.3 Déficit y Proyección Futura:

5.3.1 Agua Potable:

Se puede decir que la población servida actualmente por el sistema de agua potable alcanza a un 95% de la parte baja y a un 80% en el Pueblo Joven Santa Rosa.

Población actual descontando la zona denominada " Viña de Mala	4,100 hab.
95%	3,895 hab.
Población actual Pueblo Joven Santa Rosa	893 hab.
80%	714 hab.
Total de la población servida	4,609 hab.
Total de la Población en la zona del proyecto .	5,509 hab.
Población servida en %	84%

Según datos recopilados en la DOMOS - Regional V - de Lima, el pozo de agua que surte a la Ciudad de Mala tiene un rendimiento promedio de 58 m³/hora. En promedio bombea 12 horas diarias y en los meses de verano entre 15 y 16 horas diarias.

De los datos anteriores se puede decir que el gasto promedio anual es de 8.06 lts/seg.

Si sirve a 4,609 personas, la dotación que se consume en Mala es de:

$$\frac{8.06 \times 86,400}{4,609} = 151 \text{ lts/hab/día}$$

Si consideramos que al ofrecer un buen servicio se ahorrará agua que se pierde actualmente por el afán de acumularla que tiene la población y que, a la vez, la disponibilidad del servicio a toda hora aumentará el consumo, podemos decir que la dotación de 150 lts/hab/día es la que requiere la Ciudad de Mala.

El actual déficit en la capacidad de entrega que tiene el servicio radica principalmente en falta de presión y redes insuficientes. Según datos suministrados en la DOMOS, la fuente está en condiciones de ofrecer un caudal de 58 m³/hora sin importar el tiempo de bombeo.

Se pretende prestar servicio a toda la Ciudad de Mala y al Pueblo Joven Santa Rosa, que en conjunto demandarán 19.3 lts/seg. como caudal máximo diario y 37.0 lps como caudal máximo horario, en el año 1996.

5.3.2 Alcantarillado:

El sistema de alcantarillado existente en la Ciudad de Mala sirve actualmente a aproximadamente un 65% de la población asentada en la parte baja de la Ciudad. La zona denominada "Viña de Mala" al igual que el Pueblo Joven Santa Rosa carecen de este servicio.

Haciendo cálculos tenemos:

- Población actual descontando la zona denominada " Viña de Mala" 4,100 hab
65% 2,665 hab
- Población total actual en la zona del proyecto (incluye al P.J. Sta. Rosa 5,509 hab
- Población servida en % 48 %

Se pretende prestar servicio a toda la Ciudad de Mala y al Pueblo Joven Santa Rosa, que en conjunto demandarán una capacidad en el sistema de alcantarillado de 29.6 lts/seg. en el año 1996.

6. RECURSOS NATURALES DISPONIBLES

6.1 Para Abastecimiento de Agua:

6.1.1 Aguas Superficiales:

La ciudad de Mala se halla ubicada en la parte baja del valle del río del mismo nombre. Por su ubicación podría contar con las aguas de este río para abastecerse de agua.

El escurrimiento superficial del río Mala se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta, las cuales se presentan concentradas durante los meses de Diciembre a Marzo. El deshielo de los nevados ubicados dentro de la cuenca tiene muy poca incidencia en el escurrimiento, ya que éstos son bastante escasos.

El valle de Mala tiene una extensión total global de 6,680 Has., siendo de 4,340 Ha. el área agrícola neta. Esta diferencia se debe en parte a que el recurso superficial discurrante no abastece en su totalidad los requerimientos agrícolas del valle, debiendo recurrirse en época de estiaje, como un paliativo, a la explotación del agua del subsuelo. No existe en la cuenca estructura alguna de regulación con fines de desarrollo agrícola ni nevados de importancia que contribuyan a mejorar, en época de estiaje, el escurrimiento natural del río.

El río Mala cuenta con una estación de aforos, de tipo limnigráfico, denominada La Capilla, ubicada al pié

de la localidad del mismo nombre y de la carretera de acceso a la cuenca alta. Esta sección de control mide los recursos provenientes de una cuenca colectora de 1,585 Km² de extensión, siendo el área de la cuenca total, hasta dicho punto, de 2,035 Km². Su ubicación es buena, tanto desde el punto de vista del control de las descargas, como por su accesibilidad, ya que mide la totalidad del recurso superficial discurriente al hallarse localizada en la cabecera del valle y dominando la totalidad de la cuenca húmeda.

La estación en referencia cuenta con registros de descargas diarias desde el mes de Mayo del año de 1938; sin embargo, para efectuar el análisis hidrológico, se ha considerado tan solo el período comprendido entre Octubre de 1939 y Setiembre de 1972, inclusive, empleándose el criterio del año hidrológico y no el del año calendario.

El análisis de esta información pone de manifiesto que el río Mala, al igual que la mayoría de los ríos de la Costa presenta características propias de torrente, observándose marcadas diferencias en sus parámetros extremos; así, la descarga máxima controlada ha sido de 264.00 m³/seg. y la mínima de 0.36 m³/seg., siendo la media anual de aproximadamente 16.51 m³/seg. (1)

Se presentan los cuadros 6.1.1a y 6.1.1b que muestran información específica del río Mala.

(1) ONERN, Inventario, evaluación y uso racional de los recursos naturales de la costa, cuencas de los ríos Chilca, Mala y Asia, Setiembre 1976.

CUADRO 6.1.1a**INFORMACION ANUAL DEL RIO MALA**

(Estación La Capilla)

A Ñ O S	Volumen Total Anual (Millones de m ³)	Descarga Me dia Anual (m ³ /seg.)	Coficiente de Variación	Descarga Máxima (m ³ /seg.)	Descarga Minima (m ³ /seg.)
1939-40	489.796	15.49	1.146	165.39	2.00
1940-41	368.227	11.78	1.364	140.25	1.12
1941-42	431.071	13.86	1.223	166.56	0.75
1942-43	533.103	17.29	1.351	135.84	0.87
1943-44	561.780	17.82	1.247	177.79	1.37
1944-45	432.784	13.77	1.316	154.89	1.21
1945-46	1252.534	40.07	1.367	252.10	1.18
1946-47	488.243	15.49	1.072	118.34	1.34
1947-48	433.777	13.75	1.103	100.66	1.15
1948-49	458.985	14.63	0.985	102.90	1.40
1949-50	454.840	14.61	1.251	87.00	0.90
1950-51	686.347	21.87	1.178	176.08	1.19
1951-52	757.731	24.05	1.047	264.00	1.04
1952-53	984.791	31.64	1.285	199.11	1.20
1953-54	715.755	23.04	1.296	179.37	1.40
1954-55	534.456	17.01	1.057	163.73	1.11
1955-56	507.118	16.28	1.503	136.47	1.45
1956-57	390.010	12.60	1.381	81.62	0.90
1957-58	190.244	6.07	1.179	32.17	0.96
1958-59	406.190	13.01	1.713	154.07	1.00
1959-60	221.708	7.04	1.154	53.46	0.80
1960-61	407.315	13.08	1.223	64.06	0.82
1961-62	664.226	21.17	1.056	169.55	0.79
1962-63	617.838	19.77	1.268	162.73	1.02
1963-64	549.621	17.49	1.121	102.09	1.32
1964-65	334.092	10.86	1.537	165.63	0.81
1965-66	248.015	7.90	1.419	155.80	0.51
1966-67	729.895	23.71	1.470	199.00	1.02
1967-68	152.351	4.82	0.868	22.80	0.45
1968-69	186.775	5.94	1.366	75.98	0.36
1969-70	433.746	13.73	1.170	250.54	0.39
1970-71	352.134	23.81	1.523	120.52	0.90
1971-72	743.489	26.51	1.235	158.00	0.84

CARACTERÍSTICAS MENSUALES Y ANUALES DE LAS DESCARGAS DEL RIO MALA

Estación de Alforos : La Capilla
 Ubicación : 76°30'
 Latitud : 12°32'
 Altura : 462 m.s.n.m.
 Extensión de la Cuenca hasta La Estación de Alforos :
 Area Total : 2,035 Km².
 Area Húmeda : 1,585 Km².

Período de Registro Considerado 32 años (Oct. 1939-Set. 1972).

Descripción	Unidades	M E S E S											
		Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.
Mínimo Medio Diario	m ³ /seg.	0.39	0.74	0.75	0.90	3.15	6.91	1.41	1.27	0.91	0.36	0.43	0.39
Mínimo Medio Mensual	m ³ /seg.	0.81	1.31	0.92	1.73	8.67	13.36	2.87	1.84	1.10	0.80	0.64	0.56
Módulo Mensual	m ³ /seg.	2.66	5.11	13.29	32.61	49.17	59.89	23.57	6.34	2.62	1.84	1.47	1.42
Máximo Medio Mensual	m ³ /seg.	13.26	28.92	47.26	76.13	118.87	179.13	67.31	16.22	5.29	3.42	2.21	2.69
Máximo Medio Diario	m ³ /seg.	50.04	59.36	95.50	250.54	232.57	264.00	191.36	34.56	11.05	3.82	3.23	8.43
Diferencia de Medios Mensuales Extremos	m ³ /seg.	12.45	27.61	46.34	74.40	110.20	165.77	64.44	14.38	4.19	2.62	1.57	2.13
Módulo Anual	: 16.51 m ³ /seg.	Volumen Medio Anual : 521'143,000 m ³ .											
Máximo Medio Anual	: 40.07 m ³ /seg.	Volumen Máximo Anual : 1,264'513,000 m ³ .											
Mínimo Medio Anual	: 4.82 m ³ /seg.	Volumen Mínimo Anual : 152'108,000 m ³ .											
Máximo Maximum	: 264.00 m ³ /seg.	Rendimiento Medio Anual : Cuenca Total : 231,600 m ³ /Km ² .											
Mínimo Minimum	: 0.36 m ³ /seg.	Cuenca Húmeda : 328,800 m ³ /Kms ² .											

6.1.2 Aguas Subterráneas:

El estudio de los recursos hídricos del subsuelo -- del valle de Mala fue realizado en dos etapas, la primera entre el 16 y 21 de Noviembre de 1970 y la segunda entre el 10 y el 17 de Setiembre de 1971 por la Sub-Dirección General de Aguas Subterráneas de la Dirección General de Aguas é Irrigación del Ministerio de Agricultura. A su vez, ONERN tomó los datos esenciales de este estudio y los reprodujo en su informe "Inventario, evaluación y Uso Racional de los Recursos Naturales de la Costa", cuencas de los ríos Chilca, Mala y Asia.

Las fuentes de agua subterránea identificadas, son naturales y artificiales; entendiéndose por naturales a aquellas originadas por afloramiento natural del sub-estrato y por artificiales a los pozos. En el área de estudio se ha detectado la existencia de 63 fuentes, de las cuales 10 son pozos tubulares, 49 son pozos a tajo abierto y 4 son manantiales y galerías filtrantes.

a) Pozos:

Entre los pozos existentes en el área de estudio son de particular importancia para nosotros aquellos ubicados en el Distrito de Mala. Favorecido por su extensión y localizado en la parte baja del valle, dispone del mayor número de pozos existentes en el área. En la zona cercana al área urbana tenemos cuatro pozos: un pozo tubular que abastece a la ciudad de Mala y otros tres a tajo abierto, de me

nor importancia, que también son usados para consumo doméstico de la población. Las características de estos pozos se hallan resumidas en el cuadro 6.1.2a y su ubicación marcada en la lámina 6.1.2a.

La profundidad del nivel de agua, dentro de los pozos en reposo varía mucho con la ubicación, La presencia de una terraza antigua, cuya altura alcanza en algunos sitios 50 m., da una topografía transversal del valle bastante accidentada, de tal modo que el nivel de agua es mucho mas profundo, de 10 a 30 mts., en los pozos ubicados sobre dicha terraza antigua.

En el cuadro 6.1.2a se indica que la masa anual entregada por el pozo tubular que sirve al agua potable de Mala, es de 148,000 m³ anuales. Sin embargo, informes obtenidos de la Dirección de Operación y Mantenimiento - de Obras Sanitarias que se encarga de los servicios de Mala, indican que la producción anual de dicho pozo es de 254,000 m³ anuales. Este pozo no se halla ubicado en la terraza antigua de la que se habló y la profundidad del nivel piezométrico estático se estima que es de 11m. Debemos tener en cuenta que aguas abajo de la Ciudad de Mala existe una zona donde la napa alimenta al río por su margen izquierda.

b) Manantiales y Galerías Filtrantes:

Existen afloramientos naturales de la napa en las

C W A D R O 6.1.2a

POZOS EN EL AREA URBANA DE MALA

NOMBRE	TIPO	COTA DEL SUELO	PROF. (m)	AÑO DE PERFOR.	NIVEL PIEZOMETRICO			ESTADO	TIPO DE USO	MASA ANUAL (m ³)
					Fecha	Prof. (m)	Cota (m)			
MALA 1	Tajo ab.	32.0	33.0	1950	18.11.70	18.2	14.2	Utilizado	Doméstico	90
MALA 2	Tajo ab.	36.0	22.0	1927	18.11.70	20.2	16.5	Utilizable	Doméstico	--
MALA 3	Tajo ab.	32.0	21.0	1966	18.11.70	18.1	14.3	Utilizado	Doméstico	500
AGUA POTABLE	Tub.	25.5	30.0	1963	--	11.0	14.5	Utilizado	Doméstico	148,000

FUENTE ONERN

zonas topográficamente deprimidas en las cercanías del lecho del Río Mala y en la parte baja del valle.

El sitio mas notable es el Puquio Guineo en San Antonio, zona pantanosa donde se ubican unos afloramientos permanentes de la napa. También aguas arriba, a la altura de Santa Cruz de Flores, en la margen derecha, se encuentra el manantial La Isla, captado para el abastecimiento del pueblo y, en la margen izquierda, las galerías filtrantes de la CAP San José Ltda. 134, utilizados para drenar los terrenos de Santa Rosa de Huarangal.

El Puquio Guineo en San Antonio, por su ubicación en una cota inferior a la que se necesita para abastecer de agua potable a la ciudad de Mala, es inapropiado para este fin por no poderse contar con la ventaja que representa el disponer de un sistema que no requiera bombeo.

El Manantial La Isla, por su ubicación y actual uso es también inapropiado para lo que se busca. Por su ubicación en la margen derecha del Río Mala se necesitaría atravesar el río con la línea de conducción, con las evidentes dificultades que esto trae.

Las galerías filtrantes que drenan los terrenos de Santa Rosa de Huarangal ofrecen mejores perspectivas. Según ONERN, estos drenes ofrecen un promedio de 15 lts/seg. con una profundidad promedio del dren de 50 cm. ba

jo la cota del terreno. Esto nos hace pensar que si profundizamos mas la captación podremos llegar a captar suficiente agua como para abastecer a Mala hasta el año 1996. Estas filtraciones se presentan entre las cotas 85 y 65, en la margen izquierda del río Mala. Fueron excavadas en el año 1955 para drenar los terrenos de la hasta entonces hacienda San José del Monte, hoy CAP San José Ltda. # 134, Las aguas que produce se utilizan para regadío.

La pendiente de la napa de agua en la zona es parecida a la del terreno. En los alrededores de la cota 80 la napa se encuentra a 30 cms. bajo la superficie, mientras que en los alrededores de la cota 65 se encuentra en promedio a 10 cms. bajo el terreno. En algunos puntos llega a aflorar sobre la superficie.

En la lámina 6.1.2b se muestra la ubicación de la zona donde se presentan las filtraciones.

c) Calidad del Agua

Con la finalidad de establecer las características químicas del agua y su calidad, ONERN realizó, en el año 1970, un muestreo que abarcó nuestras dos posibles fuentes de agua subterránea: el pozo de agua potable de Mala y en los alrededores del Dren Santa Rosa de Huarangal, el Manantial Santa Rosa. Los resultados de dichos análisis se muestran en el cuadro 6,1,2b.

C U A D R O 6. 1. 2b

**Análisis Químico de las Aguas de las Posibles Fuentes
de Agua Subterránea**

N O M B R E	pH	C.E. ($\frac{\text{mm hos.}}{\text{cm}}$)	CATIONES (mg/lit)				ANIONES (mg/lit)				BORO (mg/lit)		
			Ca	Mg	Na	K	CO ₃	HCO ₃	NO ₃	SO ₄		Cl	
Agua Potable de MALA	7.2	0.85	80	14	71	2	0	0	207	62	53	99	0.4
Manantial SANTA ROSA	7.8	0.46	56	10	30	1	0	0	171	0	14	64	0.6

En el cuadro 6.1.2c se muestran los límites permisibles según los estándares internacionales para agua potable.

6.2 Para Disposición de los Desagues:

La ciudad de Mala se encuentra ubicada a 4 Kms, de la orilla del mar, lo que hace posible tener como principal alternativa la disposición final de los desagues en él.

Las orillas cercanas a la Ciudad son en gran parte frecuentadas por bañistas en los meses de verano, lo que hace que la disposición final de los desagues se haga de modo que no contaminen las playas. Entre éstas cabe destacar principalmente la Playa Las Totoritas, ubicada al Sur de la desembocadura del río Mala.

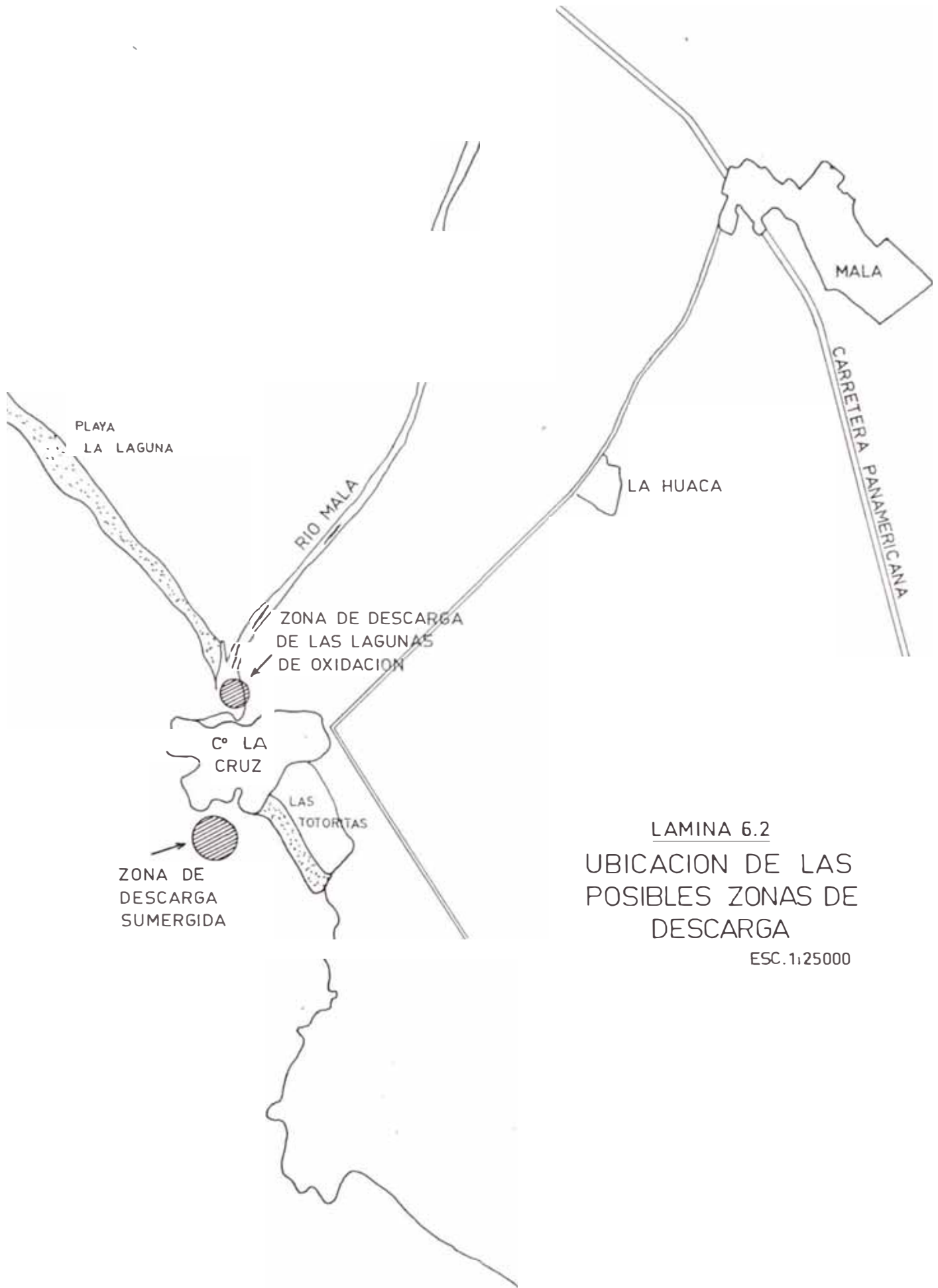
Como primera alternativa se propone la construcción de un sistema de tratamiento de desagues consistente en Lagunas de Oxidación, que verterán sus aguas tratadas en la desembocadura del río Mala al mar.

Al norte de la Playa Las Totoritas existe un cerro que se proyecta unos 300 mts. mar adentro, denominado Cerro La Cruz. Este cerro corta la corriente que corre de Sur a Norte, creándose una zona de gran turbulencia en el lado Sur.

Esta zona es ideal para la descarga de un emisor sumergido ya que se encuentra al Norte de la principal playa, además de ser un punto donde las corrientes marinas -

se encargarán de alejar la contaminación del resto de playas.

La ubicación de estos lugares se encuentran graficados en la lámina 6.2.



LAMINA 6.2
UBICACION DE LAS
POSIBLES ZONAS DE
DESCARGA

ESC. 1:25000

7. ALTERNATIVAS

7.1 Agua Potable:

7.1.1 Captación de Aguas del Río Mala

Como se ha visto en la sección 6.1.1, el recurso superficial disucrrrente en el río Mala no abastece en su totalidad los requerimientos de riego del valle, de biendo recurrirse, en época de estiaje, a la explotación del subsuelo con fines agrícolas.

Si quisiéramos garantizar un caudal mínimo en la captación que proyectáramos, ésta debería estar situada antes de las tomas de regadío existentes, acentuando aún más el problema que éstas afrontan en época de estiaje.

Es lógico decir que no se justifica captar agua superficial en la parte alta del valle para tratarla y usarla como agua potable mientras que por otra parte - se usa agua subterránea para irrigar, la cual no requiere mayor tratamiento.

Valdría la pena analizar la alternativa en caso discurriera por el río abundante agua no explotada, aún en época de estiaje, que no es nuestro caso.

Por lo antes expuesto descarto esta alternativa.

7.1.2 Explotación de Pozos:

Esta alternativa se establece tomando como base la actual fuente de agua subterránea que sirve a la población de Mala y contempla la perforación de nuevos pozos para superar el déficit actual y los requerimientos del proyecto.

a) Fuente:

Como lo indica el nombre de la alternativa, las fuentes serán pozos, perforados en los alrededores del actual pozo de agua potable de Mala.

Como se vió en la sección 3.1.1, contamos con un pozo tubular de 16" de diámetro y 30 m. de profundidad.

Para el presente proyecto se considerará que el tiempo de funcionamiento de los pozos será de 16 hrs. al día.

En la sección 3.3.1 se estableció que el rendimiento del pozo es de 58 m³/hora (16 lps). Se estima que el nivel estático de la napa se encuentra a 11 mts. de profundidad y que la depresión es del orden de los 5 mts. a próximadamente.

El caudal máximo diario de diseño es de 19.3 lps.. Si consideramos que los pozos funcionarán 16 horas, el rendimiento máximo de éstos debe ser:

$$19.3 \times 24/16 = 29 \text{ lps.}$$

Si aceptamos los principios de Dupuit como válidos tendremos para el flujo constante en un medio no confinado la siguiente expresión:

$$Q = K \frac{(H^2 - h^2)}{\log R/r}$$

que relaciona el caudal entregado por un pozo con sus características:

- K = F (permeabilidad, velocidad)
- H = Altura estática de agua en el pozo
- h = Altura dinámica de agua en el pozo
- r = radio del pozo
- R = Radio de influencia (1)

Si consideramos que, al asumir que para el mismo pozo la relación $\frac{K}{\log (R/r)}$ se mantiene constante, no estamos introduciendo un error muy fuerte (la relación R/r está afectada por el logaritmo) tenemos:

$$\frac{K}{\log (R/r)} = \text{Cte} = \frac{Q}{H^2 - h^2} \quad (2)$$

Con los datos del pozo actual tenemos:

$$\begin{aligned} Q &= 16 \text{ lps} \\ H &= 19 \text{ mts} \\ h &= 14 \text{ mts} \end{aligned} \quad \text{cte} = \frac{16}{19^2 - 14^2} = 0.0970$$

Si pretendemos usar el mismo pozo, la altura dinámica probable será:

$$0.0970 = \frac{29}{19^2 - h^2} \quad h = 2.5 \text{ mts.}$$

- (1) FAIR, GAYER, OKUN: "Water and Wastewater Engineering" - Tomo I, 1966
- (2) BABBIT and DOLAND: "Water Supply Engineering" - 1931

No es aconsejable explotar un pozo de agua depri-
miendo mas de las 2/3 partes de la altura estática en
él. Además, no sabemos si el filtro que lleva estará
en condiciones de soportar la entrada de este caudal.
En consecuencia, tendremos que perforar un nuevo pozo.

Podemos considerar la posibilidad de perforar un
nuevo pozo que se limite a complementar al existente -
cubriendo el déficit. Sin embargo, la diferencia de
costo que existe en la perforación de un pozo de 13 lps
contra la perforación de un pozo que nos de el total
requerido, es insignificante en comparación con los be-
neficios que supone el tener un pozo disponible para
cubrir casos de emergencia, aparte de aquellos casos -
en que por razones de mantenimiento, se tenga que para-
lizar temporalmente el pozo principal. En consecuen-
cia, es conveniente perforar un nuevo pozo que esté en
condiciones de entregar el total del caudal requerido.

Para determinar las dimensiones que deberá tener
el nuevo pozo aplicaré la misma teoría de Dupuit.

Teóricamente, podemos calcular el radio de influ-
encia del pozo actual con la expresión:

$$R = \frac{\pi (H^2 - h^2)}{4.6 H S \log R/r} \quad (1).$$

donde S es la pendiente de la napa de agua

Los datos de nuestro caso son:

$$S = 0.006 \quad (2)$$

$$H = 19 \text{ mts.}$$

Resolviendo:

$$h = 14 \text{ mts.}$$

$$R = 338 \text{ mts.}$$

$$r = 0.40 \text{ mts.}$$

Si reemplazamos este valor en la relación

$$Q = K \frac{(H^2 - h^2)}{\log (R/r)}$$

podremos despejar el valor de K.

$$Q = 16 \text{ lps.}$$

$$R = 338 \text{ mts.}$$

$$K = \frac{16 \log (338/0.40)}{19^2 - 14^2}$$

$$H = 19 \text{ mts.}$$

$$h = 14 \text{ mts.}$$

$$K = 0.2838 \text{ lps/m}^2$$

$$r = 0.40 \text{ mts.}$$

El nuevo pozo estará en los alrededores del actual. Si queremos que no exista influencia entre un pozo y otro tendríamos que alejarlos aproximadamente 700 mts. el uno del otro. Sin embargo, si consideramos que nunca van a funcionar ambos simultáneamente, esta interferencia nunca se dará, pudiendo construirse el nuevo pozo a escasos metros del existente, con el consecuente ahorro en línea de impulsión, conductores eléctricos, etc.

Teniendo en cuenta lo anterior, las características del terreno son semejantes a las del pozo actual, luego:

$$K = 0.2838 \text{ lps/m}^2$$

Tanteando:

Asumo $R = 400$ mts., que la profundidad necesaria es de 35 mts. y que la napa se encuentra a 11 mts. bajo el terreno:

$$\begin{array}{l} R = 400 \text{ mts.} \\ H = 24 \text{ mts.} \\ r = 0.40 \text{ mts.} \\ Q = 29 \text{ lps.} \end{array} \quad \begin{array}{l} 29 = 0.2838 \frac{(24^2 - h^2)}{\log(400/0.40)} \\ h = 16 \text{ mts.} \end{array}$$

Con estos datos calculo R .

$$R = 490 \text{ mts.}$$

Con el nuevo R calculo el nuevo h .

$$h = 16 \text{ mts.}$$

Como vemos el valor de R no tiene mucha influencia en el caudal. Queda demostrado que un pozo de 16" y 35 mts. de profundidad puede entregar el caudal necesario para nuestro proyecto. Para aprovechar las instalaciones que llegan al actual pozo, el nuevo pozo será construido a 40 ó 50 mts. del actual, quedando éste último como reserva.

No se justifica un estudio más detallado en el nivel de factibilidad. En la etapa de diseño se deberá verificar si las consideraciones anteriores reflejan la realidad.

b) Zonas de diferente presión:

Actualmente, la ciudad de Mala se extiende entre las cotas 20 y 60 mts. snm. Se estima que para el año 1996 la Ciudad se extenderá hasta alcanzar la cota 65 y que en el futuro alcanzará a integrarse con el Caserío La Huaca, que se encuentra sobre la cota 10. Si consideramos que en la parte alta de la Ciudad debemos mantener una presión mínima de 15 m. de altura de agua, en horas de la noche la presión en la parte baja de la Ciudad superaría los 70 m. de altura de agua, lo cual es inadmisiblemente.

Por otro lado, el actual reservorio de regulación tiene una cota de fondo de 58 mts., lo que nos permite abastecer únicamente la zona de la ciudad que se encuentra bajo los 45 mts., como máximo.

Si queremos evitar problemas de alta presión en la parte baja de la Ciudad y a la vez seguir utilizando el reservorio actual para servir a la parte baja de la misma, debemos diferenciar dos zonas de presión.

La zona baja quedara definida por la curva de los 43 mts. en su parte alta y comprenderá toda el área que esté bajo esta cota. La zona alta quedará definida también por la cota de los 43 mts. en su parte baja y, estará conformada exclusivamente por el sector denominado "La Viña" y por el Pueblo Joven Santa Rosa, que ocupa terrenos comprendidos entre las cotas 55 y 75.

La zona alta contará con un reservorio de regulación y reserva independiente, que se alimentará con una bomba horizontal instalada en terrenos del actual Estadio de Mala, sobre la cota 45, la cual tomará el agua de la zona baja y la impulsará hacia la zona alta.

La zona baja se servirá del actual reservorio existente, que se complementará con otro en caso sea necesario. El sistema servirá a toda la parte baja y también prestará apoyo a la parte alta llevando el caudal que necesite hasta su estación de bombeo ubicada en la cota 45.

Las dos zonas han sido representadas en la Lámina 7.1.2a.

c) Zona alta:

El sistema que atenderá la zona alta deberá servir al Pueblo Joven Santa Rosa, que tiene su punto más alto en la cota 75. Si queremos prestar un buen servicio se deberá tener una presión mínima de 15 mts. de altura de agua lo que representa que el reservorio deberá estar sobre los 90 mts. Para no pasar la presión máxima recomendada colocaré el reservorio en la cota 90 (cota de fondo) con una altura de agua de 3 mts.

La ubicación de este nuevo reservorio se deberá decidir en función a la topografía de la zona. Nos conviene tenerlo lo mas cerca posible a la zona mas alta a servirse, es decir, al Pueblo Joven Santa Rosa, para evitar

perder carga al servir a la zona que tendrá menos presión. En base a ésto se decidió la ubicación de este reservorio donde lo muestra la lámina 7.1.2b.

Por la ubicación del reservorio, en relación con el área que va a servir, resultará mas económico el diseño - que lo haga funcionar como reservorio flotante. En función a ésto es que se ha concebido el sistema como figura en la lámina 7.1.2c, y es en base a este diseno que se hará la verificaicón y el dimensionamiento de las bombas. La estación de bombeo se instalará en terrenos del actual estadio municipal.

Para hacer la verificación del sistema y el dimensionamiento de las bombas, supondré los dos casos extremos:

Caso 1.- La bomba se encuentra funcionando y el consumo - en la ciudad es nulo, en consecuencia el reservorio estará recibiendo el total del caudal máximo diario x 24/16.

Caso 2.- La bomba no se encuentra funcionando y la población consume el caudal máximo horario; en consecuencia, el reservorio entrega el caudal máximo horario.

Caudales:

	Promedio anual 2.6 lps.
P.J. Santa Rosa	Máximo diario 3.4 lps.
	Máximo horario 6.5 lps.
	Promedio anual 1.8 lps.
" La Viña "	Máximo diario 2.3 lps.
	Máximo horario 4.5 lps.

$$Q = (4,602 \times S)^{0.54}$$

$$(4,602 S_{ABC})^{0.54} + (4,602 \times 2 S_{ABC})^{0.54} = 10 \text{ lps}$$

$$S_{ABC} = 0.00293 = 2.93 \text{ m/km}$$

$$\text{Luego: } h_{AC} = 0.00293 \times 580 = 1.70 \text{ m}$$

Si la reemplazamos por una tubería de 6"

$$S = 2.14 \text{ mts/km} \quad (Q=10 \text{ lps}) \quad L_{E_{AC}} = 794 \text{ mts. tub 6"}$$

Al igual que en el caso anterior las tuberías de los tramos DFE y DE se pueden reemplazar por una tubería equivalente de 6".

$$\text{Long. DE} = 485 \text{ m.}$$

$$\text{Long. DFE} = 610 \text{ m.}$$

Suponemos $Q = 10 \text{ lps.}$

$$485 \times S_{DE} = 610 S_{DFE}$$

$$S_{DE} = 1.26 S_{DFE}$$

$$Q_{DE} + Q_{DFE} = 10 \text{ lps.}$$

$$Q = (4,602 \times S)^{0.54}$$

$$(4,602 \times S_{DFE})^{0.54} + (4,602 \times 1.26 S_{DFE})^{0.54} = 10 \text{ lps.}$$

$$S_{DFE} = 0.00380 = 3.8 \text{ m/km}$$

$$\text{Luego: } h_{DE} = 0.00380 \times 610 = 2.32 \text{ mts.}$$

Si la reemplazamos por una tubería de 6"

$$Q = 10 \text{ lps} \rightarrow S = 2.14 \text{ mts/km}$$

$$\text{Longitud} = 1,084 \text{ mts. de tubería de 6"}$$

Verificación del sistema:

Caso 1: El reservorio recibe 8.6 lps.

tramo Bomba- A

Long. equivalente 6" - 834 mts.

$Q = 8.6$ lps.

$S = Q^{1.85} / 33091 = 0.00162$

$h_{\text{Bomba-A}} = 0.00162 \times 834 = 1.35$ mts.

tramo A-C

Long. equivalente 6" = 794 mts.

$Q = 8.6$ lps.

$S = 0.00162$

$h_{\text{A-C}} = 0.00162 \times 794 = 1.29$ mts.

tramo C -Reservorio

Long. 6" = 235 mts.

$Q = 8.6$ lps.

$S = 0.00162$

$h_{\text{A-C}} = 0.00162 \times 235 = 0.38$ mts.

Pérdida de carga total: $1.35 + 1.29 + 0.38 = 3.02$ m.

Cota del pelo de agua, reservorio lleno = 93 m.

Altura necesaria de bombeo: $93 - 45 + 3 = 51$ m.

Potencia necesaria: (Asumo una eficiencia de 70%)

$$\text{Pot}_{\text{HP}} = \frac{8.6 \text{ lps} \times 1 \text{ kg/lt} \times 51 \text{ m}}{0.7 \times 76} = 8.3 \text{ HP}$$

Caso 2: Hora de máximo consumo, la estación de bombeo no se encuentra funcionando.

Caudal máximo horario Sta. Rosa - 6.5 lps.

Caudal máximo horario La Viña - 4.5 lps.

Asumiendo que los caudales consumidos por la población salen por el punto extremo de la red de distribución (caso mas desfavorable) tenemos:

Caudal que sale por el punto A: 6.5 lps.

Caudal que sale por el punto E: 4.5 lps.

Las presiones resultantes en la red se pueden apreciar en el cuadro 7.1.2a.

Como vemos el sistema cumple con garantizar una presión mínima de 15 mts. en toda el área servida.

El reservorio cumplirá funciones de regulación y de reserva. Como en nuestro caso no tenemos datos de las variaciones horarias del consumo, no se puede calcular el volumen de regulación necesario, teniendo que estimarlo.

El MVC recomienda, para sistemas con alimentación continua, almacenar seis horas del promedio anual de la demanda. En casos en que la alimentación no sea continua esta cantidad se multiplicará por la relación 24/ horas de alimentación.

En nuestro caso el volumen de almacenamiento recomendado es:

$$4.4 \text{ lps} \times 6 \times \frac{3,600}{1,000} \times \frac{24}{16} = 143 \text{ m}^3$$

CUADRO 7.1.2a

VERIFICACION DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION EN LA ZONA ALTA

CASO 2

TRAMO	Q (lps)	L.E 6" (m)	S	h (m)	Cota Piezo métrica	Cota del terreno	Presión en la red
Reservorio - C	11	235	0.00255	0.60	90.9	75	15.9
C - A	11	794	0.00255	2.02	88.88	73	15.9
A - Bomba	4.5	834	0.00053	0.44	88.44	--	--
Bomba - D	4.5	70	0.00053	0.04	88.40	50	38.4
D - E	4.5	1084	0.00053	0.60	87.80	65	22.8

Sin embargo, nuestro sistema depende de un doble bombeo y por ende está mas sujeto a fallar que otros sistemas. Si consideramos que el costo que representa aumentar ligeramente el volumen de almacenamiento no es muy significativo en relación con el costo del proyecto, podemos decir que es conveniente aumentar el volumen almacenado, para contrarrestar la inconveniencia del doble bombeo.

Por las razones antes expuestas, considero necesario almacenar un volumen de 200 m^3 ; que representa 6.5 horas de bombeo.

d) Zona Baja:

La zona baja usará la totalidad de la infraestructura existente, complementándola en los casos necesarios. En primer lugar se debe establecer si el reservorio existente, con capacidad de 400 m^3 , es capaz de servir en forma satisfactoria a la zona baja.

Como no dispongo de datos de variaciones horarias para la ciudad de Mala, asumiré una curva teórica, con el único fin de establecer el procedimiento a seguir en caso de disponerse de estos datos. Supongamos que la curva de variaciones horarias para la Ciudad de Mala es la que se muestra en la lámina 7.1.2d. En esta curva se cumple que el caudal máximo horario es igual a 26 lps. (calculado en base a la población de Mala sin incluir "La Viña") y que el caudal máximo diario es igual a 13.5 lps (calculado de la misma manera). En base a la curva de

variaciones horarias calculamos el cuadro 7.1.2b y con éste la curva masa en la lámina 7.1.2e.

La curva de abastecimiento representa un bombeo de 16 horas a razón de $72.9 \text{ m}^3/\text{hora}$, iniciándose el bombeo a las 6 de la mañana y terminándose a las 10 de la noche. Este volumen de entrada se calcula en base al caudal máximo diario correspondiente a la zona baja (13.5 lps). No se considera el volumen total que en realidad ingresará al reservorio pues un caudal constante igual a 8.6 lps será tomado para la zona alta al mismo momento en que éste ingrese al reservorio. Como vemos la diferencia es:

- Caudal que sale de la fuente: 28.9 lps
- Caudal zona alta : 8.6 lps
- Caudal zona baja 20.3 lps = $73 \text{ m}^3/\text{hr.}$

Si interpretamos bien el significado de la curva masa nos daremos cuenta que el mayor volumen de regulación se presenta cuando en un intervalo continuo de tiempo el reservorio se llena ó se vacea, según cual de las pendientes sea mayor (si la pendiente de la curva masa es mayor que la pendiente de la curva de abastecimiento el reservorio se está vaceando; en el caso contrario se estará llenando).

En nuestro caso, el reservorio se llena entre C y D mientras que se vacea en forma continua entre D,E y A, B. Entre B y C el reservorio se vacea y se llena en

CUADRO 7.1.2b

CURVA MASA

Intervalo horas	Q. media para el intervalo (lps)	Consumo en una hora (m ³)	Consumo Acumulado (m ³)
0-1	2.2	8.0	8.0
1-2	2.0	7.2	15.2
2-3	2.0	7.2	22.4
3-4	2.0	7.2	29.6
4-5	2.5	9.0	38.6
5-6	4.5	16.2	54.8
6-7	10.0	36.0	90.8
7-8	20.7	74.5	165.3
8-9	21.1	76.0	241.3
9-10	19.6	70.6	311.9
10-11	19.3	69.5	381.4
11-12	20.8	74.9	456.3
12-13	25.7	92.5	548.8
13-14	24.6	88.6	637.4
14-15	21.4	77.1	714.5
15-16	18.1	65.2	779.7
16-17	16.3	58.7	838.4
17-18	16.3	58.7	897.1
18-19	17.5	63.0	960.1
19-20	18.0	64.8	1024.9
20-21	17.2	61.9	1086.8
21-22	12.8	46.1	1132.9
22-23	6.0	21.6	1154.5
23-24	3.3	11.9	1166.4

forma alternada. Si comparamos el volumen que se llena en forma continua entre C y D ($60 + 35 \text{ m}^3$) con el volumen que se vacía en forma continua entre D, E, A y B ($35 + 50 \text{ m}^3$) veremos que el primero es el mayor, el cual determinará el volumen de regulación necesario.

Volumen de Regulación : 95 m^3

Actualmente disponemos de un reservorio con capacidad para 400 m^3 . Si consideramos que el volumen requerido para regulación es de 100 m^3 , el saldo ó sea 300 m^3 , servirá como volumen de reserva. 300 m^3 representa 6.2 horas del caudal máximo diario, 4.1 horas de bombeo ó lo que es lo mismo, 8 horas del caudal promedio anual. Considero que 300 m^3 es suficiente reserva y que el reservorio actual de 400 m^3 de capacidad cumplirá satisfactoriamente las funciones de regulación y reserva.

La red de distribución existente fue definida en la lámina 3.2.1. La línea de 4" que partiendo de la tubería de la calle Los Naranjos, abastece al P.J. Santa Rosa se considera como parte del sistema de la zona alta. Por la calle Los Naranjos subirá la línea que abastecerá, del sistema de la zona baja, a la caseta de bombeo de la zona alta, ubicada en la esquina inferior izquierda del Estadio.

Para garantizar un buen servicio en las zonas recientemente pobladas así como para garantizar el caudal

que necesita la zona alta en su planta de bombeo, es necesario cerrar un circuito de 6" tendiendo nuevas tuberías en las calles Los Paltos (entre la tubería de entrega del reservorio y la calle Los Naranjos) y Los Naranjos (entre Swayne y Real). En el lado derecho de la Ciudad se cerrará un nuevo circuito de 4" que pasará por las calles Prolongación Swayne, Calle 10 y Prolongación Real. La nueva red proyectada con sus modificaciones, se presenta en la lámina 7.1.2f. Todas son tuberías de asbesto-cemento.

Verificaré si la red de distribución cumplirá con entregar los caudales de la hora de máximo consumo a la presión deseada. Como tenemos un solo circuito matriz de 6" no se justifica hacer un Hardy-Cross. Los caudales que circularán por cada tubería se calculan en base a la población que sirven. Estos caudales de verificación se han esquematizado en la lámina 7.1.2g, considerando sólo las tuberías principales.

Para calcular el consumo en lps/Ha. para las zonas de diferente densidad a la hora de máximo consumo, se tiene:

Zona I :

$$- 115 \text{ hab/Ha.} \times 150 \text{ lts/hab-día} \times (1 \text{ día}/86,400 \text{ seg}) \times 2.5 = 0.500 \text{ lps/Ha}$$

Zona II :

$$- 50 \text{ hab/Ha} \times 150 \text{ lts/hab-día} \times (1 \text{ día}/86,400 \text{ seg}) \times 2.5 = 0.217 \text{ lps/Ha}$$

Zona III :

$$- 80 \text{ hab/Ha} \times 150 \text{ lts/hab-día} \times (1 \text{ día}/86,400 \text{ seg}) \times 2.5 = 0.347 \text{ lps/Ha}$$

Se han definido en la lámina 7.1.2g seis salidas teóricas, con las correspondientes áreas de consumo que representan. Cabe mencionar que la salida 5, además de representar un área de consumo, representará la salida a la estación de bombeo de la zona alta, con un caudal constante de 8.6 lps. En el cuadro 7.1.2c se han hecho los cálculos necesarios para determinar el caudal correspondiente a cada una de las salidas.

En base a los caudales de salida se determinó, por tanteos, el caudal circulante por cada tramo, de manera que logremos un equilibrio en el circuito. Los caudales y la pérdida de carga correspondiente a cada tramo se hallan tabulados en el cuadro 7.1.2d.

Vemos que la salida que se puede considerar como crítica es la N° 5, que con una pérdida de carga acumulada de 3.84 mts. (sin incluir la pérdida de carga en la bajada del reservorio), debe servir hasta la cota 43 inclusive.

El reservorio de regulación y reserva existente tiene una cota promedio de 59.5 mts. El R.N.C. nos permite que la presión mínima en la red de distribución llegue a 10 mts. de columna de agua, en casos como el nuestro, ya que no se justifica construir un nuevo reservorio de regulación ni sobredimensionar la red para lograr una presión mayor a los 10 mts. de columna de agua en una zona que no tiene mucha importancia dentro de la Ciudad.

C U A D R O 7. 1. 2c

CAUDALES DE SALIDA DE LA ZONA BAJA

SALIDA N°	Z O N A I		Z O N A II		Z O N A III.		ZONA ALTA (lps)	TOTAL (lps)
	AREA	Q (lps)	AREA	Q (lps)	AREA	Q (lps)		
1	4.0	2.0	0.5	0.1				2.1
2	4.3	2.2	2.7	0.6				2.8
3	11.4	5.7	7.0	1.5				7.2
4	2.5	1.3	6.8	1.5	3.7	1.3		4.1
5	4.8	2.4	8.5	1.8	7.9	2.7	8.6	15.5
6	1.4	0.7	10.3	2.2				2.9
TOTAL	28.4		35.8		11.6			34.6

PERDIDA DE CARGA EN EL CIRCUITO PRINCIPAL

ZONA BAJA

TRAMO	Q (lps)	L (mts)	h TRAMO (mts)	h Acumulado (mts)
E - 1	16.0	375	1.91	1.91
1 - 2	13.9	220	0.87	2.78
2 - 3	11.1	415	1.08	3.86*
E - 6	18.6	410	2.76	2.76
6 - 5	15.7	215	1.08	3.84
5 - 3	0.2	190	0.00	3.84*
3 - 4	4.1	250	0.10	3.94

* Circuito cerrado 3.86 ~ 3.84

En base a lo anterior nuestra pérdida de carga máxima entre el Reservorio y el punto 5 será de:

$$59.5 - 43 - 10 = 6.5 \text{ mts.}$$

En la red estamos perdiendo 3.84 m., lo que significa que en la bajada del reservorio a la red debemos perder como máximo 2.66 m. La longitud de la línea de bajada es 150 m. Luego la pendiente disponible es:

$$S = 0.0177$$

La tubería actual es de 6" de asbesto cemento, con una antigüedad de 15 años. Sabemos que la rugosidad en tuberías de asbesto cemento cambia muy poco con el transcurso de los años; luego:

$$D = 6" \quad Q = 34.6 \text{ lps.} \quad C = 140$$

$$S = 21.26 \text{ m/km} = 0.021 \text{ m/m.}$$

Por consiguiente tendremos que aumentar una nueva línea de 6" que funcione en paralelo con la actual. Ahora la pérdida de carga en la bajada será:

$$D = 6" \quad Q = 34.6/2 \text{ lps} \quad C = 140$$

$$S = 5.90 \text{ m/km} = 0.0059 \text{ m/m.}$$

Esto significa que en los 150 mts. de bajada estamos perdiendo $h = 0.88$ mts. Luego, la cota piezométrica en la salida N° 5 es igual a:

$$59.5 - 3.84 - 0.88 = 54.8 \quad \text{lo cual es satisfactorio.}$$

Todas las demás salidas sirven a zonas mas bajas donde se tienen presiones muy por encima de los 15 mts.

Por ejemplo, la salida N° 4 tiene una cota piezométrica igual a 54.1 m. y sirve como máximo a la cota 33 m. La pérdida que se tiene en las tuberías complementarias es despreciable por los caudales que ellas llevarán.

El único caso en que se hace necesario complementar la red de tuberías de 4" es en la salida hacia la caseta de bombeo de la zona alta. En esta caseta recibiremos el agua con una presión igual a cero, ya que se recibirá en un tanque para desde allí bombear a la zona alta. Como vemos tenemos $54.2 - 45 = 9.2$ mts. de carga disponible para perderla en el tramo que une la salida 5 con la caseta de bombeo. Sin embargo, debemos alimentar a la población con una altura de agua mínima de 10 mts., lo que nos obliga a colocar una tubería de 4" para abastecer exclusivamente a los lotes ubicados en la última cuadra de Los Naranjos.

La tubería que abastecerá a la caseta de bombeo - tendrá una longitud de 290 mts. y llevará un caudal de 8.6 lps. La carga perdida en dicho tramo será de 3.38m que es menor que 9.2 mts., con un tubo de 4".

Estimo que con estas obras la Ciudad de Mala podrá ser servida con el agua que necesita hasta el año 1996. Las obras de tendido de tuberías menores y de conexiones domiciliarias deberán ser financiadas por los usuarios, de la misma forma como lo han venido haciendo en el pasado. Como se vió en la sección 3.4.1, las am

pliaciones se hacían con recursos de los propios pobladores. Ahora, con una menor inversión, ya que se cuenta con la infraestructura básica de redes, lograrán un excelente servicio de agua potable.

e) Línea de impulsión y equipo de bombeo:

En el diseño de la fuente se calculó que ésta deberá rendir un máximo de 29 lps. Este caudal deberá ser impulsado al reservorio existente que tiene una cota máxima del pelo de agua de 61 mts.

En la misma sección se vió que la depresión en el pozo será de 8 mts., que el nivel estático del agua se encuentra 11 mts. bajo la superficie y que la cota del terreno es igual a 25.5 mts. Luego la altura de bombeo será de:

$$61 - 25.5 + 11 + 8 + h_f = 54.5 + h_f + h_1$$

Actualmente se cuenta con una tubería de fierro fundido de 6", de 350 mts. de longitud y con una antigüedad de 15 años. Si consideramos que esta tubería estará en servicio 15 años más, el C a considerarse será para una tubería de 30 años de antigüedad ó sea $C = 80$.

Para determinar el diámetro más económico no se justifica hacer un estudio completo ya que la longitud de nuestra línea de impulsión es de apenas 350 m. Supondremos que el diámetro más económico es aquel que nos da una velocidad de 1m/seg., considerada como velocidad econó

mica.

$$\text{Para } Q = 29 \text{ lps.} \quad V = 1\text{m/seg.} \quad D = 8''$$

8" es el diámetro de la tubería equivalente que representa a las dos tuberías en paralelo. Esta tubería, de asbesto cemento, llevando 29 lps. tiene una pérdida de carga $S = 3.78 \text{ m/km}$. Con esta misma pérdida de carga la tubería de 6" de fierro fundido ($C=80$) llevará 7.8 lps. El saldo (21.2 lps.) deberá ser llevado por la nueva tubería que corra paralelamente. Una tubería de 6" es incapaz de llevar este caudal con una pérdida de carga igual. La solución es una tubería de 8", de asbesto-cemento, colocada en forma paralela con la existente.

Para calcular la pérdida de carga por fricción:

$$h_1 = h_2$$

$$\frac{Q_1}{C_1 \times D_1^{2.63}} = \frac{Q_2}{C_2 \times D_2^{2.63}}$$

$$Q_1 = Q_2 \times \frac{140 \times 8^{2.63}}{80 \times 6^{2.63}}$$

$$Q_1 = 3.73 Q_2$$

$$4.73 Q_2 = 29$$

$$Q_2 = 6.1 \text{ lps.}$$

$$Q_1 = 22.9 \text{ lps.}$$

Luego: $S = 2.42 \text{ m/km}$

$$h_f = 2.42 \times 0.35 = 0.85 \text{ m.}$$

Para fines prácticos no se considerará pérdidas de carga locales, ya que $L/D > 1,500$

Luego, la altura total de bombeo será:

$$H = 54.5 + 0.85 = 55.4 \text{ m.}$$

Si consideramos una eficiencia del equipo de bombeo igual a 70%, se necesitará como mínimo un motor de 30 HP. Se propone usar un motor de 35 HP.

El requerimiento máximo de energía será de 23 KW.

f) Equipo de Cloración:

El equipo de cloración, estará ubicado en la misma caseta de bombeo y conectado a la línea de impulsión que llevará el agua al reservorio principal.

Estará conformado por un dosificador de cloro, del tipo de solución, una bomba de agua, balanza con capacidad para pesar hasta 100 kgs. y tres cilindros de 100 libras cada uno.

P R E S U P U E S T O

P O Z O S

PART.	DESCRIPCION	U.	METRA DO	P. UNIT.	PARCIAL	TOTAL
1.00	<u>POZO Y CASETA DE BOMBEO</u>					
1.10	Adquisición del terreno	m ²	40	500	20,000	
1.20	Trazado y nivelación	m ²	40	200	8,000	
1.30	Perforación de un pozo tu bular de 16" de diáme - tro y 35 mts. de profun didad; incluye filtro y pruebas	-	Est	15'000,000	15'000,000	
1.40	Suministro é instalaci3n de una bomba de eje ver tical de 29 lps. y 56 m. de altura dinámica; in cluido motor eléctrico, arrancador, tablero, vál vulas, medidor, linter na, ejes, fundas, tube ría de succi3n, canasti lla y accesorios en ge neral	u	1	20'000.000	20'000.000	
1.50	Suministro é instala - ci3n de válvula de com puerta, accesorios y tu bería de montaje	-	Est	500,000	500,000	
1.60	Caseta de bombeo. de la drillo KK con techo ali gerado, el cual en la direcci3n del pozo tie ne una abertura de 1.50 m. x 1.50 m. cubierta con canal3n Eternit. In cluye instalaci3n eléc trica interior, puerta y ventanas de fierro.	-	Est	1'600,000	<u>1'600,000</u>	37'128,000
2.00	<u>EQUIPO DE CLORACION:</u>					
2.10	Equipo de cloraci3n por soluci3n, incluido ba lanza y 3 cilindros de 100 lbs. c/u; y a todo costo	-	1	1'000,000	1'000,000	1'000,000

PART.	DESCRIPCION	U.	METRA DO	P. UNIT.	PARCIAL	TOTAL
3.00	<u>LINEA DE IMPULSION:</u>					
3.10	Suministro de tubería de asbesto-cemento, Ø 8" clase A-5; incluye uniones y anillos de jebe	ml	350	5,615	1'965,250	
3.20	Instalación de tubería de asbesto-cemento, Ø 8" a todo costo	ml	350	2,050	717,500	
3.30	Accesorios	Est		115,200	115,200	2'797,950
4.00	<u>REDES DE DISTRIBUCION:</u>					
4.10	Suministro de tubería de asbesto-cemento, clase A-5; incluye uniones y anillos de jebe:					
	a) Ø 6"	ml	1070	3,552	3'800,640	
	b) Ø 4"	ml	3360	2,081	6'992,160	
4.20	Instalación de tubería de asbesto-cemento Ø 6" en la línea de bajada del reservorio; a todo costo.	ml	150	2.050	307.500	
4.30	Instalación de tubería de asbesto-cemento en la red de distribución; a todo costo:					
	a) Ø 6"	ml	920	1,950	1'794.000	
	b) Ø 4"	ml	3360	1.940	6'518.400	
4.40	Válvulas, grifos contra incendio y accesorios	Est		2'786,000	<u>2'786,000</u>	22'198,700
5.00	<u>CASETA DE BOMBEO, ZONA ALTA:</u>					
5.10	Suministro é instalación de una electrobomba de 10 HP, para un caudal de 8.6 lps. y una altura dinámica de 51 mts.	u	1	1'560,000	1'560,000	

PART.	DESCRIPCION	U.	METRA DO	P. UNIT.	PARCIAL	TOTAL
5.20	Estanque de colección y bombeo con una capacidad de 8m ³ con válvula flotadora de 3" en la entrega	u	1	380,000	380,000	
5.30	Suministro é instalación de válvulas, accesorios y tubería de montaje		Est	332,000	332,000	
5.40	Caseta de bombeo de la drillo KK y techo aligerado. Incluye instalación eléctrica interior, puerta y ventana de fierro.		Est	700,000	700,000	
5.50	Alimentación eléctrica a todo costo.		Est	1'000,000	<u>1'000,000</u>	3'972,000
6.00	<u>RESERVORIO ZONA ALTA:</u>					
6.10	Construcción de un reservorio de 200 m ³ , de sección circular y 3 m. de altura de agua; con rebose de 6" a una acequia.	u	1	7'122,000	7'122,000	
6.20	Suministro é instalación de válvulas, accesorios y tubería de montaje		Est	1'019,400	1'019,400	
6.30	Suministro de tubería de asbesto-cemento, Clase A-5, Ø 6".	ml	235	3,552	834,720	
6.40	Instalación a todo costo de tubería de asbesto-cemento Ø 6", en la línea de bajada del reservorio.	ml	235	2,000	470,000	<u>9'446,120</u>
	Primer total:					76'542,770

C U A D R O 7.1.2e

PLANO DE INVERSIONES

ALTERNATIVA : POZOS

PART.	D E S C R I P C I O N	C. DIRECTO PARTIDA	AÑO	%	COSTO DIRECTO	INVERSION EN EL AÑO
1.00	Pozo y Caseta de Bombeo	37'128,000	1982	100	37'128,000	46'655,045
2.00	Equipo de Cloración	1'000,000	1982	100	1'000,000	1'256,600
3.00	Línea de Impulsión	2'797,970	1982	100	2'797,950	3'515,904
4.00	Redes de Distribución	22'198,700	1982	82	18'202,934	22'873,807
			1988	18	3'995,766	5'021,080
5.00	Caseta de bombeo - Zona Alta	3'972,000	1982	100	3'972,000	4'991,215
6.00	Reservorio - Zona Alta	9'446,120	1982	100	9'446,120	11'869,994

TOTAL : 96'183,645

COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Alternativa : Pozos

Fecha : Agosto 1,981

1°	Personal:	Costo mensual
	1 Administrador	180,000
	1 Operador de Pozo	120,000
	1 Operador de Bomba	100,000
	1 Cobrador	<u>120,000</u>
	Total:	S/. 520,000

2° Costos de Tratamiento:

- a) Electricidad: El equipo de cloración tiene un motor eléctrico de 1/2 HP que consume 0.4 KW. En 1 hora tratará 104.4 m³, luego el costo por m³ será:

$$\frac{0.4 \text{ KWH} \times \text{S/. } 17.4}{104 \text{ m}^3} = \text{S/. } 0.067/\text{m}^3$$

- b) Cloro: La dosificación es de 2 mgr/lt = 2 gr/m³; a S/. 2,500/Kg. de cloro: S/. 5.00/m³

3° Costos de operación del pozo:

Energía eléctrica a razón de 0.216 Kwh/m³

$$\text{S/. } 3.76/\text{m}^3$$

Pago por 25 KW contratados a razón de S/. 486/KW por mes.

$$\text{S/. } 12,150 \text{ mensuales}$$

4° Operación de la planta de rebombeo:

Energía eléctrica a razón de 0.197 Kwh/m³

S/. 3.42/m³

Pago por 7 KW contratados a razón de S/. 486/KW por mes

S/. 3,402 mensuales

5° Costos de limpieza y mantenimiento de las instalaciones:

S/. 100,000 mensuales

6° Varios:

S/. 50,000 mensuales

7° Pago al Gobierno Central por el uso de agua no superficial según D° S° 150-81-AG:

S/. 0.20 / m³

7.1.3 Galerías Filtrantes:

La presente alternativa propone como fuente de agua galerías filtrantes construídas en la zona donde existe actualmente el Dren Santa Rosa de Huarangal que tiene por finalidad drenar los terrenos de cultivo en dicha zona.

Como se explicó en la sección 6.1.2b el Dren existente tiene una profundidad de 50 cms. bajo la cota del terreno. Actualmente ofrece un caudal promedio de 15 lps. Las nuevas galerías filtrantes tendrán una profundidades mayor, lo que nos permitirá captar más agua con menos longitud.

Para poder definir a que profundidad y en que zona haremos las galerías filtrantes, conviene definir con anterioridad en que punto deberá comenzar la línea de conducción para tener carga suficiente como para llegar a la cota del reservorio existente.

a) Línea de Conducción:

El reservorio existente tiene una cota máxima del pelo de agua igual a 61 mts. La línea de conducción se diseñará para el caudal del día de máximo consumo ó sea para 19.3 lps. Si queremos que la velocidad del agua en la línea de conducción no baje de 0.60 m/seg., el diámetro máximo de tubería que debemos utilizar es 8". Luego la pendiente necesaria será igual a 1.78 m/km.

En la lámina 7.1.3a se muestra el trazo de la línea de conducción. En casi toda su longitud irá enterrada 1m bajo el camino carrozable que corre paralelo al valle. En la zona cercana al reservorio atravesará terrenos de cultivo. En esta zona se propone la expropiación de una franja de aproximadamente 4 mts. de ancho, para garantizar su mantenimiento así como para evitar posibles daños ocasionados por el cultivo de la tierra. Por seguridad, en esta la tubería irá enterrada 1.50 bajo el terreno.

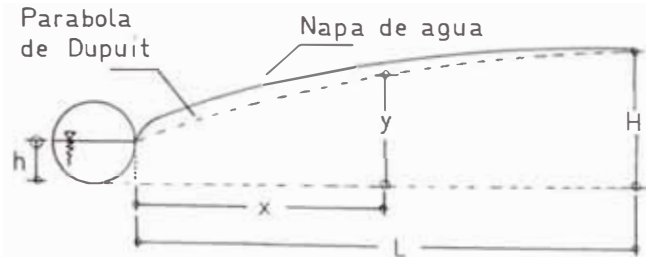
En la lámina 7.1.3b, se muestra el perfil de la línea de conducción. En este perfil se ha trazado, con la pendiente mínima calculada anteriormente, la línea de gradiente que intercepta al terreno natural en la cota 68.5. Por seguridad, se ha prolongado un poco más profundizándose en la última parte hasta alcanzar a colocarse 2.5 mts. bajo el terreno para dar inicio en este punto a las galerías filtrantes. En este punto se construirá un buzón de 2.5 mts. de profundidad, con una sobreelevación de 1 mt. sobre el terreno, para evitar el ingreso de agua superficial. Tendrá 1.20 m. de diámetro interior y llevará tapa de acero con seguro y candado.

b) Captación:

Para determinar la longitud necesaria de galerías filtrantes aplicaré en principio la Ley Darcy.

Para determinar el caudal que ingresa a la galería

por unidad de longitud, asumiendo que todo el caudal entra por un solo lado, tenemos:



Según Darcy: $q = ky \, dy/dx$

donde : $q =$ descarga por unidad de longitud
 $y \cdot 1 =$ área de ancho unitario por donde fluye el agua subterránea.
 $k \cdot dy/dx =$ velocidad del flujo.

Integrando entre $x = 0$ ($y=h$) y $x = L$ ($y=H$)

$$\int_0^L q \, dx = \frac{1}{2} K \int_h^H y^2 \, dy$$

$$q = \frac{1}{2} K \left(\frac{H^2 - h^2}{L} \right) \quad (1)$$

Como vemos, el único parámetro que desconocemos es L , que representa el ancho de influencia. Para tener una aproximación de este parámetro, asumiré que es igual al radio de influencia de un pozo con igual depresión.

Como se vio en la sección 7.1.2a, podemos calcular teóricamente el valor del radio de influencia de un pozo con la expresión

$$R = \frac{\pi (H^2 - h^2)}{4.6 HS \log R/r} \quad (2)$$

(1) FAIR, GEYER, OKUN: "Water and Wastewater Engineering" - Vol. I, Cap. 10, 1966.

(2) BABBIT & DOLAND : "Water Supply Engineering", 1931, Cap. VI.

En nuestro caso:

$S =$ pendiente de la napa de agua.

En nuestro caso es aproximadamente igual a la pendiente del terreno:

$$S = 0.0125$$

$$H = 2.5 - 0.3 = 2.2 \text{ mts.}$$

$$h = 0.075 \text{ mts.}$$

Asumamos para un primer tanteo: $R = 50 \text{ m.}$

$$R = \frac{\pi (2.2^2 - 0.075^2)}{4.6 \times 2.2 \times 0.0125 \log (50/0.075)}$$

$$R = 43 \text{ m.}$$

En el segundo tanteo logramos $R = 44 \text{ m.}$

Este valor no puede tomarse como definitivo ya que afecta grandemente el caudal de entrada en la fórmula de ducida anteriormente. En ella, el parámetro L se encuentra en el denominador y cualquier incremento del valor real de L con respecto al valor anteriormente calculado significará un menor valor de q en la misma proporción. Si asumo $L = 100 \text{ mts.}$ estoy introduciendo un factor de seguridad mayor que 2, el que considero razonable. Luego, para efectos del cálculo y diseño, $L = 100 \text{ mts.}$

De la permeabilidad del terreno no se tienen mayores datos. Se puede decir en base a la bibliografía disponible que para el tipo de depósitos fluviales como los del Valle de Mala, la permeabilidad debe ser mayor que

0.2 cm/seg. (permeabilidad alta). Considero que si asumo una permeabilidad $K = 0.2$ cm/seg. estaré en el lado seguro. (1)

En principio, dividiré el caudal total a captarse en cuatro galerías, colocadas a no menos de 100 mts. de distancia unas de otras. Luego, el caudal que tomará - cada una será:

$$Q_i = 19.3/4 = 4.83 \text{ lps.}$$

Para determinar la longitud de cada galería determinaré el caudal que ingresa por unidad de longitud en base a la fórmula anteriormente descrita.

$$q = \frac{1}{2} K \frac{(H^2 - h^2)}{L}$$

$$q = \frac{1}{2} \times 0.002 \frac{(2.2^2 - 0.075^2)}{100} = 0.000048 \frac{\text{m}}{\text{seg}} / \text{m}$$

Para lograr $Q = 4.83$ lps. = 0.00483 m³/seg.

$$L = \frac{0.00483}{0.000048} = 100 \text{ mts.}$$

Luego, cada galería tendrá 100 mts. de longitud.

Para, determinar el diámetro necesario aplicaré - la fórmula de Manning considerando que trabajará a medio tubo.

$$Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$n = 0.013 \text{ (concreto)} \quad A = \frac{\pi D^2}{8} \text{ (medio tubo)}$$

$$Q = 0.00483 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad R = D/4 \text{ (medio tubo)}$$

Tubería de 6" (0.15 m)

$$0.00483 = \frac{\left(\frac{\pi \times 15^2}{8}\right) \times \left(\frac{.15}{4}\right)^{2/3} \times S^{1/2}}{0.013}$$

$$S = 0.004$$

Tubería de 4" (0.10 m)

$$0.00483 = \frac{\left(\frac{\pi \times .10^2}{8}\right) \times \left(\frac{.10}{4}\right)^{2/3} \times S^{1/2}}{0.013}$$

$$S = 0.035$$

Vemos que es imposible usar tubería de 4" en toda la galería ya que lograr la pendiente que necesita, sería imposible. Veamos que caudal puede llevar la tubería de 4" con una pendiente de $S = 0.004$, para hacer una reducción del diámetro de 6" en el tramo final.

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi \times .10^2}{8}\right) \times \left(\frac{.10}{4}\right)^{2/3} \times 0.004^{1/2}}{0.013} = 0.0016 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Vemos que una tubería de 4" es capaz de conducir el caudal colectado en 24 mts. Luego, cada galería estará formada por 66 mts. de tubería de C.S.N. de 6" y 34 m. de 4". Las uniones serán de espiga y campana sin anillos de jebe (filtrantes).

Las uniones se rodearán con 20 cms. de material clasificado (20 cms. en la dirección normal al tubo y 40 cm.

en total en la dirección paralela al tubo). El material será gravilla, pobremente graduada, que pase la malla de 1/4". El resto del tubo irá rodeado de arena gruesa pobremente graduada, libre de finos, que pase la malla # 8. Para establecer estas condiciones se ha tenido en cuenta que la permeabilidad asumida corresponde a una arena gruesa, con tamaño de partículas entre 0.5 y 2 mm. (1)

El motivo por el cual en el diseño de las galerías se consideró que éstas trabajan a medio tubo, se basa en el hecho que no podemos garantizar que las cuatro líneas captarán igual caudal. Puede darse el caso que una de ellas capte más del 25% del total, caudal que podrá circular con un tirante mayor que $D/2$, aprovechándose en su totalidad. De igual manera, el colector que correrá paralelo al valle deberá sobredimensionarse para hacer frente a esta posible eventualidad.

El colector podrá llevar una pendiente igual a la del terreno = 0.0125 sin profundizarse. Este colectorá el caudal que recojan los dos colectores aguas arriba del sistema, luego:

$$Q_c = 2 \times 0.00483 = 0.00966 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Con una pendiente $S = 0.0125$, una tubería de 6" llevará a medio tubo:

$$Q = 0.0085 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

(1) LINSLEY; FRANZINI: "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos" = 1977 - Pág. 776.

Sabemos que la capacidad máxima del tubo es superior al doble del caudal que lleva a medio tubo, luego, acepto como colector un tubo de 6". Este colector llevará uniones de anillo de jebe.

Al hacer el diseño del material de filtración estamos evitando el ingreso de sedimentos mayores en las galerías. Sin embargo, es inevitable que ingresen materiales muy finos a las galerías en los primeros meses de funcionamiento. Para evitar que el material sedimentado llegue a obstruir las galerías, se propone la instalación de pequeñas compuertas dentro de los buzones, que permitan represar el agua de las galerías y soltarla repetidas veces, eliminando los sedimentos que en ellas se halla depositado.

El diseño definitivo se muestra en planta en la lámina 7.1.3c.

c) Reservorio de Almacenamiento:

El reservorio de almacenamiento cumplirá funciones de regulación y reserva. Para determinar el volumen necesario por regulación haré uso de la curva masa calculada en la sección 7.1.2d la cual será modificada para representar en la curva de consumo, el bombeo a la parte alta a razón de 8.6 lps. durante 16 horas. La curva de abastecimiento representa la entrega constante de 19.3 lps. Las ordenadas de la nueva curva masa han sido calculadas

en el cuadro 7.1.3a en base al cuadro 7.1.2b, anteriormente calculado. La curva masa se muestra en la lamina 7.1.3d.

De la curva masa se deduce que el volumen necesario por regulación es igual a $(360 + 110) = 470 \text{ m}^3$. Como volumen de reserva tomaré 6 horas del promedio anual de la demanda:

$$14.8 \times 3.6 \times 6 = 320 \text{ m}^3$$

No se considera reserva por incendio. Luego, la capacidad total requerida es de:

$$V_{\text{total}} = 470 + 320 = 790 \text{ m}^3$$

Considero que se construirá un nuevo reservorio de 400 m^3 de capacidad.

La red de distribución en la parte baja así como el sistema de la parte alta, es el mismo que se presentó en la alternativa de pozos.

d) Equipo de Cloración:

El equipo de cloración se colocará en una caseta construída exclusivamente para este fin en el punto donde la línea de impulsión cruza el camino que parte de la Hda. Rinconada y se dirige a la parte alta.

Estará conformado por un dosificador de cloro, del tipo de solución, una bomba de agua, balanza con capacidad para pesar hasta 100 Kg. y tres cilindros de 100 lbs. cada uno.

C U A D R O 7. 1. 3a

CURVA MASA

Horas	Q medio Zona Baja (lps)	Q.Bombeo Zona Alta (lps)	Q. Total Intervalo (lps)	Consumo en una hora (m ³)	Consumo Acumulado (m ³)
0- 1	2.2		2.2	8.0	8.0
1- 2	2.0		2.0	7.2	15.2
2- 3	2.0		2.0	7.2	22.4
3- 4	2.0		2.0	7.2	29.4
4- 5	2.5		2.5	9.0	38.6
5- 6	4.5		4.5	16.2	54.8
6- 7	10.0	8.6	18.6	67.0	121.8
7- 8	20.7	8.6	29.3	105.5	227.3
8- 9	21.1	8.6	29.7	106.9	334.2
9-10	19.6	8.6	28.2	101.5	435.7
10-11	19.3	8.6	29.7	106.9	542.6
11-12	20.8	8.6	29.4	105.8	648.4
12-13	25.7	8.6	34.3	123.5	771.9
13-14	24.6	8.6	33.2	119.5	891.4
14-15	21.4	8.6	30.0	108.0	999.4
15-16	18.1	8.6	26.7	96.1	1095.5
16-17	16.3	8.6	24.9	89.6	1185.1
17-18	16.3	8.6	24.9	89.6	1274.7
18-19	17.5	8.6	26.1	94.0	1368.7
19-20	18.0	8.6	26.6	95.8	1464.5
20-21	17.2	8.6	25.8	92.9	1557.4
21-22	12.8	8.6	21.4	77.0	1634.4
22-23	6.0		6.0	21.6	1656.0
23-24	3.3		3.3	11.9	1667.9

C U A D R O 7. 1. 3b

C A L E N D A R I O D E I N V E R S I O N E S

Alternativa : GALERIAS FILTRANTES

PART.	D E S C R I P C I O N	C. DIRECTO PARTIDA	AÑO	%	COSTO DIRECTO	INVERSION EN EL AÑO
1.00	GALERIAS FILTRANTES	4'427,930	1982	100	4'427,930	5'564,137
2.00	EQUIPO DE CLORACION	1'500,000	1982	100	1'500,000	1'884,900
3.00	LINEA DE CONDUCCION	33'946,750	1982	100	33'946,750	42'657,486
4.00	RESERVORIO DE REGULACION	13'600,000	1990	100	13'600,000	17'089,760
5.00	REDES DE DISTRIBUCION	22'198,700	1982	82	18'202,934	22'873,807
			1988	18	3'995,766	5'021,080
6.00	CASETA DE BOMBEO - ZONA ALTA	3'972,000	1982	100	3'972,000	4'991,215
7.00	RESERVORIO - ZONA ALTA	9'446,120	1982	100	9'446,120	11'869,994
					T O T A L :	111'952,379

Costos de Operación y Mantenimiento

Alternativa : Galerías Filtrantes

Fecha ; Agosto 1981

1° Personal:	Costo mensual
1 Administrador	180,000
1 Operador de Bomba	100,000
1 Cobrador	<u>120,000</u>
Total:	S/. 400,000

2° Costos de Tratamiento:

a) Electricidad : El equipo de cloración tiene un motor eléctrico de 1/2 HP que consume 0.4 KW. En 1 hora tratará 69.5 m³, luego el costo por m³ será:

$$\frac{0.4 \text{ KWh} \times \text{S/. } 17.4}{69.5 \text{ m}^3} = \text{S/. } 0.10/\text{m}^3$$

Por potencia instalada se cobrará S/. 486. mensuales (1 KW de potencia instalada).

b) Cloro : S/. 5.00/m³

3° Operación de estación de bombeo (zona alta)

- Energía eléctrica : S/. 3.42/m³

- Pago por 7 KW contratados : S/. 3,402/mes

4° Costos de Limpieza y Mantenimiento de las instalaciones:

S/. 100,000 mensuales

5° Varios : S/. 50,000 mensuales

6° Pago al Gobierno Central por el uso de agua no superficial, según D° S° N° 150-81/AG

S/. 0.20/m³

7.2 Alcantarillado:

7.2.1 Lagunas de Oxidación:

La presente alternativa plantea la descarga de las aguas servidas de la Ciudad de Mala en la desembocadura - del Río Mala al mar, previo tratamiento en lagunas de oxidación.

a) Tratamiento:

Para la evaluación del costo de las lagunas de oxidación se ha tomado como base el Proyecto Definitivo para disposición de las aguas servidas de Mala, realizado en el año 1966 por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas, proyecto que no fue ejecutado en la parte correspondiente a las lagunas de oxidación.

Dicho proyecto consideró como población de diseño 6,000 Hbs. La carga orgánica considerada fue de 300 Kg. D.B.O. por hectárea y por día, habiéndose diseñado dos tipos de lagunas: aeróbicas y anaeróbicas. Se proyectaron tres unidades de forma rectangular y de dimensiones 100 m. x 40 m. para cada una de las lagunas aeróbicas y 25 m. x 40m. para cada una de las lagunas anaeróbicas.

Otras características que presentan las lagunas - del proyecto original son:

Ancho de la cima	: 2.00 m
- Altura del agua	: 0.90 m - 1.50 m
- Borde libre	: 0.50 m - 0.60 m
- Pendiente de taludes	: 1:2.5
- Pendiente de fondo	: a nivel
- Area total	: 2.7 Has.
- Area libra	: 1.5 Has
- Período de retención	: 10 días

En el proyecto original las lagunas se ubicaron a 1,600 mts. del Caserío La Huaca, muy próximas a la desembocadura del río al mar, en una zona donde los terrenos tienen menor precio que las áreas de cultivo cercanas a la Ciudad. El emisor de 10" que llevaría sus aguas a las lagunas de oxidación fue construido en su totalidad y, actualmente descarga sus aguas directamente al mar.

A fin de aprovechar el emisor existente así como los terrenos de menor precio, se propone ubicar las lagunas de oxidación en el mismo sitio que en el proyecto original.

Para calcular el costo de las lagunas en el nivel de estudio de factibilidad considero suficiente la aproximación que se logra al aumentar en proporción los metros establecidos en el proyecto original, ya que se modi

ficará básicamente el área que ocupan las lagunas. La proporción en que se aumentarán los metrados queda definida por la relación entre la población que considera el presente estudio (8,500 Hbs.) y la población del proyecto original (6,000 Hbs.) Se proponen cuatro lagunas de cada tipo, cada una con un área ligeramente mayor que la de las lagunas del proyecto original.

De esta forma se tiene el siguiente metrado:

1°	Excavación de zanjas	: 14,408 m ³
2°	Nivelación de fondos, repaso, pisoneo de taludes y limpieza de bordes	: 23,809 m ²
3°	Relleno para taludes	: 6,729 m ³
4°	Impermeabilización del área mojada de la laguna con arcilla (limo de río)	: 19,570 m ²
5°	Caja de concreto de 1.80 m x 1.15 m x 0.60 m.	: 2 unidades
6°	Tubería de concreto 8" a todo costo, incluida instalación	: 170 ml
7°	Tubería Eternit 6" x 75 lb/pulg. ² a todo costo, incluida instalación	: 283 ml
8°	Solado de concreto simple 1:2.4 de 0.20 m. de espesor	: 204 m ²
9°	Cajas de concreto f'c 140 kg/cm ² de 0.80 x 0.60 m x 0.60 m a todo costo	: 4 unidades
10°	Cajas de concreto de 1.80 m x 0.80m x 0.50 m, a todo costo	: 4 unidades

11°	Tubería de concreto 10" a todo costo incluida instalación	: 100 ml
12°	Cerco de alambre de puas	: 920 ml
13°	Adquisición de área para lagunas	: 3.8 Ha.
14°	Varios	: Estimado

La ubicación de las lagunas de oxidación se muestra en la lámina 7.2.1a.

b) Red de Alcantarillado:

A diferencia de la red de agua potable, la cual se completará con el aporte vecinal, la red de alcantarillado requiere de una ejecución mas laboriosa, en donde intervenga personal técnico capacitado. Por esta razón el tendido de la red de alcantarillado se hará en su totalidad.

En la sección 3.2.2 se describió la red de alcantarillado existente. Esta será ampliada para servir satisfactoriamente a la zona baja. La zona alta requerirá una red completa ya que actualmente no dispone de este servicio. La red de la zona baja recibirá los desagües de la zona alta a través de los colectores que se construirán en las calles Los Naranjos y Calle 10. Los colectores de la zona baja - están en condiciones de soportar el aumento de caudal debido al aporte de la zona alta, como se verá mas adelante.

Si observamos en la lámina 3.2.2 el sentido del flujo en la red, veremos que casi el 100% de los desagües se evacuan por la tubería que va por la calle Prolongación Co

ronel Castillo. El diámetro de esta tubería es de 8" y su pendiente igual a 0.009, luego está en condiciones de llevar, con un tirante $y = 0.75D$:

$$A = 0.80 \left(\frac{\pi \times 20^2}{4} \right) = 0.025 \text{ m}^2$$

$$R = 1.2 \times \frac{.20}{4} = 0.06 \text{ m}$$

$$Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El caudal total de diseño es :

Ciudad de Mala 24.4 lps

P.J. Santa Rosa 5.2 lps

29.6 lps

Como vemos, el colector de la calle Prolog. Coronel - Castillo no está en condiciones de soportar el caudal que le correspondería en caso de no hacerse alguna obra adicional que derive parte de su caudal al colector de la Panamericana Antigua.

Por otro lado, parte de las calles Prolongación Real, Calle 9 y Calle 10 no podrán drenar al colector de la calle Coronel Castillo, a pesar de que este se encuentra a 4.50 m. de profundidad (1). Para solucionar este problema se plantea la construcción de un colector que, partiendo de la intersección de las calles 9 y 10, lleve los desagües de esta zona y del P.J. Santa Rosa hasta el colector de la Panamericana Antigua.

(1) Ministerio de Fomento y Obras Públicas: "Memoria Descriptiva del Proyecto de Alcantarillado para la Ciudad de Mala" - Junio 1966.

La otra alternativa consiste en instalar en el cruce de las calles 9 y 10 una planta de bombeo que eleve los desagües hasta el colector de la calle Coronel Castillo. Esta solución requiere, además, de la instalación de un colector paralelo al existente, ya que, como se ha visto anteriormente, éste no tiene la capacidad necesaria. Esta alternativa ha sido descartada por su evidente mayor costo.

Por reglamento, el diámetro mínimo a usarse es 8". Los tramos iniciales tendrán una pendiente de más de 1%. - Se ha verificado que en ningún caso la velocidad salga del rango permisible, definido por 0.60 m/seg. como velocidad mínima y 4 m/seg. como velocidad máxima.

Para la localización tentativa de los buzones se ha tenido en cuenta que éstos no deben estar a más de 120 mts. de distancia. Tendrán 1.50 de profundidad promedio y 1.20 mts. de diámetro interior.

La profundidad mínima de las tuberías es 1.20 mts. Como promedio para todas las tuberías se puede tomar 1.50 m.

En la lámina 7.2.1b se muestran las ampliaciones que se harán en la red de la zona baja; y, en la lámina 7.2.1c las redes de la zona alta. Todas las tuberías serán de concreto simple normalizado de 8".

C U A D R O 7. 2. 1

C A L E N D A R I O D E I N V E R S I O N E S

Alternativa : LAGUNAS DE OXIDACION

Part.	Descripción	Costo Directo Partida	Año	%	Costo Directo	Inversión en el Año
1.00	RED DE COLECTORES	67'147,270	1982	87	58'418,125	73'408,216
			1988	13	8'729,145	10'969,044
2.00	LAGUNAS DE OXIDACION	46'652,596	1982	75	34'989,447	43'967,739
			1985	25	11'663,149	14'655,913

TOTAL: 143'000,912

COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Alternativa : Lagunas de Oxidación

Fecha : Agosto 1981

1° Personal:

La administración del sistema de alcantarillado está incluido en el personal que administra el agua potable.

2° Costos de limpieza y mantenimiento de las instalaciones:

- Redes : S/. 50,000 mensuales
- Lagunas : S/. 400,000 anuales

7.2.2 Emisor Sumergido:

La presente alternativa plantea la construcción de un emisor sumergido de 300 mts. de longitud, al sur del Cerro La Cruz. Desde el punto extremo del emisor existente se construirá una línea de tubería de concreto de 10", hasta el empalme con el buzón donde se da inicio al emisor sumergido.

Para determinar la cota del buzón que da inicio al emisor sumergido se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Pérdida de carga en el emisor sumergido
- Nivel máximo del mar con respecto al nivel medio del mar.
- Diferencia de presión causada por la diferencia de densidades entre el agua de mar y el agua dulce.

Se propone un emisor de acero, de 8" de diámetro. Este diámetro, menor que el del emisor existente, garantizará una velocidad mayor a la mínima por sedimentación. La pérdida de carga para:

$$Q - 29.6 \text{ lps}$$

$$D - 6''$$

$$C - 120 \quad \text{es} \quad S = 0.0052$$

En 300 mts. de emisor tendremos $h = 1.57 \text{ m.}$

Como variaciones sobre el nivel medio del mar consideraré

$$\Delta h = 0.50 \text{ m.}$$

Para calcular la influencia de la diferencia de presiones, vemos en el perfil de la lámina 7.2.2b que tenemos 11 mts. de agua en la salida del emisor. La diferencia de presión será:

$$11 \text{ mts.} \times 0.026 = 0.29 \text{ mts.}$$

Luego, el fondo del buzón de entrega estará en la cota 2.36. Por seguridad, la tapa del mismo buzón estará 1 mt. por encima de esta cota.

En la lámina 7.2.2a se muestra en planta la ubicación del emisor sumergido. La Dirección de Hidrografía y Navegación de La Marina, que levanta y distribuye planos batimétricos de la Costa Peruana, no dispone de una carta para las costas de Mala. Por tal motivo, las curvas de fondo del mar que aparecen en la lámina en referencia han sido asumidas en base a la cartografía existente, teniendo en cuenta la presencia de la corriente que corre de Sur a Norte.

La longitud total del emisor sumergido es 300 mts. con 50 mts. tierra adentro de la línea del nivel medio del mar. Se ha trazado de modo que se tenga la mayor profundidad posible en el punto de entrega. El emisor será de tubería de acero de 1/4" de espesor y tendrá en su extremo un "cuello de ganso" que evite el arenamiento en el punto de entrega. Se construirá íntegramente en tierra y será colocada con la ayuda de remolcadores, que conducirán la tubería flotando en la superficie del mar hasta hundirla en su posición definitiva.

El emisor existente se encuentra, en su tramo final, a escasos 50 cms. de la superficie del terreno, fuera del camino. Se propone prolongar este emisor hasta el buzón de entrega al emisor sumergido, con una tubería de 10". Vemos que la pendiente disponible es bastante reducida, razón por la cual se propone el relleno de protección en el tramo que indica el perfil de la lámina 7.2.2b.

La pendiente disponible en el emisor de empalme es 0.00253; con esta pendiente un emisor de 10" lleva, con un tirante: $y = 0.75 D$, un caudal: $Q = 27.0$ lps. Luego un caudal: $Q = 29.61$ lps. lo llevará con un tirante: $y=0.80D$.

Considero que es aceptable ya que se trata de un emisor en su tramo final, él cual, en el peor de los casos podrá trabajar a tubo lleno.

C W A D R O 7. 2. 2

C A L E N D A R I O D E I N V E R S I O N E S

Alternativa : EMISOR SUMERGIDO

Part.	Descripción	Costo Directo Partida	Año	%	Costo Directo	Inversión en el Año
1.00	RED DE COLECTORES	67'147,270	1982	87	58'418,125	73'408,216
2.00	EMISOR	44'642,070	1982	100	8'729,145	10'969,044
TOTAL :						56'097,225
						140'474,485

COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Alternativa : Emisor Sumergido

Fecha : Agosto 1981

1° Personal:

La administración del sistema de alcantarillado está incluida en el personal que administra el agua potable.

2° Costos de limpieza y mantenimiento de las instalaciones:

Redes : S/. 50,000.= mensuales

7.3 Comparación de Alternativas:

La selección de la mejor alternativa para el abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Mala así como para el sistema de alcantarillado, se harán en base a un análisis puramente económico. Ya que todas las alternativas satisfacen por igual las condiciones fijadas para cada caso (agua potable y alcantarillado), los beneficios que de ellas se obtienen son los mismos, resultando como mejores aquellas que tengan el menor costo actualizado en comparación con su contraparte.

Para poder ilustrar convenientemente el concepto de "costo actualizado", creo conveniente reproducir a continuación la explicación dada por el Ing° Miguel Luis Leonvendagar en el Seminario "Teoría de la Inversión", dictado en el curso de Post-Grado sobre "Factibilidad Técnica y Económica de Obras de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado" en Santiago de Chile, Agosto de 1976.

Dice:

" Todo proceso técnico productivo se caracteriza por una absorción de bienes en el presente, con el fin de una generación de otros bienes en el futuro. El diferente nivel de absorción y generación y la distribución de estas operaciones en el tiempo, para los distintos procesos posibles hace necesario introducir un índice -

que valoree en forma única y homogénea estas operaciones efectuadas en épocas diferentes - del tiempo".

" Los bienes que la comunidad está dispuesta a sacrificar en el presente, por un mayor retorno de bienes en el futuro, son limitados y por lo tanto le atribuye un cierto precio el cual lo mide en forma proporcional al tiempo que dura este sacrificio. Este hecho por el cual la comunidad atribuye valores diferentes a los bienes en épocas distintas, constituye el fundamento básico de un índice comparativo"

" Si la diferencia de valor de un bien en distintos puntos del tiempo se mide en forma relativa, se tendrá entonces una forma especial de medida la que recibe el nombre de tasa de actualización". Así, un bien que en el momento "o" tiene un valor V_0 , en el momento "n" deberá alcanzar un valor V_n ; ambos valores V_0 y V_n están relacionados a través de la tasa de actualización entre el momento "o" y el momento "n", según la expresión:

$$a_{0n} = \frac{V_n - V_0}{V_0}$$

ó también:

$$V_n = V_0 (1 + a_{0n})$$

" Normalmente el valor de la tasa de actualización es positiva, lo que indica que el uso diferido de un bien debe ser compensado por un mayor valor - en el futuro. La magnitud de la tasa de actualización indicará la intensidad de esta preferencia."

Por otro lado, "la tasa de interés es una información que viene dada a través del equilibrio en el mercado financiero. En una economía competitiva y en equilibrio, este valor reflejaría la preferencia de la comunidad al comprar operaciones en distintos puntos del tiempo y en el cual se consideran, además, las limitaciones financieras del sistema y su productividad. En esta situación, la tasa de interés sirve de marco de comparación entre operaciones en distintos puntos del tiempo y todas las operaciones se harán bajo el criterio de igualdad entre las tasas de actualización y de interés".

" En términos económicos, el estudio de una operación de inversión planteado con fines de análisis ó comparación de alternativas, se reduce a un problema de elección entre dos ó más series - de ingresos (positivos y negativos) que se desarrollan a lo largo del tiempo".

Si suponemos que en el presente son conocidos los valores de la tasa de actualización, en los años futuros, a_1, a_2, \dots, a_n , la serie de ingresos anuales $R_0, R_1, R_2, \dots, R_n$ tendrá un valor actualizado dado por la expresión:

$$B = R + \frac{R_1}{(1 + a_1)} + \frac{R_2}{(1+a_1)(1+a_2)} + \dots + \frac{R_n}{(1+a_1)(1+a_2) \dots (1+a_n)}$$

Si suponemos que la tasa de actualización es constante e igual a "a", tendremos:

$$B = R + \frac{R_1}{(1 + a)} + \frac{R_2}{(1 + a)^2} + \dots + \frac{R_n}{(1 + a)^n}$$

En esta expresión, el término general

$$\frac{1}{(1+a)^n}$$

recibe el nombre de factor de actualización. (1)

A fin de poder hacer un análisis más realista se trabajará con costos a Agosto de 1981, como moneda estable. Esto nos posibilita considerar tasas de interés reales que oscilan entre el 5 y 8%. Los intereses que actualmente se ofrecen en el mercado financiero se encuentran distorsionados por el fenómeno de inflación, pero éstos de ninguna manera representan un interés real.

(1) "Teoría de la Inversión": Seminario del Curso de Post-Grado sobre Factibilidad Técnica y Económica de Obras de Agua Potable y Alcantarillado" por el Ing° Miguel Luis Leonvendagar, Stgo, de Chile - Agosto 1967.

Para la comparación de alternativas en base al mínimo costo actualizado se tendrán en cuenta los siguientes costos:

- Inversiones en infraestructura
- Costos de operaciones y mantenimiento

Para cada caso se hará una explicación más detallada al buscar el costo actualizado de cada alternativa.

7.3.1 Agua Potable:

a) Alternativa Pozos: (Ver cuadro 7.3.1a)

Se tendrán en cuenta los siguientes costos:

- Inversiones en infraestructura, en base al calendario de inversiones mostrado en el cuadro 7.1.2e.

- Costos de Operación y Mantenimiento según:

1° Personal	: S/. 520,000 mensuales
2° Tratamiento	: S/. 5.07/m ³
3° Operación del pozo	: S/. 3.76/m ³ + S/.12,150/mes
4° Operación de la estación de rebombeo	: S/. 3.42/m ³ + S/.3,402.- mensuales
5° Limpieza y Mantenimiento	: S/. 100,000 mensuales
6° Varios	: S/. 50,000 mensuales
7° Pago de agua no superficial	: S/. 0.20/m ³

Se considera que la construcción de la obra tomará - los 9 primeros meses de 1982, en consecuencia la obra entrará en funcionamiento en OCTubre de 1982.

b) Alternativa Galerías Filtrantes: (Ver cuadro 7.3.1b)

Se tendrán en cuenta los siguientes costos:

- Inversiones en infraestructura, en base al calendario de inversiones mostrado en el cuadro 7.1.3b.

c) Alternativa Propuesta:

Si comparamos los costos actualizados de ambas alternativas veremos que para cualquier tasa de actualización entre 5% y 8% la Alternativa del Emisor Sumergido - tiene menor costo actualizado que su contraparte.

Sin embargo, en este caso, la diferencia entre los costos de las dos alternativas es pequeña, aproximadamente tres millones de Soles en Agosto de 1981. Si existiese algún motivo técnico por el cual se prefiriese la alternativa de mayor costo, podría optarse por ella.

Es cierto que el emisor sumergido contaminará una zona de mar próxima a la descarga del emisor, zona que puede ser usada para la pesca deportiva ó para la recreación. Sin embargo, tampoco se puede garantizar que las descargas de las lagunas de oxidación no contaminarán la Playa La Laguna, frecuentada por bañistas. Como sabemos las lagunas de oxidación pueden llegar a remover como máximo un 80 a 90% de la DBO.

Como vemos ambas alternativas tienen sus desventajas, razón por la cual no se justifica escoger la alternativa de mayor costo. En consecuencia, se propone desarrollar la alternativa del Emisor Sumergido para eliminar las aguas servidas de la Ciudad de Mala.

**8. EVALUACION SOCIO - ECONOMICA DE
LA ALTERNATIVA SELECCIONADA**

8.1 Criterio Asumido:

En nuestro caso, en el que estamos analizando un servicio público, puede que no signifique mucho una evaluación puramente económica. Creo conveniente reproducir a continuación lo que dice al respecto el "Manual de Proyectos de Desarrollo Económico" publicado por las Naciones Unidas en 1958.

" Las consideraciones de naturaleza política suelen de desempeñar un papel decisivo en las prioridades de la inversión. Además, hay muchos proyectos destinados a abastecer servicios que no son materia de mercado y cuya demanda no se expresa en términos monetarios sino en peticiones ó gestiones de los grupos interesados ante los representantes edilicios ó parlamentarios. Tal es el caso de servicios como el alcantarillado, el alumbrado público y la pavimentación. En muchos de estos proyectos es difícil expresar los beneficios en términos monetarios aunque sea posible conocer sus costos con exactitud. En las decisiones influirán también consideraciones de orden político social". (1)

En el orden social se puede definir la conveniencia de un proyecto de agua y alcantarillado al establecerse con precisión a cuantos habitantes beneficiará. Con ésto se puede definir fácilmente el costo para dotar de agua y desague a un habitante.

(1) Naciones Unidas: "Manual de Proyectos de Desarrollo Económico .
1958 - Pág. 257.

A pesar de que el aspecto económico-financiero no es determinante al decidir la conveniencia de un proyecto de saneamiento, se pueden establecer índices relativos que nos ayuden a establecer que un proyecto es preferible a otro, en diferentes ciudades.

Entre estos índices es muy conocido el de la "Relación Beneficio-Costo". En el "Manual de Proyectos de Desarrollo Económico" se define como "el cociente de evaluación que se obtiene dividiendo los beneficios atribuibles al proyecto entre sus costos". (1) En otros casos se prefiere calcular el "Beneficio actualizado máximo" que se obtiene restando los costos actualizados de los beneficios actualizados.

Sin embargo, en el cálculo de los índices anteriores se introduce un error al tener que asumir una tasa de actualización definida, que no conocemos. Los índices variarán considerablemente según cual sea la tasa de actualización - que se asuma.

Otro índice, que no tiene este problema es la "Tasa Interna de Retorno". Veamos como la define el Ing^o Miguel Luis Leonvendagar:.

" El valor de la tasa de interés es una información que viene dada del equilibrio del mercado de capitales. Sin embargo, al existir distorsiones en este mercado el valor de la tasa de interés del

(1) Naciones Unidas: "Manual de Proyectos de Desarrollo Económico". - 1958 - Pág. 257.

mercado puede no reflejar la situación real de la economía y el criterio del beneficio actualizado máximo puede inducir a error en la comparación de operaciones de inversión.

Ante esta limitación de información de la tasa de interés real, nace la utilidad del concepto de rentabilidad y que corresponde a considerar a la tasa de interés como un parámetro en el cálculo del beneficio actualizado de una operación de inversión.

Si consideramos una operación de inversión que se desarrolla en un cierto tiempo y si, además, consideramos los gastos y retornos fijos, el beneficio actualizado de esta operación será una función de la tasa de interés considerada, ésto es:

$$B = B (i)$$

En estas condiciones, se define como tasa interna de retorno (ó tasa de rendimiento interno) de una operación de inversión a aquella tasa de interés ficticia que hace nulo el beneficio total actualizado de la operación. Si a éste valor ficticio de la tasa de interés lo designamos por r , tendremos:

$$B (r) = 0$$

Luego, la tasa interna de retorno de una operación de inversión corresponde a aquella de interés de mercado que haría la operación blanca, en la cual no se incurre en pérdidas ni se realizan ganancias. Ante el problema de la selección de alternativas, la tasa interna de retorno proporciona un marco de comparación cualitativo de las operaciones de inversión, ya que mientras más elevada es la tasa interna de retorno, mayor probabilidad tendrá de recuperar la inversión inicial y existe además, la posibilidad de efectuar una clasificación de las inversiones de acuerdo con la tasa interna de retorno, correspondiendo una mayor prioridad a aquellas operaciones con una mayor tasa interna de retorno.

La mayor ventaja de la tasa interna de retorno es que se establece una relación cualitativa entre la tasa interna de retorno y el valor de una operación, sin efectuar ninguna hipótesis sobre el valor real de la tasa de interés del mercado".(1).

Como vemos, la tasa interna de retorno es un índice único para cada proyecto, lo que nos permitirá catalogarlos de acuerdo a su prioridad.

El beneficio social del proyecto viene dado por el número de habitantes que sirve, a un costo por habitante de finido.

(1) Ing° Miguel Luis Leonvendagar: "Teoría de la Inversión".

8.2 Tarifas:

En la evaluación económica necesitamos definir los beneficios (económicos) del proyecto. El proyecto nos permitirá captar una serie de ingresos por concepto de la venta del agua tratada y el pago por el uso de las instalaciones para evacuar los desagües. La magnitud de estos ingresos - estará regida por la cantidad de usuarios y por las tarifas que se establezcan.

En la sección 3.5 se definieron las tarifas vigentes en Agosto de 1981 en Mala.

Por otro lado, el Ministerio de Vivienda y Construcción ha establecido las tarifas que deben cobrarse en todo el Perú, haciendo una diferenciación en base a la complejidad del sistema de agua. Se han establecido tres escalas tarifarias diferentes, siendo la más baja la Tipo 1 y la más alta la Tipo 3.

Dada la simplicidad del sistema de abastecimiento de agua de Mala, la escala que le corresponde es la Tipo 1, que se detalla a continuación:

Tarifas Tipo 1 (Agosto 1981)

	<u>FIJO</u>	<u>EXCESO</u>
- Doméstico hasta 20 m ³	S/. 16.14/m ³	S/. 22.04/m ³
- Comercial hasta 50 m ³	29.36	32.31
- Comercial hasta 30 m ³	27.88	29.36
- Industrial hasta 100 m ³	57.24	63.12
- Industrial hasta 60 m ³	51.37	57.24

Estas tarifas se recargan con un 30% por sistema de alcantarillado.

Si comparamos las tarifas que se están cobrando actualmente en Mala con la escala tarifaria Tipo 1 del MVC (recargada por sistema de alcantarillado), veremos que son muy parecidas. Consideraré, para los fines de este estudio, que las tarifas a cobrarse corresponden a la escala tarifaria Tipo 1 del MVC.

A fin de facilitar los cálculos será necesario definir una tarifa promedio para la Ciudad de Mala. Para lograr ésto debemos asumir algunos datos como ciertos.

Si consideramos que la densidad habitacional promedio de Mala es de 4.7 habitantes por vivienda (1), puede decirse que el consumo mensual por familia será de:

$$4.7 \text{ hab.} \times 150 \text{ lts/hab-día} \times 30 \text{ días} = 21,150 \text{ lts.}$$

Luego, la tarifa promedio a aplicarse por consumo doméstico será:

$$\frac{20 \times 16.14 + 1.2 \times 22.04}{21.2} = \text{S/. } 16.47/\text{m}^3$$

También si consideramos que el consumo comercial e industrial sobrepasará el máximo establecido, en cada caso, en un 10% en promedio; se pueden considerar como tarifas promedio las siguientes:

$$\text{- Comercial hasta } 50 \text{ m}^3 \quad \frac{1 \times 29.36 + 0.1 \times 32.31}{1.1} = \text{S/. } 29.63$$

$$\text{Comercial hasta } 30 \text{ m}^3 \frac{1 \times 27.88 + 0.1 \times 29.36}{1.1} = \text{S/}. 28.02$$

$$\text{Industrial hasta } 100 \text{ m}^3 \frac{1 \times 57.24 + 0.1 \times 63.12}{1.1} = \text{S/}. 57.78$$

$$\text{- Industrial hasta } 60 \text{ m}^3 \frac{1 \times 51.37 + 0.1 \times 57.24}{1.1} = \text{S/}. 51.90$$

Asumiendo que un 80% del consumo será doméstico, un 10% Comercial menor, un 5% Comercial mayor, un 3% industrial menor y un 2% Industrial mayor; la tarifa global promedio sera:

$$0.80 \times 16.47 + 0.10 \times 28.02 + 0.05 \times 29.63 + 0.03 \times 51.90 + 0.02 \times 57.78 \\ = \text{S/}. 20.17 \text{ m}^3$$

Además, por servicio de alcantarillado se cobrará un 30% adicional sobre la tarifa. Luego, la tarifa promedio correspondiente a agua potable más alcantarillado será:

$$\text{S/}. 20.17 \times 1.3 = \text{S/}. 26.22/\text{m}^3$$

8.3 Costo de la Solución Propuesta:

Para determinar el monto de la inversión se ha sumado a los costos de construcción del proyecto los costos derivados de la supervisión y de la elaboración del proyecto definitivo.

Los costos así calculados son los siguientes:

a) Agua Potable:

	1982	1988	1990
Elaboración del proyecto definitivo	9'000,000	---	---
Construcción	89'841,539	5'021,080	17'089,760
Supervisión	<u>2'695,246</u>	<u>150,632</u>	<u>512,693</u>
TOTAL	101'536,785	5'171,712	17'602,453

b) Alcantarillado:

	1982	1988	1990
Elaboración del proyecto definitivo	11'000,000		
Construcción	129'505,441	10'969,044	--
Supervisión	<u>3'885,163</u>	<u>329,071</u>	--
TOTAL	144'390,604	11'298,115	

8.4 Tasa Interna de Retorno:

Como se definió en la sección 8.1, la tasa interna de retorno es aquella que hace que el beneficio actualizado sea nulo.

Los costos vienen dados por los costos anuales de las soluciones propuestas, una de alcantarillado y una de agua potable, sumados año a año para tener un costo anual único que englobe ambos servicios.

Los beneficios vienen a ser los aportes de los usuarios por el uso de los servicios, calculados en base a la tarifa promedio y al volumen anual de agua facturado.

El volumen anual de agua facturado viene a ser el volumen anual entregado por el sistema disminuido en un porcentaje por agua no contabilizada. Este porcentaje representa las fugas en el sistema, las conexiones clandestinas y las lecturas erróneas de algunos medidores. En el presente estudio consideraré un porcentaje de agua no contabilizada relativamente bajo e igual al 15%.

En el cuadro 8.4a se muestra un resumen de los ingresos, egresos y saldos, año a año, correspondientes al proyecto de agua potable y alcantarillado. El volumen facturado (en miles de m^3) ha sido calculado como el 85% del volumen total consumido en cada año. El beneficio anual se obtiene multiplicando el volumen de agua facturado por la tarifa promedio = S/. 26.22/ m^3 , que incluye el 30% por servicio de alcantarillado.

Si analizamos la columna de saldos veremos que todos, salvo el del último año, son negativos. Esto quiere decir que la cantidad recaudada por consumo de agua no llega a cubrir, en la mayoría de los casos, ni siquiera los costos derivados de la operación y mantenimiento del sistema. Sería ridículo pretender hallar la tasa interna de retorno para estas condiciones ya que la deuda inicial se va incrementando año a año por los saldos negativos, en vez de irse amortizando. La situación que se ha presentado es resultado, principalmente, de las bajísimas tarifas que se cobran en toda la República.

C U A D R O 8. 4a

**Resumen de Egresos, Ingresos y Saldos
en Miles de Soles de Agosto 1981**

A Ñ O	Inversión en agua	Op. y Man Agua	Inversión en Alcan.	Op. y Man. Alcan.	Costo Anual	Volumen Factura do (x10 ³ m ³)	Beneficio Anual	Saldo * (Ben-Costo)
1982	101,537	2,141	144,391	150	248,219	66	1,730	- 246,489
1983		8,624		600	9,224	272	7,121	- 2,103
1984		8,685		600	9,285	280	7,330	- 1,955
1985		8,748		600	9,348	288	7,545	- 1,803
1986		8,813		600	9,413	296	7,767	- 1,646
1987		8,880		600	9,480	305	7,995	- 1,485
1988	5,172	8,949	11,298	600	26,019	314	8,229	- 17,790
1989		9,020		600	9,620	323	8,471	- 1,149
1990	17,602	9,094		600	27,296	333	8,720	- 18,576
1991		9,169		600	9,769	342	8,976	- 793
1992		9,248		600	9,848	352	9,239	- 609
1993		9,328		600	9,928	363	9,510	- 418
1994		9,412		600	10,012	373	9,791	- 221
1995		9,497		600	10,097	384	10,078	- 19
1996		9,585		600	10,185	396	10,372	+ 187
	124,311							

* Beneficio anual - Costo Anual.

Evidentemente, el presente proyecto no tendría justificación económica si se pretendiera cobrar las tarifas que han sido consideradas en el análisis anterior. Sin embargo, la justificación social del proyecto es inmensa, lo que lo hace necesario. A continuación haré los cálculos destinados a determinar la tarifa promedio mínima que debería cobrarse para que el proyecto tenga justificación económica. El disponer de esta tarifa "mínima" nos permitirá decidir la política a seguirse en lo que respecta a subsidios ó a una alza de tarifas, ó a una solución intermedia a las anteriores.

Para lograr lo anterior, antes que nada, debemos aceptar que una tasa de interés real del 6% es aplicable en un proyecto de este tipo.

El cálculo es bastante sencillo. Parte de la base que la suma de los costos actualizados debe ser igual a la suma de los beneficios actualizados. La suma de los costos actualizados (al 6%) es fácilmente calculable. Por otro lado, los beneficios dependen de una variable, que es el volumen facturado en cada año, y de una constante, que es la Tarifa Promedio (T) que estamos buscando. Si actualizamos el volumen facturado año a año tendremos:

$$\Sigma \text{ Costos Actualizados} = (\Sigma \text{ Volúmenes Facturados Actualizados}) \cdot T$$

$$T = \frac{\Sigma \text{ Costos Actualizados}}{\Sigma \text{ Volúmenes Fact. Actualizados}}$$

Los cálculos se muestran en el cuadro 8.4b. La tarifa promedio así calculada es:

$$T = \frac{360,166}{3,051} = S/. 118.05/m^3$$

Este valor ha sido verificado haciendo uso de una calculadora programable TI-59. El listado se muestra a continuación.

C U A D R O 8 . 4 b

**Cálculo de la Tarifa promedio Mínima
para una tasa de actualización = 6%**

A Ñ O	n	Costo Anual (x10 ³)	Volumen Facturado (x10 ³ m ³)	Factor de Actualización	Costo Actualiz. (x 10 ³)	Volumen Actualiz.
1982	0	248,219	66	1	248,219	66
1983	1	9,224	272	0.9434	8,702	257
1984	2	9,285	280	0.8900	8,264	249
1985	3	9,348	288	0.8396	7,849	242
1986	4	9,413	296	0.7921	7,456	234
1987	5	9,480	305	0.7473	7,084	228
1988	6	26,019	314	0.7050	18,343	221
1989	7	9,620	323	0.6651	6,398	215
1990	8	26,292	333	0.6274	17,126	209
1991	9	9,769	342	0.5919	5,782	202
1992	10	9,848	352	0.5584	5,499	197
1993	11	9,928	363	0.5268	5,230	191
1994	12	10,012	373	0.4970	4,976	185
1995	13	10,097	384	0.4688	4,733	180
1996	14	10,185	396	0.4423	4,505	175
				Σ	360,166	3,051

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Vemos que se han cumplido todos los objetivos establecidos para el presente estudio. Esto nos permitirá emprender el proyecto con la certeza de que se logrará dar los servicios que requiere la Ciudad, al menor costo y que cumplirá con todas las normas establecidas.

Las tarifas vigentes son sumamente bajas.

Los proyectos de agua potable y alcantarillado deben tener una justificación social mas que económica, la que se evaluará en base a la población servida por él.

El monto de la inversión inicial es significativo pero no determinante en la comparación de alternativas.

En el caso de tenerse dos alternativas con costos actualizados muy próximos, otros factores pueden primar sobre el factor económico.

Es recomendable hacer un estudio mas detallado del nivel de ingresos de la población de Mala para ver si ésta puede pagar enteramente los costos del servicio con tarifas mas altas que las que se cobran actualmente.

Se recomienda mantener el pozo existente operativo para que sirva como fuente alternativa en casos de emergencia.

En el presente estudio, que considera un período de diseño de 15 años, se están analizando las alternativas considerando que van a servir únicamente durante este tiempo; sin embargo, una puede tener una mayor vida útil que otra (caso del equipo de bombeo contra las galerías filtrantes y la línea de conducción), lo que resultaría en una mayor contribución al futuro proyecto de ampliación de los servicios.

Antes de proceder a la elaboración del proyecto a nivel de obra debe hacerse un estudio mas profundo de la fuente, ya que los estudios a nivel de factibilidad pueden ser muy confiables pero nunca deben tomarse como definitivos.

Se recomienda establecer un criterio definido en lo que respecta a la contribución del Estado, para poder uniformizar todos los estudios de factibilidad y así tener índices de rentabilidad comparables.

BIBLIOGRAFIA :

- AWWA : "Ground Water", 1973
- BABBIT and DOLAND : "Water Supply Engineering", 1931
- CORREA MILLER, FERNANDO: "Desarrollo Urbano de Lima Metropolitana"; Fórum Lima Año 2000. Nov. 1979
- FAIR, GEYER, OKUN : "Water and Wastewater Engineering" Tomo I, 1966
- HAMMER: MAC KICHAN : "Hydrology and Quality of Water Resources", 1981
- LEONVENDAGAR, MIGUEL L. : "Teoría de la Inversión, Ago. 1967
- LISLEY; FRANZINI : "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos" 1977
- MINIST. DE FOMENTO Y OBRAS PUBLICAS : "Memoria Descriptiva del Proyecto de Alcantarillado de la Ciudad de Mala", Junio 1966
- MINIST. DE VIVIENDA Y COSNTRUCCION : "Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado destinados a Localidades Urbanas", 1972
- :"Normas para la Formulación de Estudios de Pre-Inversión de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado", 1980
- NACIONES UNIDAS : "Manual de Proyectos de Desarrollo Económico", 1958
- NAVARRO PALMA, AUGUSTO : "Apuntes de Clase del Curso sobre Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", UNI, 1980
- ONERN : "Inventario, Evaluación y Uso Racional de los Recursos Naturales de la Costa, Cuencas de los Ríos Chilca, Mala y Asia", Set. 1976
- PAZ SILVA, LUIS : "Base Agrícola de Lima Metropolitana Año 2000"; Fórum Lima Año 2000, Nov. 1979.

INSTITUCIONES:

MINISTERIO DE AGRICULTURA Y ALIMENTACION:

- Dirección General de Aguas, Riegos é Irrigaciones; Archivo Técnico
- Oficina General de Catastro Rural

MINISTERIO DE VIVIENDA Y COSNTRUCCION:

- Dirección General de Obras Sanitarias
- Dirección de Asentamientos Humanos
- Dirección de Operación y Mantenimiento de Obras Sanitarias - Regional V - Mala.

OFICINA NACIONAL DE ESTADISTICAS Y CENSOS:

- Biblioteca

ONERN: Biblioteca

UNI : Biblioteca del Programa Académico de Ingeniería Sanitaria.