

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA SANITARIA



Tesis de Grado

MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE
ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
Y DE COLECCION, EVACUACION Y DISPOSICION DE
AGUAS SERVIDAS DE LA CIUDAD DE HUARAL

Presentado por:

Luis Chinen Chinen

PROMOCION 1968

Lima - Perú

1 9 7 8

PROYECTO DE GRADO

MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE ABASTECI
MIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE Y DE COLECCION,
EVACUACION Y DISPOSICION DE AGUAS SERVIDAS DE LA CIU-
DAD DE HUARAL.

Ex-Alumno : LUIS CHINEN CHINEN

PROGRAMA

El trabajo completo para optar el Grado de Ingeniero Sanitario consistirá en el estudio de la población y los servicios existentes y el proyecto para el mejoramiento y ampliación de los sistemas de abastecimiento y distribución de agua potable y de colección, evacuación y disposición de aguas servidas de la - ciudad de Huaral, de acuerdo al siguiente programa :

CAPITULO I

LA POBLACION Y SUS RECURSOS

1.- ASPECTOS GENERALES:

1.1.- Reseña Histórica.

1.2.- Climatología.

- 1.3.- Geología.
- 1.4.- Sismología.
- 1.5.- Topografía.
- 1.6.- Comunicaciones.
- 1.7.- Transporte.
- 1.8.- Facilidades Urbanas.
- 1.9.- Estado Sanitario General.

2.- ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS:

- 2.1.- Zona Económica.
- 2.2.- Recursos Naturales.
- 2.3.- Recursos Humanos.
- 2.4.- Actividades Económicas.
- 2.5.- Capacidad Económica.
- 2.6.- Planes y Programas de Desarrollo Económico y Social.

3.- DESARROLLO URBANO :

- 3.1.- Area.
- 3.2.- Desarrollo pasado (de población).
- 3.3.- Población actual.
- 3.4.- Distribución o zonificación actual.
- 3.5.- Areas disponibles para expansión.
- 3.6.- Tendencia de la expansión urbana.
- 3.7.- Previsiones del plan regulador.
- 3.8.- Probable desarrollo futuro de población.
- 3.9.- Población de saturación.

4.- RECURSOS ACUIFEROS :

4.1.- Agua Superficiales :

- 4.1.1.- Generalidades.
- 4.1.2.- Cursos principales.

- 4.1.3.- Régimen hidrológico.
- 4.1.4.- Programas de regularización.
- 4.1.5.- Forma actual de la distribución de aguas.
- 4.1.6.- Necesidades agrarias.
- 4.1.7.- Disponibilidad actual y/o futura de agua.
- 4.2.- Aguas del Subuelo :
 - 4.2.1.- Origen e hidrología general de la zona.
 - 4.2.2.- Utilización actual, rangos de rendimiento y tipos de pozos.
 - 4.2.3.- Potencial de utilización.

CAPITULO II

SITUACION ACTUAL DE LOS SERVICIOS

1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE :

1.1.- Abastecimiento :

- 1.1.1.- Sistema de aguas superficiales.
- 1.1.2.- Sistema de aguas subterráneas.

1.2.- Distribución :

- 1.2.1.- Elementos de almacenamiento.
- 1.2.2.- Líneas de aducción.
- 1.2.3.- Redes de distribución.

1.3.- Régimen de funcionamiento :

- 1.3.1.- Horas de servicio.
- 1.3.2.- Producción total de agua.
- 1.3.3.- Consumo medio resultante.

1.4.- Calidad del agua :

- 1.4.1.- En la fuente de agua superficial.
- 1.4.2.- En la fuente de agua subterránea.
- 1.4.3.- En las redes de distribución.

2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS :

2.1.- Efluente Cloacal :

- 2.1.1.- Voldmen tributario.
- 2.1.2.- Contribución media.
- 2.1.3.- Características del efluente.

2.2.- Colección y evacuación :

- 2.2.1.- Elementos primarios.
- 2.2.2.- Colectores principales.
- 2.2.3.- Emisor.

2.3.- Disposición final :

- 2.3.1.- Planta de tratamiento.
- 2.3.2.- Cuerpo receptor.

3.- ADMINISTRACION, OPERACION Y MANTENIMIENTO :

3.1.- Entidad explotadora :

- 3.1.1.- Organización .
- 3.1.2.- Funciones.
- 3.1.3.- Personal.

3.2.- Servicios domiciliarios :

- 3.2.1.- Conexiones existentes .
- 3.2.2.- Clasificación.
- 3.2.3.- Relación con la población actual.

3.3.- Aspecto financiero :

- 3.3.1.- Tarifas vigentes.

- 3.3.2.- Sistema de cobranza.
- 3.3.3.- Montos de facturación y cobranza.

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES :

- 4.1.- Conclusiones.
- 4.2.- Recomendaciones.

CAPITULO III

BASES DEL PROYECTO

1.- GENERALES :

- 1.1.- Introducción.
- 1.2.- Período de diseño.
- 1.3.- Área de servicio.
- 1.4.- Población de servicio.
- 1.5.- Densidades de saturación.

2.- SISTEMA DE AGUA POTABLE :

- 2.1.- Datos básicos de diseño :
 - 2.1.1.- Dotación(es).
 - 2.1.2.- Variaciones de consumo.
 - 2.1.3.- Caudales de diseño.
 - 2.1.4.- Dotación promedio.
 - 2.1.5.- Combate de siniestros de incendio.
 - 2.1.6.- Almacenamiento de regulación y reserva.

3.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS :

- 3.1.- Datos básicos de diseño :
 - 3.1.1.- Volúmenes de contribución.
 - 3.1.2.- Variaciones de flujo.

3.1.3.- Caudales.

3.1.4.- Características de los desagües.

CAPITULO IV

PROYECTO DE MEJORAMIENTO Y AMPLIACION :

1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE :

1.1.- ABASTECIMIENTO :

1.1.1.- Solución recomendada.

1.1.2.- Instalaciones previstas.

1.1.3.- Características generales.

1.2.- DISTRIBUCION :

1.2.1.- Reservorio(s).

1.2.2.- Líneas de aducción.

1.2.3.- Redes de distribución.

1.3.- ESPECIFICACIONES TECNICAS :

1.3.1.- Tuberías.

1.3.2.- Obras civiles.

1.3.3.- Obras especiales.

1.4.- METRADOS Y PRESUPUESTOS

2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS :

2.1.- COLECCION Y EVACUACION :

2.1.1.- Sistema adaptado.

2.1.2.- Redes de colección.

2.1.3.- Emisor.

2.2.- DISPOSICION :

2.2.1.- Solución recomendada.

2.2.2.- Instalaciones previstas.

2.2.3.- Características generales.

2.3.- ESPECIFICACIONES TECNICAS :

2.3.1.- Tuberías.

2.3.2.- Obras civiles.

2.3.3.- Obras especiales.

2.4.- METRADOS Y PRESUPUESTOS.

INTRODUCCION

El tema del presente trabajo, titulado " MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE Y DE COLECCION, EVACUACION Y DISPOSICIÓN DE AGUAS SERVIDAS DE LA CIUDAD DE HUARAL", comprende el estudio y análisis de la población y sus recursos y la situación actual de los servicios de agua Potable y Alcantarillado, la determinación de las bases para el proyecto de mejoramiento y ampliación de los servicios mencionados y el desarrollo del proyecto.

El proyecto en sí contempla la reestructuración general de los elementos principales de los servicios de Agua Potable y Alcantarillado, de forma tal que puedan servir a la población en forma adecuada, sin desmedro de la salud y la elevación del nivel de vida del capital humano, ajustándose a las ampliaciones progresivas de la ciudad, previstas por el Plan de Desarrollo Urbano para los próximos 20 años.

Las razones por las cuales el suscrito ha elegido la ciudad de Huaral para efectuar esta Tesis de Grado, han sido motivadas por los numerosos años de residencia en la localidad, durante los cuales ha podido palpar las deficiencias de éstos dos servicios de tan vital importancia para el desarrollo social-económico de la población, y con la esperanza de que el presente trabajo pueda constituir un aporte para su mejoramiento.

El Autor

INDICE POR CAPITULOS.

	Pag. Nº
- CAPITULO I LA POBLACION Y SUS RECURSOS:	1
- CAPITULO II SITUACION ACTUAL DE LOS SERVICIOS:	29
- CAPITULO III BASES DEL PROYECTO:	59
- CAPITULO IV PROYECTO DE MEJORAMIENTO Y AMPLIACION:	83

CAPITULO I

LA POBLACION Y SUS RECURSOS

- 1.- ASPECTOS GENERALES
- 2.- ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS
- 3.- DESARROLLO URBANO
- 4.- RECURSOS ACUIFEROS

CAPITULO I

A.- LA POBLACION Y SUS RECURSOS

1.- ASPECTOS GENERALES

1.1.- Reseña Histórica.- La ciudad de Huaral, capital del Distrito y Provincia del mismo nombre, del Departamento de Lima, se encuentra ubicado en la margen derecha del río Chancay, a 12 Km. del Océano Pacífico y a 77 Km. , al Norte de la Capital de la República. Su posición en el centro del valle de Chancay la ha permitido desarrollarse de tal manera que hoy constituye el centro poblado de mayor importancia en la zona, habiendo merecido por tal motivo, su reconocimiento como capital del Distrito y a la vez de la Provincia, a la que pertenece.

El Distrito en sí, deba su creación a una Ley que data del 31 de Octubre de 1890. Fue formada con el pueblo de Huaral, que se dedujo del Distrito de Chancay y con el íntegro del Distrito de Aucallama, que por consiguiente perdió su condición de tal, no obstante haber sido uno de los Distritos más antiguos del Perú y ser reconocido con todos sus caseríos (Posteriormente, Aucallama recuperó nuevamente su categoría de Distrito en el año de 1940).

La Provincia de Huaral, es de formación reciente, y debe su creación al Decreto Ley Nº 21488 del 11 de Mayo de 1976, cuyo texto considera que el Distrito de Huaral ha alcanzado un notable desarrollo y que por su unidad geográfica y económica con los Distritos adyacentes, pueden conformar una nueva Provincia, cuya capital será la ciudad de Huaral.

Los Distritos que forman la nueva Provincia Huaral son : Huaral, Chancay, Aucallama y Huarí que pertenecían a la Provincia de Chancay, y Lamquián, San Miguel de Acos, 27 de Noviembre, Pcaraos, Santa Cruz de Andamarca, Atavillos Alto, Atavillos Bajo, y Sunibilca, que pertenecían a la Provincia de Canta.

Los límites de la Provincia, son los que resultan de los doce Distritos que la integran.

1.2.- Climatología.- La climatología del valle presenta las características típicas de la Costa Central, con temperaturas moderadas, alta nubosidad, alta humedad relativa y casi nula precipitación pluviométrica, habiéndose registrado en los últimos años, los siguientes valores promedios :

Temperatura.- La temperatura media anual es de 19.1 °C y la mínima media a 15.3 °C.

El valor máximo medio, se observa en el mes de Marzo con 27.4 °C. y el mínimo medio más bajo, entre los meses de Setiembre y Octubre con 11.0 °C.

Precipitación.- La precipitación anual totaliza, un promedio 11.5 m.m. al año distribuyéndose la mayor cantidad entre los meses de Junio a Noviembre y cayendo en forma de llovizna o garúa la mayor parte.

Humedad.- La humedad relativa media oscila alrededor de 90 %.

Nubosidad.- La inselación entre Mayo y Diciembre, es inferior a 100 horas; en verano entre Enero y Abril, es superior a 200 horas.

Vientos.- Los vientos predominantes son de dirección Sur Oeste.

1.3.- Geología.- En el valle aflora una secuencia estratigráfica-volcánica sedimentaria, habiéndose determinado una nueva formación en base a caracteres fenomísticos, de edad Albiano medio a superior a la que se le ha dado el nombre de " Formación Chancay ". Esta formación ha sido dividida en dos miembros :

- a) Miembro inferior (sedimentos marinos intercalados con flujos volcánicos y con un espesor de 302 m.) compuesto de lutitas, granvacas y módulos calcáreos, con estructuras con slump intercalados con flujos volcánicos.
- b) Miembro superior (volcánico compuesto principalmente con derrames andecíticos y brechas piroclásticas, con un espesor aproximado de 1,500 m.

La secuencia descrita forma una suave estructura homoginial, afectada por fallas monocales de pequeños desplazamientos cuyo rumbo es N 30° ó con buzamiento hacia el Sur.

Toda esta secuencia volcánica sedimentaria fué depositada en la faja geosinclinal andina del mesozoico donde hubo actividad volcánica y períodos de deposición marina. La presencia de granvacas denota cercanía de la Costa a una faja orogénica.

Las rocas plutónicas del Batolite de la Costa, ocupan aproximadamente el 55% del valle y están representados principalmente por dioritas cuaríferas, que intruyen en las facies volcánicas sedimentarias.

De lo expuesto anteriormente, se deduce que la cuenca del río Chancay permite la utilización técnica y sistemática de sus recursos acuíferos subterráneos, ya que el valle está formado por clastos de material pluvial con un alto índice de permeabilidad, por donde circulan las aguas freáticas en dirección del mar, acumulándose en las partes bajas debido a la presencia de los cerros Motatón y las Minas que con las formaciones rocosas de sus

estribaciones actúan como un gran tapón.

1.4.- Sismología.- Desde el punto de vista sísmico, el Territorio Nacional pertenece al bien conocido Círculo Circumpacífico, que comprende las regiones de mayor actividad sísmica en el mundo y por ende se halla sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero dentro del territorio hay zonas que se diferencian por la mayor o menor frecuencia de estas; así tenemos que en forma tentativa se ha dividido al Territorio Nacional en tres regiones sísmicas :

Región 1.- Comprende la región de Arequipa y sus alrededores, cercanos a la falla de San Agustín, y es la región mayormente afectada por los fenómenos telúricos.

Región 2.- Que comprende toda la Costa, la Sierra y la ceja de Selva, exceptuando la parte clasificada en la región 1; también se considera en esta región, parte de la Selva Central. En esta región la intensidad de los sismos es casi siempre menor que la de la Región 1, y aunque se presentan con mucha frecuencia, la mayoría casi no son percibidas por las personas.

Región 3.- Comprende la región selvática, exceptuando la parte comprendida en la Región 2, y es la zona en que la frecuencia de los sismos es casi nula.

El valle en estudio pertenece a la Región 2, pero pese a ello en sus caracteres estructurales no se identifican rasgos sobre fenómenos de tectonismo que hayan influido en la estructura geológica de la zona, solo se ha podido encontrar alguna que otra falla de relativa importancia.

1.5.- Topografía.- La topografía de la localidad en general, se podría decir que es casi plana, con una pendiente pro

medio de 1.5% de Norte a Sur y de Este a Oeste. Hay algunos cerros que se levantan en forma aislada; pero esto no ocasionaría problemas para el diseño de redes de agua e desagüe por cuanto se encuentran fuera del radio urbano.

La altura promedio de la localidad es de más o menos 150 m. sobre el nivel del mar.

1.6.- Comunicaciones.- La ciudad de Huaral, por estar cerca de la capital del país, podría decirse que tiene todas las facilidades de comunicación, ya que por vía aérea - podría hacerlo mediante el aeropuerto internacional "Jorge Chávez" de Lima; por vía marítima por el puerto de Chancay, y a nivel internacional por el puerto del - Callao o Huacho que están relativamente a corta distancia; por vía terrestre se comunica con la sierra mediante carreteras afirmadas, y con Lima y las demás ciudades de la Costa por medio de la carretera Panamericana, para lo cual hay líneas tanto de ómnibus como de automóviles que cubren el recorrido en menos de una hora a las ciudades vecinas más importantes como son Lima y Huacho.

También cuenta con otros medios de comunicación como la oficina de correos y telecomunicaciones, la central telefónica y dos emisoras de radio local.

1.7.- Transportes.- Entre las principales vías de transporte que dan acceso a la ciudad podemos mencionar :

La carretera totalmente asfaltada que se desprende de la variante Pasamayo, a la altura del Km. 64 y llega a la ciudad con una longitud de 11.5 Km.

La carretera igualmente asfaltada que une a las ciudades de Chancay y Huaral, con una longitud de 11 Km. - Esta vía en su inicio intersecciona a la carretera Panamericana.

La vía asfaltada que une a la ciudad con la Hda. Huanedo, con una longitud de 2.5 Km.

Además existen varios ramales afirmados y numerosas -
trochas carrozables que unen a la ciudad con los dife-
rentes centros poblados aledaños, haciendola por tan-
to, bastante accesible desde cualquier punto del va-
lle.

1.8.- Facilidades Urbanas.- La ciudad de Huaral, por consti-
tuir el centro comercial del valle, es el poblado de ma-
yor importancia y cuenta con casi todas las facilidades
urbanas requeridas; así tenemos que cuenta con :

Servicio de Agua Potable y Alcantarillado, a cargo de
la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministe-
rio de Vivienda y Construcción.

Servicio de Energía Eléctrica.

Servicios de salud, a través de postas médicas, ofici-
nas del Área de Salud, clínicas y consultorios parti-
culares.

Centros de educación públicas y particulares, siendo -
las más importantes para la educación secundaria los
colegios: "Andrés de los Reyes", "Nuestra Señora del -
Cármén", "Moderno", "María Reyna", etc.

Centros de Administración Pública y Religiosa como
La Municipalidad, Juzgado de Paz, Puesto de Guardia -
Civil, Iglesia con casa parroquial, etc.

- Centros de Ahorro y Crédito como: Banco de la Nación,
de Crédito, Popular, Internacional, Agropecuario, Co-
operativa San Isidro, Sociedad de Auxilios Mutuos, etc.
Centros de Recreación y Esparcimiento como: El Estadio
Municipal, Clubs Sociales y deportivos, dos salas de -
cine coliseos de arte vernacular, etc.

1.9.- Estado Sanitario General.- Las condiciones sanitarias de
la ciudad, en cuanto se refiere a los servicios de abaste-
cimientos de agua y evacuación de aguas servidas, se en-
cuentran en malas condiciones, por motivos que se expon-
drán posteriormente, siendo a opinión de las autoridades
de salud competentes, causa principal de la mayoría de

las enfermedades hídricas que se presentan.

2.- ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS.

2.1.- Zona Económica.- La zona económica de Huaral, podríamos decir que comprende toda la extensión del valle, pues tanto por su ubicación como por el desarrollo alcanzado en la actualidad y las facilidades urbanas con que cuenta, la han constituido en el centro económico a nivel del valle, que comprende en el aspecto agrícola, las siguientes extensiones :

Superficie de cultivo en el distrito de :	
Huaral :	12,210.87 Has.
Chancay y Aucallama :	8,678.13 "
Total :	20,889.00 Has.

2.2.- Recursos Naturales.- Uno de los recursos naturales más importantes es el suelo, ya que otros como la minería, potencial hidráulico, etc. están limitados a las zonas más alejadas de la Sierra.

2.3.- Recursos Humanos.- Para la evaluación de los recursos humanos, se han obtenido del último censo a nivel nacional, los siguientes datos :

- Población total.- En el año de 1972 la población total - en el valle de Huaral - Chancay fué de 65,144 habitantes distribuidos de la siguiente forma :

Población Urbana Año 1,972

Localidad	Hombres	Mujeres	TOTAL
Distrito de Aucallama	1,383	1,094	2,477
" " Chancay	5,261	4,804	10,065
" " Huaral	<u>10,196</u>	<u>9,764</u>	19,960
TOTAL :	<u>16,840</u>	<u>15,662</u>	32,502

Población Rural - Año 1,972

Localidad	Hombres	Mujeres	Total
Distrito de Aucallama	3,060	2,490	5,550
" " Chancay	5,720	4,917	10,637
" " Huaral	<u>8,944</u>	<u>7,511</u>	<u>16,455</u>
TOTAL :	17,724	14,918	32,642

Población Total - Año 1,972

Localidad	Hombres	Mujeres	Total
Distrito de Aucallama	4,443	3,584	8,027
" " Chancay	10,981	9,721	20,702
" " Huaral	<u>19,140</u>	<u>17,275</u>	<u>36,415</u>
TOTAL :	34,564	30,580	65,144

Población Económicamente Activa

De 6 a más año de edad - Año 1972

Localidad	Urbana	Rural	Total	%
Distrito de Aucallama	992	1,982	2,974	37.05
" " Chancay	2,782	3,082	5,864	28.32
" " Huaral	<u>5,679</u>	<u>5,578</u>	<u>11,257</u>	<u>30.91</u>
TOTAL :	9,453	10,642	20,095	

2.4.- Actividades Económicas.- El mayor porcentaje de la población principalmente rural se dedica a la agricultura y en menor - proporción a la avicultura; sigue en importancia a estas el comercio local, que está limitado a la zona urbana, y el comercio intenso con la Sierra y la capital de la República, - habiendose constituido Huaral en uno de sus principales abas tecedores de frutales y productos de pan llevar.

En menor proporción, los pobladores se dedican a la pequeña

industria (producción de licores, embutidos, construcción de muebles, hojalatería, talabartería, fabricación de hielos y helados, etc.)

Hay también considerable número de albañiles, mecánicos, oficinas, peacadores, etc.

En resumen, es muy numeroso y variado las actividades a que se dedica la población, lo cual trae como consecuencia que sea muy reducida la emigración, produciéndose ésta casi solamente en los elementos jóvenes hacia la capital en busca de centros superiores de enseñanza.

2.5.- Capacidad Económica.- Dada la alta productividad del suelo del valle, el intenso movimiento comercial que se desarrolla en la ciudad y los numerosos y variados tipos de actividades existentes, se ha observado que un alto porcentaje de la población posee una capacidad económica bastante cómoda, lo cual se ve reflejado por :

La gran cantidad de vehículos motorizados como automóviles, camiones, tractores, etc. que se observan en la localidad. Numerosos almacenes y tiendas comerciales en los que abundan utensilios eléctricos y mecánicos (radios, televisores, refrigeradoras, cocinas, etc.) de gran demanda.

La gran afluencia de gente a los espectáculos (cinemas, estadio, coliseos, etc.)

Ferias dominicales en la que los pequeños y medianos agricultores realizan la venta directa de sus productos con bastante demanda.

Numerosos hoteles y alojamientos de diferentes categorías.

Construcciones de viviendas modernas y zonas residenciales.

2.6.- Planes y Programas de Desarrollo Económico y Social.- Entre los principales proyectos futuros que se tienen para el desarrollo económico podemos citar: el Proyecto del Reservorio de Huereque y los planes de mejoramiento y construcción de las represas en las lagunas que originan el río Chancay, con la

finalidad de cubrir el déficit de aguas de riego en épocas de sequía y también para irrigar grandes extensiones de tierra que actualmente se encuentran eriazas.

Para el desarrollo social, se proyecta reubicar y modernizar el mercado de abastos, construir un nuevo estadio, ejecutar los planes viales propuestos, habilitar nuevas áreas verdes, etc.

3.- DESARROLLO URBANO

3.1.- Area.- El área urbana de la ciudad de Huaral en la actualidad es de aproximadamente 180 Has., siendo el trazado de sus calles de tipo danero y dispuestas alrededor de la plaza de armas, con un ancho promedio de calles de 10.00 m.; aproximadamente el 40% de ellas se encuentran asfaltadas, 10% empedradas, 5% con pavimento de concreto y el resto está solamente afirmado. La mayor parte cuenta con veredas de concreto simple. En la parte central y al Oeste de la ciudad (principalmente en las urbanizaciones "Residencial"), la mayoría de las construcciones son de dos y tres pisos, de material noble y de acuerdo a las normas arquitectónicas modernas. En el Oeste, que constituye aproximadamente el 40% de la población, las casas son de adobe con techos de madera y barro y pisos de tierra o concreto simple, siendo la distribución interior sin ningún criterio técnico y mal ubicados los servicios sanitarios.

3.2.- Desarrollo Pasado.- (De población).- Para el año de 1940, la población urbana de Huaral, era de 5,012 habitantes, y en un lapso de 21 años, hasta el censo de 1961, la ciudad llegó a duplicar su población. Posteriormente, entre el censo de 1961 al de 1972, lapso de 11 años, casi ha duplicado su razón de crecimiento como puede verse -

vase del cuadro siguiente que indican las cifras obtenidas en los censos mencionados.

AÑO	POBLACION
1,940	5,012 Hab.
1,961	11,481 "
1,972	20,331 "

3.3.- Población Actual.- De las cifras obtenidas en la Municipalidad sobre el incremento poblacional de la zona urbana entre los años 1,972 a 1,976, considerando de escasa importancia la incidencia de la migración sobre estas cifras y tomando como base los resultados del último Censo Nacional, se estima que la población actual de la ciudad es de aproximadamente 25,000 hab.

3.4.- Distribución o Zonificación actual.- Actualmente en la Ciudad, se pueden observar hasta 3 zonas bien definidas :

- a) Zona de comercio intensivo.- Esta zona está ubicada en la parte central y se extiende a partir de la Plaza de Armas, por toda la calle derecha, Av. Solar y 28 de Julio.
- b) Zona urbana de mayor densidad.- Rodea la zona de comercio y está formada al igual que esta, por la zona más antigua de la población.
- c) Zona de viviendas unifamiliares.- Está formada por las viviendas de la periferia y las construcciones que se han levantado en las nuevas urbanizaciones.

3.5.- Áreas disponibles para Expansión.- La delimitación del área urbana considerada como expansión futura ha sido definida tomando como base el Plano Regulador propuesto por la Dirección General de Desarrollo Urbano, aprobado por ORDEZA, y contempla una extensión de 300 Has. distribuidas de acuerdo a la zonificación de usos de tierra y a la forma en que se ha venido desa

rollando la ciudad, de la siguiente manera :

- La zona comercial o núcleo de comercio en la parte central, - formando el eje de la ciudad.
- La zona de vivienda o zona urbana de más alta densidad se ubi ca rodeando la zona de comercio.

La zona industrial y zona de comercio intensivo o mayorista,- según el plano, se observa al Nor-Este, donde actualmente se encuentra la fábrica Industrial y terreno de cultivo.

Por último, la zona semi-rústica o de vivienda unifamiliar se ubica en la periferia de la ciudad.

Las áreas correspondientes a cada una de las zonas mencionadas, puede observarse en el cuadro siguiente :

Distribución General de Zonificación

Zonificación	Extensión	Porcentaje
Area de Vivienda	148 Has.	49.3 %
" " Comercio	23 "	7.7 %
" " Industrias	13 "	4.4 %
" Semi-rústicas	116 "	38.6 %
TOTAL :	300 Has.	

3.6.- Tendencia a la Expansión Urbana.- Actualmente se nota una marcada tendencia de expansión tanta hacia el Oeste, en forma paralela a la carretera que va a la ciudad de Chancay, como hacia el Norte, que presentan amplias zonas para la expansión y cuentan ya con facilidades urbanas como trazos de calles definidas y algunos sectores con luz, agua potable y alcantarillado. Hacia el Este y Sur de la ciudad, la expansión se presenta un tanto restringida por la existencia de numerosos predios agrícolas de pequeña extensión y de muy baja productividad pecuniaria, pero que se estima, formarán parte del núcleo

urbano a mediano plazo.

3.7.- Previsiones del Plan Regulador.- Entre los principales planteamientos que propone el Plan Regulador para lograr la estructuración urbana de la ciudad, se pueden citar :

Zonificación de toda el área considerada dentro de los límites de expansión a fin de regular el desarrollo urbano conformando zonas de características semejantes.

Estructuración del esquema vial, mediante la ejecución de una vía de evitamiento en forma tangencial al lado Sur de las áreas de expansión propuestas y la remodelación de las dos vías perpendiculares que conforman los ejes troncales : Norte - Sur (AV. Dos de Mayo-Av. Ferrocarril) y Este-Oeste (Calle Derecha-Carretera Chancay, Julio C. Tello).

Distribución de núcleos de equipamiento y habilitación de nuevas áreas verdes y de recreación, etc.

3.8.- Probable Desarrollo Futuro de Población.- Para calcular el probable desarrollo futuro de población, se ha analizado los resultados obtenidos por cuatro métodos y la tendencia de las curvas respectivas.

Los métodos que se han empleado son :

Aritmético, Geométrico, Parábola de 2º Grado y Comparativo, tomando como base los resultados de los 3 últimos Censos Nacionales.

- Método Aritmético :

$$\text{Fórmula: } P_f = P_o + r (T_f - T_o)$$

$$r = \frac{P_f - P_o}{T_f - T_o}$$

$$T_f - T_o$$

Donde : P_o = Población genérica.

P_f = Población final.

$T_f - T_o$ = Tiempo en años.

r = Razón de Crecimiento.

$$T_0 = 1,940 \qquad P_0 = 5,012 \text{ hab.}$$

$$T_f = 1,961 \qquad P_f = 11,481 \text{ hab.}$$

$$r' = \frac{11,481 - 5,012}{1,961 - 1,940} = \frac{6,469}{21} = 308 \text{ hab/año}$$

$$T_0 = 1,961 \qquad P_0 = 11,481 \text{ hab}$$

$$T_f = 1,972 \qquad P_f = 20,331 \text{ "}$$

$$r' = \frac{20,331 - 11,481}{1,972 - 1,961} = \frac{8,850}{11} = 804 \text{ hab/año}$$

$$r' = \frac{308 + 804}{2} = 556 \text{ hab/año.}$$

Entonces :

$$P_{1,977} = 20,331 + 556 \times 5 = 23,111 \text{ hab.}$$

$$P_{1,987} = 20,331 + 556 \times 15 = 28,671 \text{ "}$$

$$P_{1,997} = 20,331 + 556 \times 25 = 34,231 \text{ "}$$

- Método Geométrico :

$$\text{Fórmula : } P_f = P_0 \times (1 + r)^{T_f - T_0} \qquad (1 + r) = q$$

$$q = \left(\frac{P_f}{P_0} \right)^{1/(T_f - T_0)}$$

Donde : P_0 = Población genérica

P_f = Población final

$T_f - T_0$ = Tiempo en décadas

q = Razón de crecimiento

$$T_0 = 1,940 \qquad P_0 = 5,012 \text{ Hab.}$$

$$T_f = 1,961 \qquad P_f = 11,481 \text{ "}$$

$$q = \left(\frac{11,481}{5,012} \right)^{1/2.1} = 2.29^{1/2.1} = 1.48$$

$$T_o = 1,961 \quad P_o = 11,481 \text{ hab.}$$

$$T_p = 1,972 \quad P_p = 20,331 \text{ "}$$

$$q'' = \left(\frac{20,331}{11,481} \right)^{1/1.1} = 1.77^{1/1.1} = 1.68$$

$$q = \frac{1.48 + 1.68}{2} = 1.58$$

Entonces :

$$P_{1,977} = 20,331 \times 1.58^{0.5} = 25,556 \text{ hab.}$$

$$P_{1,987} = 20,331 \times 1.58^{1.5} = 40,378 \text{ "}$$

$$P_{1,997} = 20,331 \times 1.58^{2.5} = 63,797 \text{ "}$$

- Método de la Parábola de 2º Grado :

Fórmula : $y = Ax^2 + Bx + C$ (Mínimo 3 datos)

Donde : $y =$ Población genérica

$x =$ Tiempo en años

A, B y C = Constantes.

$$P_{1,940} = 5,012 \text{ hab.} \quad x = 0$$

$$P_{1,961} = 11,481 \text{ "} \quad x = 21$$

$$P_{1,972} = 20,331 \text{ "} \quad x = 32$$

$$x = 0 \quad y = 5,012 = C \quad \text{(I)}$$

$$x = 21 \quad y = 11,481 = A(21)^2 + B(21) + 5,012 \quad \text{(II)}$$

$$x = 32 \quad y = 20,331 = A(32)^2 + B(32) + 5,012 \quad \text{(III)}$$

Resolviendo (II) y (III) : $A = 15.51$

$$B = 17.66$$

$$: \quad y = 15.51x^2 - 17.66x + 5,012$$

Entonces :

$$P_{1,977} = 15.51 (37)^2 - 17.66 (37) + 5,012 = 25,592 \text{ hab.}$$

$$P_{1,987} = 15.51 (47)^2 - 17.66 (47) + 5,012 = 38,443 \text{ "}$$

$$P_{1,997} = 15.51 (57)^2 - 17.66 (57) + 5,012 = 54,398 \text{ "}$$

- Método Comparativo:

Para este fin se ha elegido la ciudad de Huacho, por ser la que reúne mayor afinidad con Huaral, y porque teniendo actualmente mayor población, del análisis de su desarrollo, puede determinarse resultados aceptables.

Los tres últimos Censos Nacionales dan para la ciudad de Huacho, las siguientes poblaciones :

Censo 1,940	12,993 hab.
" 1,961	22,806 "
" 1,972	36,697 "

Así, adoptando la tendencia de la curva originada por estas cifras para la ciudad de Huaral, tendríamos :

$$P_{1,977} = 25,000 \text{ hab.}$$

$$P_{1,987} = 38,200 \text{ "}$$

$$P_{1,997} = 59,600 \text{ "}$$

- Curva Adoptada.-

De los resultados obtenidos por los cuatro métodos estudiados y el gráfico correspondiente, podemos decir :

La curva trazada según el método aritmético, se ha estudiado solo con fines comparativos, por cuanto estudios realizados a

nivel nacional e internacional sobre el crecimiento de población urbana de ciudades latino-americanas, indican que estas se producen de acuerdo a progresiones geométricas. Además los factores socio-económicos muy favorables que se observan con Huaral, la presentan como una ciudad joven y en pleno crecimiento y no como una ciudad en decadencia.

Las curvas trazadas por los tres Métodos restantes presentan notoria similitud, por tanto, teniendo en cuenta que sea cual fuere el método que se utilice en la predicción del desarrollo poblacional con respecto al tiempo, la incertidumbre siempre persiste, la adopción de cualquiera de estas curvas presentarán similares rangos de certeza.

Para los efectos del presente estudio, se ha adoptado la curva obtenida por el método comparativo, que para los próximos 20 años da las siguientes poblaciones :

	<u>POBLACION</u>
1,977	25,000
1,987	38,200
1,997	59,600

3.9.- Población de Saturación.- De acuerdo a la población futura calculada y en base a las densidades y áreas de saturación fijadas por el Plan Regulador, con ligeras modificaciones, las poblaciones de saturación por zonas serán las siguientes:

<u>Zona</u>	<u>Area</u>	<u>Dens.de Sat.</u>	<u>Poblac. de Sat.</u>	
Urbana	148 Ha.	250 hab/Ha.	37,000	Hab.
Semifústica	116 "	140 " "	16,240	"
Comercial	23 "	220 " "	5,060	"
Industrial	13 "	100 " "	1,300	"
TOTAL :	300 "		59,600	"

4.- RECURSOS ACUIFEROS.-

4.1.- Aguas Superficiales:

4.1.1.- Generalidades.- Las aguas superficiales del valle tienen su origen principalmente en las lluvias que se producen en la parte alta de la cuenca o quebrada, las cuales junto a las aguas de las lagunas, así como de los deshielos las de desagües y de infiltración de regadío, son colectadas por el río Carac, el río Baños y el Quiles, etc. para formar el río Chancay que actúa como una gran dren corriendo a lo largo del valle y después de abastecer a las zonas de sus márgenes desemboca al Océano Pacífico.

La cuenca de este río abarca un área de 2,900 Km²., que representa aproximadamente el 0.22 % de la superficie total del territorio nacional, y está ubicado en el Dpto. de Lima entre los paralelos: 11°01' y 11°38' de Latitud Sur y los meridianos : 76°29' y 77°16' de Longitud Oeste.

Limita por el Norte con la cuenca del río Huaura, por el Sur con la cuenca del río Chillón, por el Este con la cuenca del río Mantaro y por el Oeste con el litoral peruano.

Su forma es más o menos rectangular; su mayor ancho de Este a Oeste es de 75 Km.; su mayor largo de Norte a Sur es de 46 Km.

4.1.2.- Cursos Principales.- El Sistema hidrográfico se encuentra formado por los siguientes ríos :

Río Baños.- Nace en la Laguna de Aguashamán, que es alimentada por cursos de agua provenientes de las alturas del cerro Mariaco y la Laguna de Vilaacochoa.

Río Quiles.- Nace en la Laguna de Verdecocha sobre los 5,000 m. de altura, con el nombre de Ragrampi, con dirección Sureste-Noroeste; en su trayecto recibe las

aguas provenientes de la laguna de Acococha y otras - para formar el río Quiles, que posteriormente se une al río Baños.

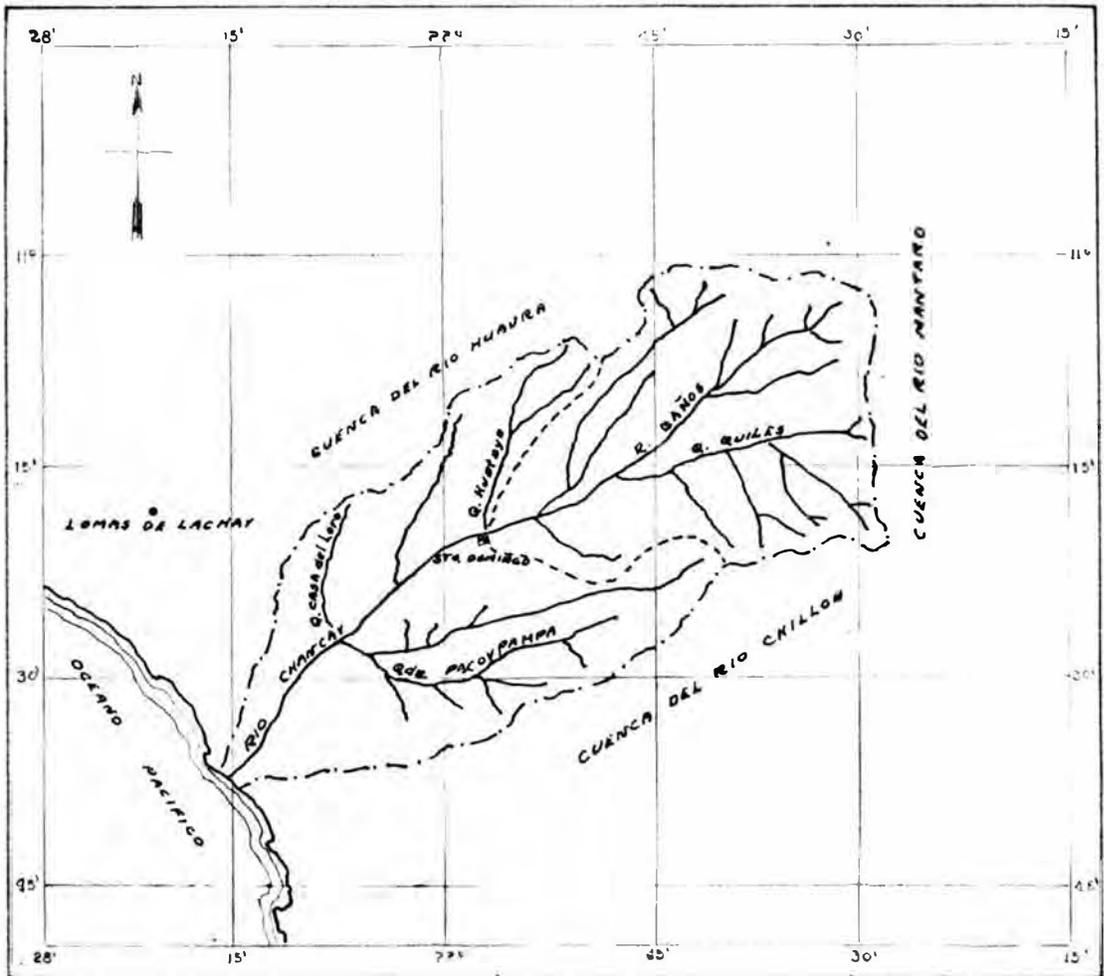
- Río Acos.- Se forma de la confluencia de los ríos Baños y Quiles, y en su recorrido de dirección Este-Nor este a Oeste-Suroeste, recibe diversos aportes de agua pasa por la localidad de Acos y a partir del puente - Canactuma, toma el nombre de río Pacaraos.
- Río Chillamayo.- Nace en las alturas de los cerros Santa Rosa y Jancahuancallacollca, discurriendo las - aguas por diversas quebradas hasta reunirse en un solo curso con una dirección casi Sur-Norte; durante su recorrido va recogiendo diversos aportes de agua por ambas márgenes, pasa cerca de la localidad de Pirca y sobre los 3,200 m. de altura cambia su dirección a Este-Oeste para unirse finalmente al río Acos.
- Río Carac.- Nace en los contrafuertes andinos, su dirección es Noreste-Suroeste y recibe pequeños aportes por ambas márgenes para desembocar finalmente en el - río Pacaraos.

Río Pacaraos.- Tiene una dirección Noreste-Suroeste y recibe aportes principalmente por su margen derecha.

- Río Huataya.- Nace en las alturas del cerro Ashiango con dirección Norte-Sur, pasa por las localidades de Yungay y desemboca en el río Chancay a la altura de - la localidad de Huataya.

El río Pacaraos se le llama posteriormente río Chancay, que con una dirección Noreste-Suroeste prosigue su recorrido hacia el litoral recibiendo en su camino diversos aportes; ya en las partes bajas de la costa, pasa cerca de las localidades de Huaral y Chancay, para finalmente desembocar en el Océano Pacífico.

La longitud aproximada del río Chancay es de 105 Km.



ESTACION METEOROLOGICA ●
 ESTACION HIDROMETRICA ○
 LIMITE DE CUENCA - - - - -

CUENCA DEL RIO CHANCAY

ESC. 1:1'000,000

Además de éstos ríos que conforman el sistema hidrográfico de la cuenca, hay otros cursos que se derivan de ellos para formar el sistema de aprovechamiento de las aguas y son estructuras perennes con canal madre aductor sobre el cual se han construido tomas particulares para cada fundo.

4.1.3.- Régimen Hidrológico.- El régimen de descarga del río Chancay-Huaral se caracteriza por lo marcada de sus épocas dentro del año y por variantes cíclicas entre ellas. El estiaje es muy agudo en los meses de Julio, Agosto y Setiembre; en Octubre las descargas aumentan y se elevan mes a mes hasta Marzo, que es el mes típico de descargas máximas; Abril y Mayo son meses donde se mantienen los volúmenes casi similares a Enero, y en Junio decrece, considerandose este mes similar a Octubre.

Año a año, las descargas varían en sus volúmenes mensuales dentro de la tendencia descrita, llegando a años críticos o deficitarios, años anormales y años con superávit en estiaje, los cuales se pueden observar en los gráficos correspondientes .

4.1.4.- Programas de Regularización.- De los informes proporcionados por la Administración de Aguas del Río Chancay-Huaral, referente a la distribución de aguas en el valle, se ha podido conocer lo siguiente :

Don ambrosio Cardán de Landa en 1790 reglamenta el riego en el valle de Chancay-Huaral estableciendo como unidad de reparto el "derecho", existiendo en todos los sectores de riego el total de 148.50 derechos distribuidos en la siguiente forma :

Palpa	25.50	Derechos
Caquí	6.00	"

Huando	:	17.00	Derechos	
Huaral	:	52.00	"	Comuna Huaral-Chan
Chanay	:	48.00	"	cay: 100 derechos.
		<hr/>		
Total	·	148.50		

4.1.5.- Forma Actual de la Distribución de Aguas.- La distribución de aguas se realiza actualmente conforme al reglamento de Cerdán, con la modificación hecha según acuerdo de fecha 7 de Abril de 1967 entre los regantes del valle antiguo y los de la irrigación "La Esperanza". Esta consiste en distribuir el caudal total aforado en la estación de aforos de Santo Domingo, entregando el 30% a los terrenos de la irrigación "La Esperanza" y el 70% restante a los sectores de riego del valle antiguo.

La dotación del valle antiguo expresada en l/sg. se divide entre los 148.50 derechos del valle, obteniéndose en esta forma la dotación en l/sg. equivalente a los derechos de cada toma; esa dotación se reparte ordenadamente de arriba hacia abajo.

Es importante hacer notar que si bien el programa de regularización de las aguas es bien definido, esta no se cumple estrictamente por dificultades en el aforo, tomas clandestinas, etc.

4.1.6.- Necesidades Agrarias.- De acuerdo al Rol de Cultivos, la ONERN establece que las necesidades de agua para riego del valle son :

De Enero a Marzo	17 m ³ /sg.	44'064,000	m ³ /mes.
De Abril a Setiemb.	7 m ³ /sg.	18'144,000	m ³ /mes.
De Octubre a Diciem.	15 m ³ /sg.	38'880,000	m ³ /mes.

El volúmen actual necesario lo establece en 360'000,000 m³. anuales, con lo cual podría asumirse una dotación promedio de riego de 0.5 l.p.s./Ha.; considerando que el

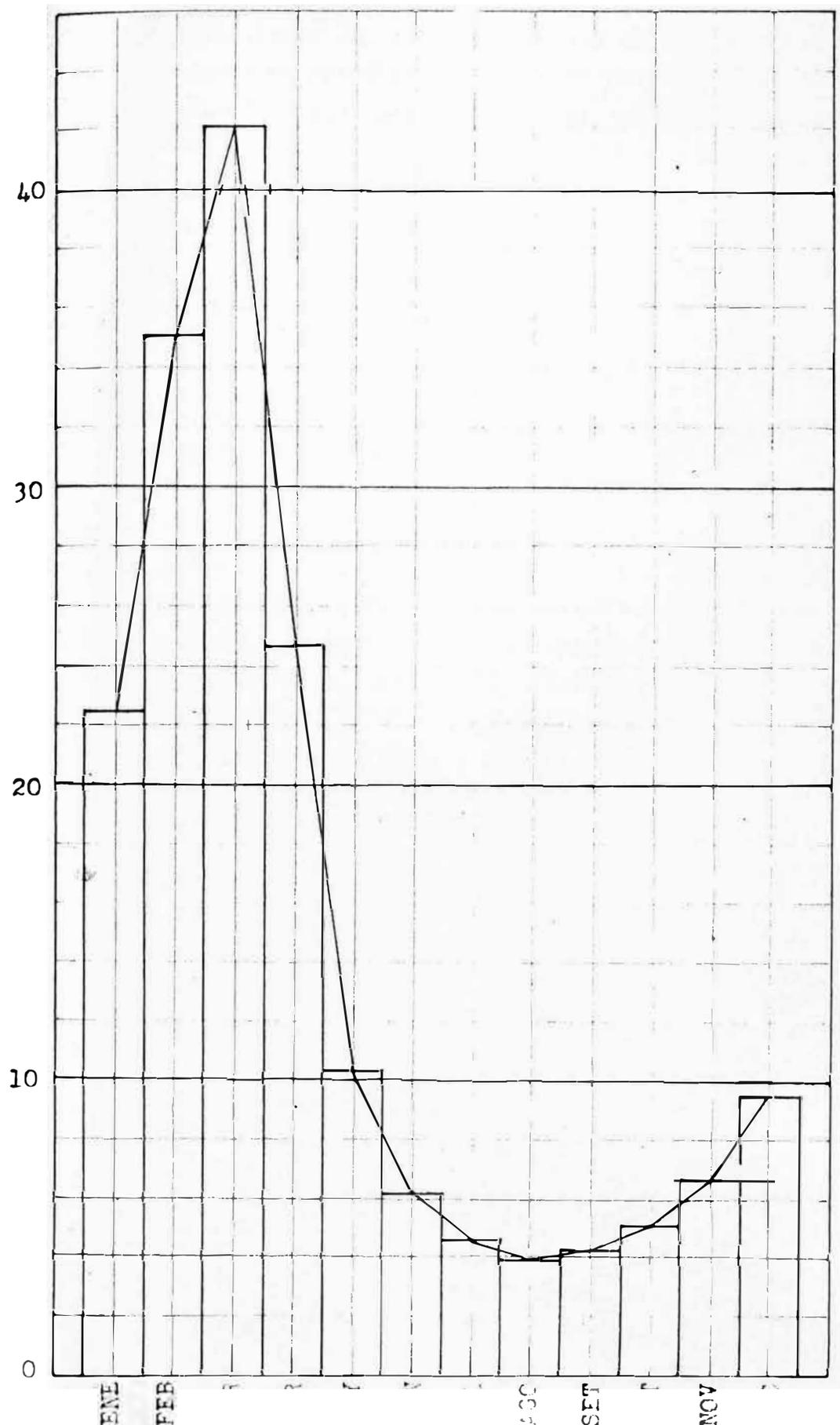
área cultivada del valle, según los datos inscritos en el Padrón de Regantes es de 22,000 Ha., en un año habría necesidad de agua para el riego de 346'896,000 m³. que sumado a los volúmenes correspondientes a pérdidas por filtración, evaporación, etc. en los canales de conducción, nos daría la cifra calculada por la ONERN.

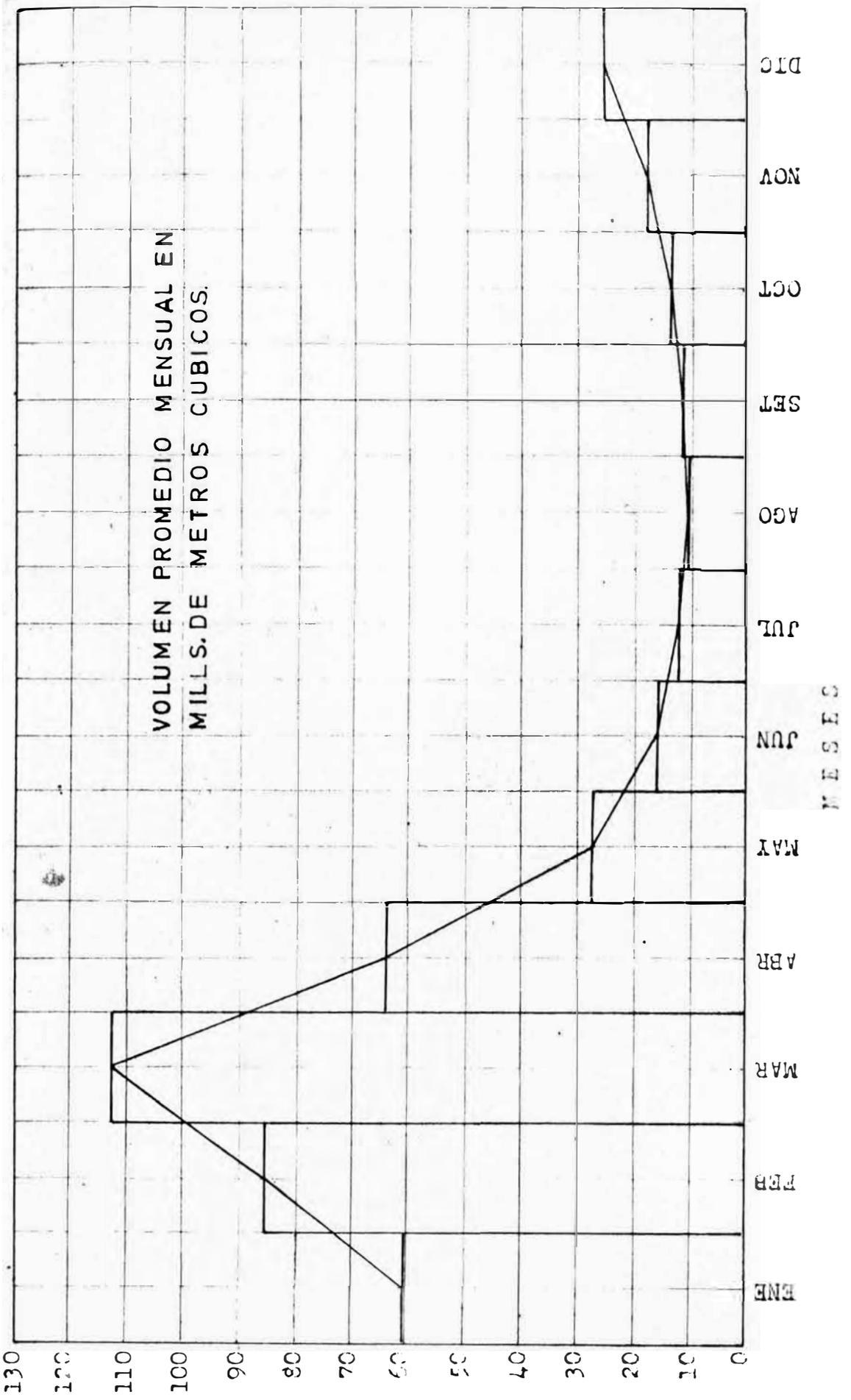
4.1.7.-Disponibilidad Actual y/o Futura de Agua.- En los cuadros de mareas mínimas mensuales de los aforos efectuados por la Administración Técnica del río Chancay durante 49 años, se ha registrado como descarga mínima 2.09 m³/seg., lo cual se presentó en el mes de Julio de 1,947. Si bien es cierto, existen reglamentaciones que dan prioridad a la utilización del agua para consumo humano, y la cifra mencionada nos indica que aún con la mínima descarga del río podría contarse con un caudal que sobradamente pueda satisfacer los requerimientos futuros de la población, los cuadros que se adjuntan, y las cifras expuestas en 1.4. 1.6, revelan que dentro de las variaciones mensuales y anuales, existen períodos deficitarios con respecto a las necesidades agrícolas, y siendo éste el principal sostén económico de la población, de adoptarse el río como fuente de captación, en todo período de escasez, invariablemente existiría dificultades para el abastecimiento de la población.

4.2.- Aguas del Subsuelo.-

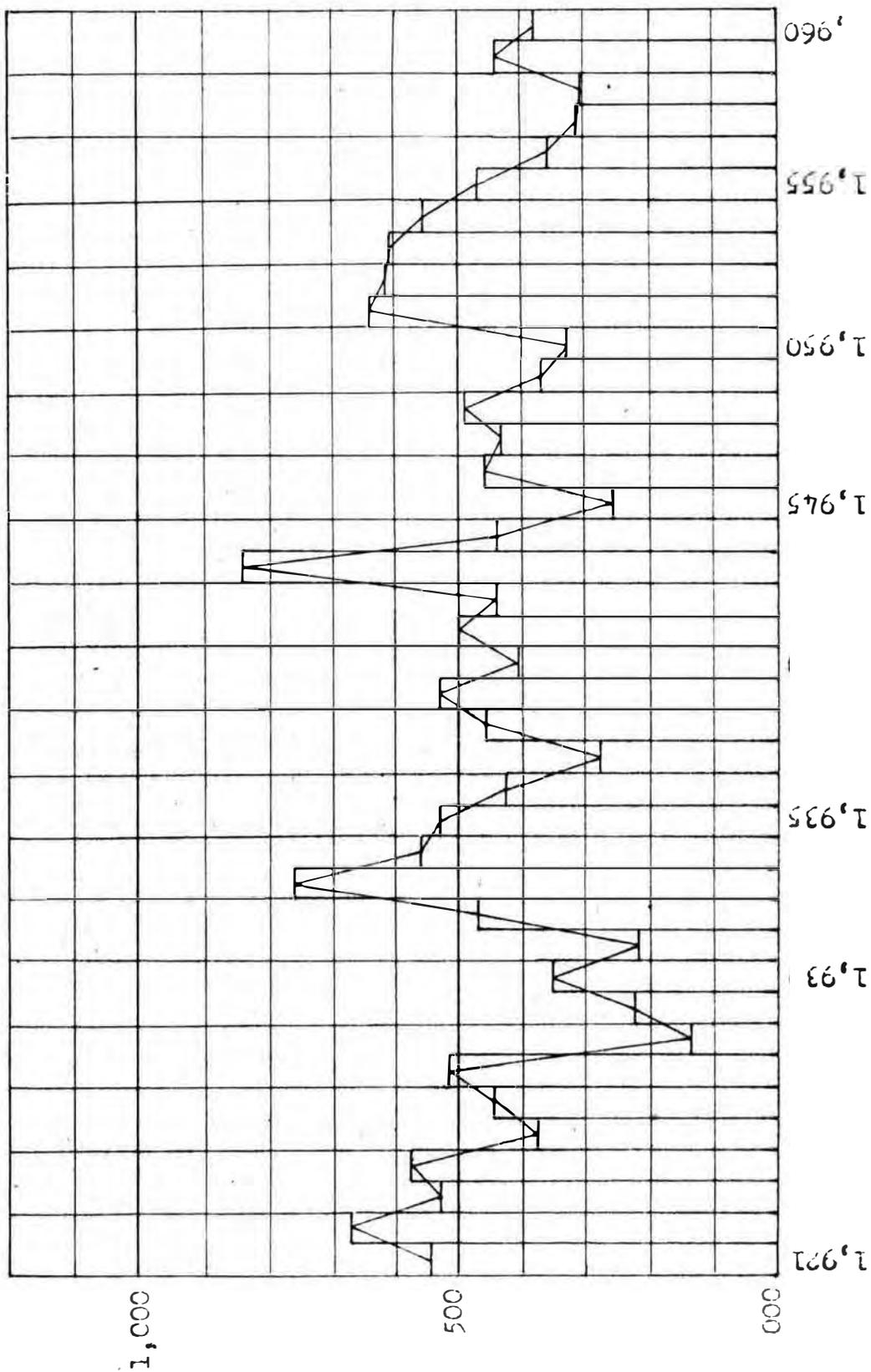
4.2.1.- Origen e Hidrología General de la Zona.- Las deducciones y observaciones del régimen de lluvias con su escurrimiento indican que aún con una pequeña caída de estas en la cuenca de drenaje del valle, hasta las más grandes precipitaciones si las hubiere, sería difícil hallar alguna superficie de salida que no fuera la de éste; toda vez que el relieve del terreno así lo manifiesta, lo que indica -

DESCARGAS MEDIAS EN M³/SEG.





VOLUMEN ANUAL EN LLS. DE



que cualquier otra fuente de agua subterránea, que no fuera de la misma cuenca, queda pues descartada. (Además la certeza de esta deducción ha sido comprobada al haberse efectuado un estudio de la procedencia de las aguas subterráneas, mediante el método químico de Schoeller).

Después de perderse una parte del agua superficial por evaporación en las partes del área del río arriba correspondiente a su cuenca, gran volumen se infiltra en el suelo - por percolación siguiendo la inclinación de la pendiente del terreno, las aguas del subsuelo siguiendo la porción central del valle, las cuales en la parte correspondiente al sector de La Esperanza es contenida por un escape de cerros formados por roca ígnea (volcánicas) que les sirve como muralla de contención, conociéndoseles con el nombre de cerros "Las Animas" y "Latio", formándose entre ellos - una pasaje natural que permite la salida del agua hacia el mar.

Los sedimentos que componen el reservorio de aguas subterráneas son principalmente: arenas de grano medio a fino , silts, cascajo, gravas, rodados, y aun probablemente arcillas de forma lenticular, ocasionalmente formados con grava fina. (Esto último no se ha podido localizar en el estudio de los perfiles litológicos de pozos existentes).

El tipo de yacimientos de agua subterránea pertenecen a los siguientes:

Sobre material de pie de monte en el sector de la irrigación "La Esperanza", en primer lugar a capas freáticas - poco profundas, que alcanzan desde 3.00 m. de la superficie hasta 30.00 m., aunque parece que existen también capas profundas en la parte de la sección de Cabuyal Bajo y sección de La Virgen, donde se ha encontrado un pozo - del que se saca agua desde cerca de los 50.00 m. a más. La carga del reservorio en este sector se debe principalmente al proceso de percolación del agua de la misma irri

gación traída mediante canales.

- Sobre material conglomerádico del cono de deyección del río se han localizado napas acuíferas de profundidad somera que varían en potencia según su localización, esto de acuerdo al estudio litológico de los pozos de las Hdas. Jesús del Valle, Huando y Palpa y pozos que son de un excelente rendimiento.
- En cuanto a las posibilidades sobre las rocas indicadas como post-cretácicas, entre ellos el granito y la granodiorita principalmente por los afloramientos de algunos manantiales existentes sobre ellas en los sitios denominados "lomas", como los de la quebrada Naranjito, Teatino y Gato viejo en Lachay, y en las inmediaciones del cerro Iguaril por el sitio denominado La Capilla, no vienen a ser otra cosa que manifestaciones de aguas pluviales de precipitación local, y que no tienen un largo trayecto de circulación en el subsuelo y sus análisis químicos según el método de Schoeller indican que no tienen ninguna relación con las aguas que alimentan los acuíferos de los pozos.

La posibilidad de las rocas metamórficas (hornfels) y que se les indica como de origen sedimentario son nulas ya que se presentan en las zonas solo como un pequeño rezago, exteriorizándose debido a la acción de una pequeña falla, y en forma muy reducida.

4.2.2.- Utilización actual, Rangos de rendimiento y Tipos de Pozos

El Valle Chancay-Huaral desde la toma de Palpa hasta la población de Chancay cuenta con 49 pozos tubulares que se emplean en uso agrícola con un rendimiento global de 1400 l/seg. durante 6 horas continuas promedio; estos rendimientos nos dan una aproximación de 10'800,000 m³/año, como masa de agua subterránea útil para la agricultura.

Existen en el valle además de los pozos indicados 76 pozos a tajo abierto que se utilizan generalmente para uso do -

méstico con un rendimiento promedio de 1 m3. por día cada uno, 8 pozos tubulares para uso industrial y otros para agua potable.

A continuación se adjunta una relación de pozos existentes con sus respectivas características y lugares de ubicación.

LUGAR	TUBULAR	TAJO ABT.	REND.TOT. (1/seg.)	OBSERBACION
Palpa	11	3	280	1 Agua Potable
Caqui	1	2	70	2 Agua Potable
Municip.de Huaral	4	1	95	3 Agua Potable
La Esperanza Huaral	2		30	2 sin uso.
La Huaca	2	3	150	3 Agua Potable
Irrigación La Esperanza	4	31	120	62 m3/d. uso doméstico.
Desmotadora Huaral	1	1		Uao industrial
Hda. Huando	10			2 Uso doméstico
Jesús del valle	7		300	2 sin uso y el resto uso agrícola.
Equivel	5	5	250	Tub.:uso agrícola. Tajo Abt.:uso doméstico.
Cfa Pesq. "La Gaviota"	2		100	Uso Industrial
Zona Chacarillas		3		Uso doméstico
Hda. Boza	2	1	90	1 Uso doméstico
Zona Casablanca	1		30	Uso agrícola
Aucallama	2	2	35	20 l/seg.uso agrf.
San José	3	1	25	Uso agrfc.y domes.
Chacra y mar		2		Uso doméstico.
Pasamayo	1	2	90	Tajo Abt.:domést.
Pesquera "Codipesa "	1			Uso industrial
" "La Mar"	1			" "
" "Pescalima"	1			" "

LUGAR	TUBULAR	TAJO ABT.	REMD.TOT. (l/seg.)	OBSERVACION
Cfa Explot. Avineas	1		58	Uso Industrial
Salvador de las Casas		1		Uso doméstico
Hda. La Joya		1		" "
Las Salinas Altas		1		" "
Las Salinas Bajas	1		25	Uso Industrial
Clínica San Martín		1		Uso doméstico
Baños Boza				1 Cocha medicinal 1 Laguna domést.
Lampi	4	1	90 m ³ /d.	Uso doméstico
La quincha		1	2 m ³ /d.	" "
Torre Blanca	5	2	530	4 Sin uso
Retes	7			2 m ³ /d. uso domes.
Jecuan	1			Uso doméstico
Establo Calera	1			" "
Hda. Chancayllo	2			" "

4.2.3.- Potencial de Utilización.- La alimentación de la napa en el valle de Huaral proviene principalmente de las filtraciones de origen pluviométrico, fluvial y de riegos, por tanto, para determinar su potencial de utilización, se han estudiado los probables volúmenes de infiltración de estas fuentes de acuerdo a las consideraciones siguientes:

- a) Por Lluvias.- El área de la cuenca es de 2,900 Km²., pero únicamente en las partes altas, a partir de los 2,500 m. s.n.m. se presentan fuertes lluvias, por tanto, para los efectos del estudio, solo se han considerado las precipitaciones de esta zona, habiendose obtenido los siguientes registros :

ALTURA S.N.M. (m.)	AREA (m2.)	PRECIPITACION M.P. (m.)	VOLUMEN/AÑO (m3.)
2,500 - 3,000	222'200,000	0.7883	175'160,260
3,000 - 3,500	250'400,000	0.7554	189'152,160
3,500 - 4,000	220'010,000	0.6379	140'344,379
4,000 - 4,500	322'600,000	0.7167	231'207,420
4,500 - 5 000	457'000,000	0.7375	337'037.500
TOTAL :	1,472'210.00		1,072'901.719

- La mayor descarga anual aforada la sido de 839'029,000 m3. (1,943).

- Del volúmen mínimo promedio de precipitación y el mayor volúmen de descarga aforada, podemos deducir que la cantidad de infiltración y evaporación mínimas anuales serán de :

$$1,072'901,719 - 839'029,000 = 233'872,719 \text{ m3.}$$

- Siendo el suelo de la cuenca aluvial recubierto en parte por un meanetico detrítico de origen cóctico, es bastante permeable, por tanto, se ha considerado en - 15% del total precipitado, el volúmen que se evapora, o sea: $1,072'901,719 \times 0.15 = 160'935,258 \text{ m3/año.}$ Entonces se tendrá que el volúmen de infiltración por lluvia será de : $233'872,719 - 160'935,258 = 72'937,461 \text{ m3/año } \text{ ó } 2.31 \text{ m3/seg.}$

b) Por transporte Fluvial.- Para determinar el volúmen de infiltración por transporte fluvial, se ha utilizado la fórmula de Moritz : $P = 0.0375 \times c \times \frac{q}{v}^{1/2}$ y en la que :

P = Pérdida por infiltración en m3/seg./Km.

q = Caudal mínimo del río: 2.09 m3/seg.

V = Velocidad promedio del río : 1.0 m./seg.

C = Coeficiente adoptado para el lecho del río :0.10

- Reemplazando los valores adoptados en la fórmula, tendremos:

$$P = 0.0375 \times 0.1 \times 2.09^{1/2} \times 1.00^{-1/2} = 0.005421 \text{ m}^3/\text{seg./Km.}$$

- Siendo la longitud del río de 105 Km., tendremos que el volumen total mínimo de infiltración por transporte fluvial será :

$$0.005421 \times 105 = 0.569 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- c) Por riego.- Para determinar el volumen de infiltración por riego, se ha asumido que, dado el alto porcentaje de porosidad que tienen los terrenos de cultivo, el 20% se infiltra a la napa subterránea, por tanto, habiéndose espuesto en 1.4.1.6. que las necesidades anuales de agua para irrigar las 22,000 Has. de terrenos cultivables existentes en la cuenca es de 346'896,000 m³. , el volumen de infiltración será de 346'896,000 x 0.20 = 69'379,200 m³/año ó 2.2 m³/seg.

Aún cuando existen otras fuentes de alimentación a la napa como los canales de conducción, etc., no han sido consideradas por representar valores de escasa significación.

Por tanto, el potencial de utilización de la napa estará dado por el volumen disponible proveniente de las infiltraciones de las tres fuentes principales : por lluvia, por transporte fluvial y por riego, o sea :

$$V = 2.31 + 0.57 \quad 2.20 = 5.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAPITULO II

SITUACION ACTUAL DE LOS SERVICIOS

- 1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE
- 2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS
- 3.- ADMINISTRACION, OPERACION Y
MANTENIMIENTO
- 4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CAPITULO II

8.- SITUACION ACTUAL DE LOS SERVICIOS.-

1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE.-

1.1.- Abastecimiento.- Actualmente existen dos sistemas para el abastecimiento de agua potable a la población: la primera, que es la más antigua, aprovecha las aguas superficiales - del río Chancay; la segunda, ejecutada en 1,969, aprovecha las aguas de la napa subterránea.

1.1.1.- Sistema de aguas superficiales.- El sistema para el aprovechamiento de las aguas superficiales del río Chancay, está constituido por las siguientes unidades :
Captación.- Consisten en dos estructuras de toma, independientes una de la otra, de concreto armado e instaladas sobre canales de riego de la Hda. Huando; la primera es de forma rectangular, de 1.20 x 1.80 m. con planta y con capacidad para 30 l/seg.; la segunda, ubicada aproximadamente a 1 Km. de la primera, es de forma romboidal, provista de compuerta metálica y rejilla, con capacidad para 60 l/seg.

Las dos unidades presentan gran estado de deterioro y se encuentran peligrosamente expuestas, por cuanto son fácilmente accesibles y no cuentan con ningún tipo de protección.

Conducción.- De la primera toma, sale una línea de 90 m. con tubería de concreto, de $\phi = 10''$, Clase 70 lb/pulg². que descarga a un canal de sección rectangular, revestido de concreto armado, con tapas de inspección a distancias variables, que con 1,680 m. de longitud llega hasta la -

planta de tratamiento, Por ausencia de las tapas de inspección, al canal, en muchos sectores, se continuamente utilizado como receptor de desperdicios domésticos.

De la segunda toma, sale una línea con tubería de A.C., tipo Margami, de $\phi = 8"$ y pendiente promedio de 16‰, que con 2,800 m. llega igualmente hasta la planta de Tratamiento.

Planta de Tratamiento.- La Planta de tratamiento cuenta - con las siguientes unidades : un dosificador, un canal de mezcla, un fleculador, cuatro sedimentadores, una cascata de clorinación, dos tanques de agua tratada, dos equipos de bombas y un reservorio elevado. No cuenta con unidades de filtración.

- El dosificador es una estructura de concreto armado, de 1.20 x 1.20 m. de sección en planta, de 2.5 m. de alta y cuya fonde se encuentra a 1.50 m. sobre el nivel del terreno. La dosificación se realiza en forma bastante rudimentaria, ya que no cuenta con instrumentos necesarios para el aforo del caudal de entrada y esta no es - conatante, Tampoco se cuenta con laboratorio para reali-
zar análisis periódicos del agua ni personal especiali-
zado.

El canal de mezcla no funciona como tal, ya que en el fleculador se produce un represamiento al disminuir la velocidad del flujo lo que ocasiona la detención del caudal en el canal de mezcla formando un remanso.

- El fleculador es de flujo horizontal con una longitud total de 182.00 m.; ha sido construido en dos etapas :- la primera de 127.00 m. de longitud y la segunda de 55.00 m.; esta última etapa parece haber sido construida sin ningún diseño, solo con la finalidad de aumentar el período de retención. En el momento de la inspección el agua discurría por encima de las pantallas, lo cual da una idea del mal funcionamiento de la planta.

- Hay cuatro sedimentadores : dos de 4.55 x 11.85 m. en planta y 2.00 m. de altura de agua, y los otros dos de 3.60 x 8.50 m. y 2.10 m. de altura útil. El caudal proveniente del floculador se conduce por medio de un canal a los dos primeros sedimentadores donde ingresan a través de pantallas perforadas a fin de conseguir una distribución uniforme del agua; en el extremo opuesto, ambas unidades se comunican por medio de un orificio de 8", luego a través de un canal el flujo pasa a los otros dos sedimentadores; se hace resaltar el hecho de que el canal une a las dos estructuras por el fondo. Ninguno de los sedimentadores cuenta con sistemas de desagüe ni limpieza, ocasionando generalmente un descuido, dada la dificultad para efectuar estos trabajos.

Para la clorinación existe un equipo Wallace and Tiernan tipo A-761 que en la actualidad está en desuso por avería. Los tanques de agua tratada son de 4.00 x 5.00 m. y 2.00 m. de altura útil, y 14.7 x 4.00 m. con 2.80 m. de altura de agua, unidos por dos tuberías de 8" de diámetro. Desde estos tanques, el agua se bombea al reservorio elevado por medio de dos bombas centrífugas una de ellas es marca Garvens e instalada con dos motores Diesel marca Lieter de 30 HP y 1,200 r.p.m. y de 44 HP y 1,800 r.p.m., la otra es marca Harland accionada por un motor eléctrico. El funcionamiento de esta planta que tiene una producción promedio de 46 l.p.s., puede afirmarse que es completamente deficiente, por las siguientes razones :

Se cuenta con laboratorio ni personal adecuado que permitan efectuar análisis periódicos a fin de conocer permanentemente las características físico-químicas del agua y poder proporcionar la dosificación apropiada de los elementos necesarios para su tratamiento.

- El sistema de ingreso no dispone de las dispositivos necesarios para el aforo del caudal de entrada que no es constante.

El canal de mezcla no produce la turbulencia necesaria para el contacto íntimo y uniforme de los coagulantes con el agua.

El floculador trabaja deficientemente por cuanto las velocidades de flujo en toda su extensión son excesivas impidiendo la formación del floc.

Los sedimentadores no poseen las capacidades volumétricas necesarias para proporcionar el período de retención suficiente al caudal de producción.

No cuenta con unidades de filtración que permitan proporcionar el agua con la calidad necesaria para cumplir con las normas de potabilidad.

Además de las deficiencias anotadas de la planta de tratamiento, que no garantizan una calidad óptima en el agua - que produce, en el sistema de aprovechamiento de las aguas superficiales queda también latente el problema que puede presentarse con los agricultores en épocas de sequía, para captar el volumen necesario por efectuarse ésta en una acequia de riego. Por otra parte, este sistema tampoco aporta ventajas económicas sobre el sistema de aguas subterráneas por cuanto también es necesario el bombeo de las aguas, hay necesidad de mayor número de operarios para la operación y mantenimiento del sistema y produce gastos adicionales por consumo de reactivos.

Por todas las desventajas expuestas, el Proyecto Integral de la unidad de Huaral, ejecutado por la Dirección de Obras Sanitarias del ex-Ministerio de Fomento y Obras Públicas el año de 1966, contempló en su capítulo correspondiente, dejar fuera de servicio todo el sistema de aprovechamiento de las aguas superficiales y cambiarlo por un sistema de aprovechamiento de aguas subterráneas; pero aún cuando en 1969 se efectuaron las obras proyectadas, - el sistema antiguo sigue en servicio por cuanto el caudal de producción del nuevo sistema no satisface las demandas de la población, debido principalmente al excesivo desper-

dicio que se produce por la falta de control del consumo y el crecimiento poblacional, que al igual que en la mayoría de las ciudades, ha superado todas las cifras previstas.

1.1.2.- Sistema de Aguas Subterráneas.- El sistema para el aprovechamiento de las aguas de la napa subterránea, está constituido por las siguientes instalaciones :

Captación.- Las unidades de captación le conforman 2 pozos perforados de 16" de diámetro y 60 m. de profundidad, separados a 300 m. entre sí. Están ubicados en la margen derecha del río Chancay, en terrenos de la Hda. Huando, - aproximadamente a 2 Km. de su centro poblado. Este rendimiento promedio de cada uno es de 40 l/seg. y el funcionamiento se alterna por la falta de capacidad de la línea de conducción para absorber la producción simultánea de los pozos. La explotación se efectúa mediante bombas de tipo turbina vertical, de 90 HP y 1,800 r.p.m., accionadas por motores Diesel de marcas Hércules, Caterpillar y Ford, manteniéndose este último como unidad de reserva; los cabezales de las bombas son de tipo combinado, por tanto, de suministrar energía eléctrica, pueden ser adaptados para este sistema.

Cada pozo se complementa con su respectiva caseta de bombas y sistema de desinfección con el equipamiento correspondiente.

Impulsión.- Para la impulsión existe una línea que une a los dos pozos mediante un tramo de 300 m. de longitud, con tubería de A.C. Clase 150 lb/pulg.2 y 10" de diámetro, que a la altura del segundo pozo cambia de dirección y continúa con el mismo diámetro y tipo de tubería en una longitud de 260 m. hasta una caja rompe-presión. Esta caja es una estructura de concreto armado, ubicada sobre la cota 206.25 m.e.n.m. y apoyada sobre el terreno, con di -

medidas de 2.00 x 2.00 x 1.50 m. de ancho, largo y altura respectivamente; cuenta con tapa de inspección y dispositivos de rebases; igualmente dispone de nipples con bridas ciegas previstas para recibir empalmes de líneas futuras de ingreso y salida.

Conducción.— La línea de conducción, que se inicia en la caja rompe-presión anteriormente mencionada, está constituida por tubería de concreto reforzado, de 12" de diámetro, clase 50 lb/pulg.2 y con 1,920 m. de longitud, termina en la cámara de reunión del reservorio existente de 1,900 M3 de capacidad, sobre la cota 191.40 m.s.n.m. Entre el inicio y la llegada de la línea, existe una carga disponible máxima de 14.85 m., lo cual da una gradiente promedio de 7.73 ‰, por tanto, debería tener capacidad para conducir hasta 88 l/seg. con velocidad de 1.20 m/seg. — Sin embargo, la capacidad real de la línea es mucho menor por cuanto no puede absorber la producción total de los dos pozos en funcionamiento simultáneo, que es de 80 l/seg. Esta menor capacidad de conducción de la línea debe posiblemente ser originada por seguir un trazo inadecuado, lo que no permite aprovechamiento conveniente de las cotas del terreno y la altura disponible; por lo expuesto, sería conveniente efectuar su replanteo y corregir adecuadamente el trazo y perfil a fin de poder aprovechar la línea en su máxima capacidad.

1.2.— Distribución.— El sistema de distribución está constituido por las siguientes instalaciones :

1.2.1.— Elementos de Almacenamiento.— Como elementos de almacenamiento para regulación y reserva, actualmente existen tres reservorios, que para efectos de identificación llamaremos R-1, R-2 y R-3, construidos en diferentes épocas pero encontrándose todos ellos en condiciones de seguir siendo utilizados.

El Reserorio R-1, ubicado en la planta de Tratamiento de agua, es el más antiguo; fué construído en el año de 1,935 y tiene capacidad para 210 M3.; es de concreto armado, de tipo elevado y funciona como reserorio de cabecera. La cuba tiene forma circular, con diámetro interior de 9.00 m.- y altura de 4.00 m. y tirante de agua de 3.20 m. La altura desde el nivel del suelo al fonde de la cuba es de 8.00 m. y al nivel de reboso, de 11.20 m.

Las instalaciones hidráulicas, tuberías y accesorios, incluyendo válvulas, que corresponden al proyecto original, son de fierre fundido con uniones de bridas.

El agua bombeada de los tanques de almacenamiento, que se encuentran adyacentes al reserorio, hace su ingreso por la parte superior de la cuba, a través de una tubería de 8" de diámetro. Para la salida cuenta con dos líneas igualmente de 8" de diámetro, una es de fierre fundido y pertenece al proyecto original, la otra es de asbesto-cemento y fué instalada en 1,958. Las tuberías de desague y reboso son en principio de 6" de diámetro cada una, pero después de uniones mediante Tee, continúa con 8".

- El reserorio R-2, ubicado dentro del perímetro de la ciudad, adyacente a la pista de ingreso, fué construído en 1,962 para satisfacer las necesidades de la Urbanización "El Rosario", al cual servía como reserorio de cabecera, siendo abastecido por un pozo perforado en las inmediaciones de su base, pero que actualmente se encuentra fuera de servicio. El reserorio en sí, es de tipo elevado, de concreto armado y forma circular, con diámetro interior de 8,00 m. y capacidad útil de 220 M3. La altura desde el nivel del terreno hasta el fonde de la cuba es de 21.00 m. y al nivel de reboso, de 25.50 m.

Las instalaciones hidráulicas son de fierre fundido.

El reserorio R-3, ubicado en la ex-Hda. Huande, en el perímetro de su centro poblado y aproximadamente a 2 Km. de la ciudad de Huaral, fué construído en 1,969 conjuntamente

con las obras de captación de las aguas subterráneas. Es de concreto armado, de tipo apoyado sobre la cota 191.40 - m.s.n.m., con capacidad para 1,900 M³. y funciona como reservorio de cabecera. Tiene forma circular, con 21.5 m. de diámetro y 5.25 m. de altura de agua; el techo es una cúpula cónica igualmente de concreto armado.

Adyacente al reservorio existe una cámara de llegada de concreto armado, de 2.00 x 2.00 m. en planta y 5.65 m. de altura, donde empalma la línea de conducción proveniente de los pozos. En esta cámara se encuentra el sistema de reboses y de by-pass directo a la línea de conducción.

1.2.2.- Líneas de Aducción.- Para la conducción del agua, de los reservorios a las redes de distribución, existen las siguientes líneas:

- Del reservorio R-1 salen 2 líneas de 8" de diámetro, una de fierro fundido, instalada en 1,935, y la otra de asbesto-cemento instalada en 1,958; ambas siguen un trazo paralelo por la alameda Huande y con 620.00 m. de longitud, llegan a la intersección de las calles Derecha y Camal Viejo, donde empalman a las redes de distribución.
- Del reservorio R-2 sale una línea de 6" de diámetro, de asbesto-cemento, que con 80.00 m. de longitud, por el pasaje Morales, empalma a las redes.
- Del reservorio R-3 sale una línea de 14" de diámetro que sigue el trazo de la alameda Huande hasta la ciudad de Huaral; es de concreto reforzado, clase 50 lb/pulg.², instalada el año de 1,969 y con 2,152.00 m. de longitud, empalme con las redes de distribución en la intersección de la calle Derecha con el callejón Mata-mula.

1.2.3.- Redes de Distribución.- El sistema de redes está constituido por líneas de tuberías principales y de relleno que trabajan íntegramente por gravedad y cubren casi toda la zona actualmente poblada.

- Las tuberías principales, instaladas fundamentalmente

para regular y uniformizar el servicio, con en su totalidad de asbesto-cemento, con diámetros de 6", 8" y 12", y conforman un esquema más o menos definida de matrices, con algunas tramos inconclusos, pero aceptibles de completarse para formar circuitos cerrados. Entre los ramales más importantes se tienen los siguientes :

Ramal de 12" de diámetro que se deriva de la línea de aducción de 14" en la intersección de la alameda Huande con el callejón Meta Mula, recorre ésta hasta la calle - El Palmo donde cambia de dirección con el mismo diámetro y sigue su traza hasta la intersección con la Av. Ferrocarril.

Ramal de 12" de diámetro que se inicia en el mismo punto y la misma línea de aducción que al ramal anterior, sigue en línea recta hasta la intersección de las calles Derecha y Camel Viejo o Los Naturales donde cambia de dirección y sigue por esta última en una longitud de 360.00 m.

Ramal de 8" que se deriva de la línea de aducción de 8" - en la intersección de las calles Derecha con Los Naturales, sigue por ésta en un tramo corto y cambia de dirección para seguir por la Av. Cahua hasta su intersección con Dos de Mayo.

Ramal de 8" que se inicia en la intersección de la Av. Cahua con Mariscal Cáceres, sigue por ésta en una longitud de 270 m. y se amplía a 12"; continúa por la misma calle bordeando el perímetro de la Urbanización Rosario B y sale por la Av. Ferrocarril, ingresa en ésta con el mismo diámetro hasta la intersección con la calle "D" donde nuevamente se reduce a 8" y prosigue en línea recta hasta la Av. Salar.

Ramal de 8", que recorre la carretera a Chancay desde la intersección de las Ave. Dos de Mayo con Salar, hasta la calle Argentina.

Ramal de 8" que recorre la Av. Ferrocarril desde la carretera a Chancay hasta El Palmo.

Ramal de 6" que empieza entre la Av. Cahua y Los Naturales, recorre ésta en un corto tramo hasta su intersección con Jorge Chávez donde cambia de dirección y sigue su trazo hasta la calle Mariscal Cáceres.

Ramal de 6" que empieza entre los Naturales y la Calle Derecha y recorre ésta hasta su intersección con la calle - Animas.

Ramal de 6" que recorre la calle Animas desde la Av. Cahua hasta El Palmo.

Ramal de 6" que recorre la calle Los Angeles desde Animas hasta Ferrocarril.

De acuerdo a las versiones del personal de mantenimiento, - todas estas líneas se encuentran en buenas condiciones y pueden continuar en servicio.

Las redes de relleno, que cubren casi la totalidad del cauce urbano actual, están constituidas por tuberías de 3" y 4" de diámetro y son de asbesto-cemento y fierro fundido; las primeras se encuentran aún en buenas condiciones, pero las segundas, de lo observado en la ejecución de las conexiones domiciliarias, ya presentan signos evidentes de deterioro.

- La longitud total de redes, según diámetros y material de tuberías, es el siguiente :

<u>Diámetro</u>	<u>Material</u>	<u>Longitud</u>
3"	A.C.	1,101 m.
4"	Fo.Fo.	2,774 "
4"	A.C.	12,662 "
6"	A.C.	3,052 "
8"	A.C.	3,370 "

<u>Diámetro</u>	<u>Material</u>	<u>Longitud</u>
	A.C.	2,440 m.
TOTAL :		25,399 m.

Es necesario poner de manifiesto que si bien en casi todo el casco urbano actual se cuenta con redes de distribución, es notorio el escaso número de grifos contra incendio existentes, limitándose éstos, solamente a la Urbanización Residencial y uno que otro en la zona central.

1.3.- Régimen del Funcionamiento.- Entre las principales características del servicio, podemos citar :

1.3.1.- Horas de Servicio.- El rendimiento de los sistemas de captación, tanto de las aguas superficiales, como de las aguas subterráneas alternando el funcionamiento de los pozos, es continuado, lo cual permite mantener un servicio ininterrumpido durante las 24 horas del día.

1.3.2.- Producción Total de Agua.- De los datos obtenidos en la Administración de los servicios, se ha confeccionado el siguiente cuadro que indica los volúmenes mensuales de agua producida por los dos sistemas de abastecimiento así como los volúmenes totales mensuales distribuidos a la población durante el año de 1,976.

<u>MES</u>	<u>VOLUMEN DE PRODUCCION</u>		<u>VOLUMEN DE DISTRIBUCION</u>
	<u>(M³)</u>		<u>(M³)</u>
	<u>POZOS</u>	<u>PLANTA DE TRAT.</u>	
ENERO	91,340	109,260	200,600
FEBRERO	114,829	106,717	221,546
MARZO	111,908	98,428	210,336
ABRIL	110,660	129,842	240,502
MAYO	109,632	123,341	232,973
JUNIO	106,277	125,693	231,970
JULIO	95,139	125,706 .	220,845

MES	VOLUMEN DE PRODUCCION (M ³)		VOLUMEN DE DISTRIBUCION (M ³)	
	POZOS	PLANTA DE TRAT ₂		
Agosto	102,592	125,574	220,166	
Setiembre	91,057	120,015	219,072	
Octubre	94,657	123,626	210,203	
Noviembre	117,952	127,376	245,320	
Diciembre	123,910	125,460	249,370	
TOTAL :	1'270,761	1'449,030	2'719,799	

Prom. Mens.	:	105,096 M ³ /Mes	120,754 M ³ /mes.	226,650 M ³ /Mes.
Prom. Diario	:	3,401.5 M ³ /día	3,970.0 M ³ /d.	7,451.5 M ³ /d.
Caudal Prom.	:	40.3 l/sg.	45.9 l/sg.	06.2 l/sg.

1.3.3.- Consumo Medio Resultante.- Del resultado de dividir el promedio diario distribuido entre la población actual estimada — (25,000 hab.), podemos determinar el consumo medio resultante actual, el cual se establece en :

Consumo Medio : (7'451,500 l/d.) % (25,000 hab.) =

290 l.p.p.d.

Dotación que helgadamente debería satisfacer los requerimientos de la población actual, más aún si tenemos en consideración que existen los elementos de almacenamiento con la capacidad suficiente para observar y regular las variaciones de consumo; sin embargo, de lo observado en los trabajos de campo y de las informaciones de la Administración, la mayoría de los usuarios acusa insuficiencia en el servicio.

La anterior puede explicarse por el hecho de que dada la imposibilidad de ejercer un control adecuado en el consumo de agua debido a la falta de medidores en la mayoría de las conexiones domiciliarias, los usuarios se han habituado a mantener

permanentemente abiertas las llaves de sus instalaciones interiores para tener constantemente llenos sus recipientes de almacenamiento, ocasionando por consiguiente un considerable desperdicio del agua. Esta situación tampoco permite establecer parámetros de variaciones de consumo por cuanto éste, por lo explicado anteriormente, se cae constante durante todo el día.

1.4.- Calidad del Agua.- Dada la carencia de un laboratorio en la planta de tratamiento, que permita efectuar análisis periódicos no ha podido obtenerse un registro representativo de las características físico-químicas ni bacteriológicas del agua para abastecimiento de la ciudad. Sin embargo, para efectos referenciales, en los laboratorios de Servicios Especial de Salud Pública y de la Universidad Nacional de Ingeniería, se ha efectuado el análisis físico-químico de algunas muestras de agua, cuyos resultados, que se consignan a continuación, deben tomarse con las reservas del caso, por cuanto las muestras fueron tomadas en épocas en que las características naturales del agua superficial son óptimas, y éstas, principalmente en lo que respecta a turbidez, presentan un amplio rango de variaciones en las diferentes épocas del año. Según los análisis efectuados, las diferentes muestras tomadas del agua para abastecimiento a la población, presentan las siguientes características :

1.4.1.- En la Fuente de Agua Superficial :

RH.	8.12	
Color	10.00	Un.
Turbidez	22.00	p.p.m.
Cloruros	15.75	p.p.m. como Cl ⁻
Sulfatos	80.00	p.p.m. como SO ₄ ⁻
Dureza total	215.00	p.p.m. como Ca CO ₃
Dureza de Calcio	192.00	p.p.m. como Ca CO ₃
Dureza de Magnesio	23.00	p.p.m. como Ca CO ₃
Alcalinidad total	133.00	p.p.m. como Ca CO ₃
Manganeso	0.07	p.p.m. como Mn.

Hierro	0.00	p.p.m. como	Fe.
Nitratos	21.90	p.p.m. como	NO ₃
Nitritos	0.05	p.p.m. como	NO ₂

1.4.2.- En la Fuente de Agua Subterráneas .-:

RM.	7.10		
Turbidéz	8.00	p.p.m.	
Color	5.00	Un.	
Alcalinidad total	116.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Dureza total	194.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Dureza temporal	166.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Dureza permanente	28.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Calcio	147.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Magnesio	47.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Manganeso	0.05	p.p.m. como	Mn.
Cloruros	17.00	p.p.m. como	Cl.
Sulfatos	110.00	p.p.m. como	SO ₄
Hierros	0.01	p.p.m. como	Fe.
Sólidos Totales	380.00	p.p.m.	

1.4.3.- En las Redes de Distribución .-

pH.	8.00		
Color	6.00	Un.	
Turbidéz	10.00	p.p.m.	
Cloruros	15.50	p.p.m. como	Cl.
Sulfatos	80.00	p.p.m. como	SO ₄
Dureza Total	220.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Dureza de Calcio	170.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Dureza de magnesio	50.00	p.p.m. como	Ca CO ₃
Alcalinidad Total	121.70	p.p.m. como	Ca CO ₃
Manganeso	0.05	p.p.m. como	Mn.
Hierro	0.00	p.p.m. como	Fe.
Nitratos	38.77	p.p.m. como	NO ₃
Nitritos	0.02	p.p.m. como	NO ₂

2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS.-

2.1.- EFLUENTE CLOACAL.-

2.1.1.- Volúmen Tributario.- No habiéndose podido obtener registros de eflores periódicos, el volúmen tributario del efluente cloacal de la ciudad solo ha podido estimarse tomando como base el volúmen de agua distribuida a la población, ya que posteriormente a su utilización, en general, aproximadamente el 80% de este es evacuado hacia el sistema de redes colectoras.

En base a lo expuesto, se ha estimado que el volúmen total de desague sería :

$$\begin{aligned}\text{Volúmen Tot. día.} &= 7,451.5 \text{ M}^3/\text{d.} \times 0.80 = 5,961.2 \text{ M}^3/\text{d.} \\ &= 69 \text{ l/seg.}\end{aligned}$$

Caudal que por lo establecido en 1.3.3.-, no presentaría variaciones horarias apreciables.

2.1.2.- Contribución Media.- Al igual que para la determinación del consumo medio de agua potable, considerando como población actual 25,000 habitantes, y del volúmen de desague estimado, podemos establecer que la contribución media de desague por persona por día es :

$$\text{Contribución Media: } (5,961,200)/(25,000) = 238 \text{ l.p.p.d.}$$

2.1.3.- Características del Efluente.- Tratándose de una ciudad cuyas actividades económicas están dirigidas principalmente al uso de la tierra, al comercio y servicios; donde al incipiente desarrollo industrial puede considerarse de escasa o nula incidencia sobre el efluente cloacal las características de ésta puedan clasificarse como típicas de desague doméstico.

No habiéndose podido obtener registros de análisis del efluente de Demanda Bioquímica de Oxígeno de estas podes-

mos estimarlas considerando que para contribuciones normales de 160 a 200 l.p.p.d., los desagues domésticos presentan generalmente cargas de 250 a 200 p.p.m. de DBO, o sea, cargas unitarias de 40 g.m. DBO/pers. x día.

Por lo expuesto tendremos:

Cantidad de D.B.O. por día :

D.B.O. = 25,000 x 40 = 1'000,000 gm. DBO/día.

Carga del efluente :

Carga D.B.O. = 1'000,000/5,961.2 = 167.75 gm.DBO/M3.
= 167.75 p.p.m.

2.2.- COLECCION Y EVACUACION .-

2.2.1.- Elementos Primarios.- Los elementos primarios o colectores de relleno, están constituidos por tuberías de 6" y 8" de diámetro, de concreto simple normalizado y sus áreas de servicio abarcan casi toda la zona poblada actual; trabajan íntegramente por gravedad y han sido proyectadas para evacuar exclusivamente los desagues domésticos.

- Las tuberías de 6" de diámetro, que fueron instaladas con el proyecto original del sistema y cubren todo el casco central antiguo, ofrecen un servicio deficiente - por cuanto además de que se encuentran en mal estado por su antigüedad, también su capacidad es insuficiente ya que se encuentran en la zonas de mayor densidad; estos factores, sumado al hecho de que sobre estas líneas se encuentran empalmadas las conexiones domiciliarias - más antiguas, ejecutadas sin mayores criterios técnicos y que no cuentan con rejillas de protección, producen - continuamente atores que obligan al Sistema a mantener cuadrillas permanentes, que muchas veces son insuficientes, para conservar en funcionamiento estos colectores. Las tuberías de 8" de diámetro, de instalaciones más

recientes y que cubren mayormente las Urbanizaciones periféricas, se encuentran en general en buen estado y pueden continuar en servicio.

2.2.2.- Colectores Principales.- Para recibir los caudales colectados por todos los elementos primarios y conducirlos hacia el emisor final, existen 2 grandes colectores principales que atraviesan la ciudad y cuyas características son las siguientes :

Colector "A".- Se inicia con 12" de diámetro en la intersección de las Avs. Doña de Mayo y Solar, sigue el trazo de ésta última en una longitud de 50.00 m. hasta su intersección con la Av. Ferrocarril donde ingresa - siguiendo su trazo en una longitud de 750.00 m. y $S = 3.00 \%$ hasta el final de la Urbanización Rosario "B", Al extremo Nor-Oeste de la ciudad, donde se inicia el camino a Equivel. Del punto mencionado, el colector - cambia de pendiente a $S = 33.2 \%$ en un corto tramo de 95.00 m. para posteriormente continuar con $S = 14.3 \%$ siguiendo el trazo del camino a Equivel en una longitud de 700.00 m. hasta su intersección con la Av. República de Chile, donde se une con el colector "B". Actualmente el colector "A" recibe la contribución de todas las redes de relleno instaladas en el área comprendida entre las calles Derecha, Los Naturales y Ferrocarril.

Colector "B".- Se inicia también con 12" de diámetro - en la intersección de las Avs. El Palmo y Ferrocarril, recorre esta última en una longitud de 467.00 m. y $S = 4 \%$ hasta la carretera a Chancay donde ingresa con pendiente $S = 15.5 \%$ y con una longitud de 853.00 m. - llega hasta la Av. República de Chile. Al inicio de esta Av. el colector se amplía a 16" de diámetro y con pendiente $S = 4.2 \%$ y una longitud de 815.00 m. llega hasta al camino a Equivel, donde se une al colector "A"

para dar inicio al emisar.

- Tanto el colector "A" como el "B", aún cuando el primero en sus tramos iniciales está constituido por tuberías más antiguas, se encuentran en general en buen estado y pueden continuar en servicio.

2.2.3.- Emisor.- El emisor se inicia en la unión de los colectores "A" y "B", en la intersección de la Av. República de Chile con el camino a Esquivel y sigue el trayecto de éste en una longitud de 320.00 m., con diámetro de 18" y S= 8.3 ‰ hasta su descarga en la Planta de Tratamiento. En uno de los últimos buzones, existe una derivación que se utiliza eventualmente como by-pass.

El emisor en toda la longitud que comprende, se encuentra en general en buen estado y puede continuar en servicio.

El metrado general de todas las tuberías que conforman el sistema de colección y evacuación de los desaguas de la ciudad, es el siguiente :

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud</u>
6"	7,131 m.l.
8"	12,143 m.l.
10"	317 m.l.
12"	3,085.m.l.
16"	815 m.l.
18"	390 m.l.
TOTAL :	23,881 m.l.

2.3.- DISPOSICION FINAL.-

2.3.1.- Planta de Tratamiento.- La planta de tratamiento de desaguas se encuentra ubicada al Oeste de la ciudad, al final del emisor y aproximadamente a 600 m. del Estadio

Municipal y la carretera a Chancay.

La planta en sí, está constituida por dos lagunas facultativas, provistas de los dispositivos correspondientes de llegada, ingreso a las lagunas, salidas, etc. Todo ello protegido por un cerco perimetral con malla de alambre y postes de concreto armado.

Las lagunas son similares, adyacentes entre sí, de forma Tronco-piramidal y con las dimensiones siguientes :

Base Mayor	:	100 x 160 m. (1.60 Ha.)
Base Menor	:	86 x 146 m. (1.25 Ha)
Altura Total	:	2.30 m.
Taludes Interiores:		$V/H = 1/3$
Tirante de agua	:	1.50 m.
Volumen Útil	:	20,440 m ³ .
Espajo de agua	:	95 x 155 m. (1.47 Ha).

Por otro lado, habiéndose establecido en acápites anteriores que el volumen total de desague es de 5,961 m³/d. con una carga global de 1,000 Kg. DBO/d., podemos determinar que las condiciones actuales de operación de las lagunas, en cuanto a período de retención y carga superficial se refiere, se establecen en :

$$\text{Período de retención : } (20,440 \times 2)/(5,961)$$

$$\text{P.R.} = 6.86 \text{ días}$$

$$\text{Carga Superficial : } (1,000) / (1.47 \times 2)$$

$$\text{C.S.} = 340 \text{ Kg. DBO/Ha} \times \text{d.}$$

Las cifras que suele emplearse en la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda y Construcción, para las condiciones finales de los períodos de diseño son de 8 a 12 días para el período de retención y 300 Kg. DBO/Ha x d. para las cargas superficiales, según lo cual las lagunas de la planta de tratamiento de la ciudad de Huaral, ya estarán trabajando ligeramente sobrecargadas.

Las instalaciones en sí, se encuentran aún en buenas - condiciones, pero últimamente se viene observando bastante descuido en ellas por falta de personal de mantenimiento y vigilancia.

2.3.2.- Cuerpo Receptor.- El cuerpo receptor lo constituye una acequia que corre en las inmediaciones de la planta y cuyo caudal, insuficiente para efectuar una dilución - adecuada al volumen total de desagues de la ciudad, es utilizado posteriormente para el riego de diferentes tipos, de cultivos, siendo por tanto obligatorio el tratamiento de los desagues.

3.- ADMINISTRACION, OPERACION Y MANTENIMIENTO.

3.1.- ENTIDAD EXPLOTADORA :

3.1.1.- Organización.- Anteriormente la administración, operación y mantenimiento de los servicios de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Huaral se encontraba a cargo del Municipio, pero a partir de 1,970, estos servicios fueron transferidos a la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda y Construcción, entidad que a través - de su dependencia local, al "Sistema Huaral de Agua Potable y alcantarillado ", ejerce dichas funciones hasta la fecha. El "Sistema Huaral de Agua Potable y Alcantarillado", actualmente se encuentra bajo la responsabilidad de un Administrador que depende directamente de la Sub-Zona Huacho, que pertenece a su vez a la Zona Ica Nº 5 con sede en Chincha, donde se encuentra la representación principal de la Dirección General de Obras Sanitarias, para las oficinas provinciales de los Departamentos de Lima & Ica.

3.1.2.- Funciones.- Entre las principales funciones propias del Sistema, podemos citar las siguientes :

Se encarga de la operación de todas las instalaciones de los servicios que comprenden: plantas de tratamiento de agua y desague, pozos, reservorios, redes, etc.

Efectúa trabajos de mantenimiento constante de éstas instalaciones.

Efectúa todas las reparaciones necesarias y realiza pequeñas ampliaciones de acuerdo a los medios que esté a su alcance.

- Confecciona presupuestos, suscribe contratos, ejecuta y controla las conexiones domiciliarias.

Registra, clasifica, factura y cobra por el uso de los servicios; también está facultada para efectuar el corte y la rehabilitación de los servicios como medida coactiva de cobranza.

Además realiza otra serie de actividades secundarias adicionales que complementan a las mencionadas en las funciones generales del sistema.

3.1.3.- Personal.- Para la ejecución de todos los trabajos que demandan las funciones propias del Sistema, se cuenta con un total de 33 personas, que de acuerdo al área en que se desempeñan pueden clasificarse en :

Personal Administrativo :

1 Administrador

Personal de Oficina :

1 Auxiliar de Contabilidad

1 Cajero

1 Auxiliar de Cajero (cobrador)

1 Inspector de Servicios

1 Almacenero

1 Auxiliar de Oficina

1 Secretaria

1 Kardista

- 1 Conserje - Guardián.
- Personal Técnico :
 - 1 Jefe de Planta
 - 1 Mecánico
 - 3 Operadores de Planta
 - 4 Operadores de Pozos
 - 1 Operador de Lagunas
- Personal de Campo :
 - 1 Jefe de Redes
 - 1 Gasfitero
 - 1 Chofer
- 10 Obreros para mantenimiento.

Además, cuando la magnitud de los trabajos lo requiere, se contrata personal obrero eventual en número que varía de acuerdo a las necesidades.

También eventualmente, el Sistema recibe el apoyo de personal especializado proveniente de la Zonal o de la Dirección General.

3.2.- SERVICIOS DOMICILIARIOS.-:

3.2.1.- Número de Conexiones Existentes.- Hasta el mes de Diciembre de 1,976 existían 2,931 conexiones domiciliarias de agua potable y 1,780 de desague.

Del total de las conexiones domiciliarias de agua potable, aún cuando existen reglamentaciones que facultan a la entidad que controla los servicios a imponer la instalación de los medidores en cada conexión, solamente 951 de las existentes cuentan con estos dispositivos, lo que constituye solo el 32.45% del total, porcentaje que lejos de aumentar, por el contrario paulatinamente va disminuyendo debido a que en el Sistema no se cuenta con taller ni personal especializado para reparación de medido

rea, y cuando éstos se malogran, son retirados y muy pocos de ellos son nuevamente repuestos.

La circunstancia descrita, aunado al hecho de que la mayoría de las conexiones antiguas no han sido ejecutadas de acuerdo a las especificaciones vigentes, existiendo incluso muchas que hasta carecen de caja de registro, dificultan o imposibilitan el control del consumo dando lugar a que se presente un considerable desperdicio de agua, motivando como consecuencia, el principal problema que afronta la Administración, cual es, la insuficiencia del servicio en muchos sectores de la ciudad pese a que como se ha demostrado en 1.3.3., de los registros obtenidos, el volumen de agua que se produce, podría satisfacer holgadamente las necesidades de la población.

3.2.2.- Clasificación .- Para los efectos de la aplicación de las tarifas vigentes, las conexiones han sido clasificadas, considerando las finalidades del predio al que sirven y al uso del agua, en tres tipos principales : Doméstico, Comercial e Industrial. Cada una de éstas a su vez, han sido subdivididas en 2 categorías de acuerdo al volumen mínimo de consumo, cuyos límites se establecen en :

	Consumo Mínimo		
	<u>Doméstico</u>	Comercial	<u>Industrial</u>
1ra. Categoría:	20 M3.	50 M3.	100 M3.
2da. Categoría:	15 M3.	30 M3.	60 M3.

Las categorías son establecidas tomando en cuenta diferentes factores como : costo del inmueble, ubicación, número de departamentos y servicios, número de inquilinos, monto de capital (para los servicios comerciales e industriales), etc. Estas Clasificaciones son solamente

estimativas y no se sujetan a ningún procedimiento normativo de evaluación.

Existe también un tipo adicional de servicio, denominado de "Construcción", que es de carácter solamente temporal y se aplica a los predios en proceso de ejecución durante el período que dure ésta.

3.2.3.- Relación con la población actual.- Tomando como base la densidad familiar promedio obtenido en el último Censo, de 6.4 personas por familia, se tendría que la población actual de 25,000 habitantes estaría compuesta por 3,906 familias, las cuales dado el reducido número de viviendas multifamiliares en la ciudad, estarían distribuidas en aproximadamente 3,800 viviendas, que a la vez será - el número de conexiones necesarias para que toda la población pueda contar con servicio domiciliario directo.

Existiendo en agua potable, 2,931 conexiones domiciliarias, que representan el 77% del total necesario, las cifras obtenidas reflejan un déficit de 869 conexiones de agua potable.

En cuanto a alcantarillado, dado que solo existen 1780 conexiones domiciliarias, que representan el 47% del total requerido, el déficit resultante sería de 2,020 conexiones domiciliarias de desague.

3.3.- ASPECTO FINANCIERO.

3.3.1.- Tarifas vigentes.- Las tarifas que regulan el cobro del consumo de agua, se contemplan dentro del programa General de Administración de los Servicios que están a cargo de la Dirección General de Obras Sanitarias y se establecen por Resolución Suprema. Estas tarifas son periódicamente sometidas a reajustes a fin de permitir que los servicios de agua potable y alcantarillado cubran -

los costos de operación y mantenimiento, así como la renovación de los equipos y la abeolución del componente crediticio para el financiamiento de las obras que demandan estos servicios.

Para el caso particular de Hyaral, hasta Diciembre de - 1,976, las dos últimas Resoluciones Supremas que han es^a establecido las tarifas para el cobro del consumo de agua determinaban los siguientes valores.

Resolución Suprema N^o 182-75-VC-1100 de : 27 de Junio - de 1,975 :

<u>Servicio</u>	<u>Volúmen</u> <u>límite</u>		<u>Valor hasta</u> <u>límite</u>	<u>Valor Sobre</u> <u>límite</u>
Doméstico 1ra.C.	20 M3	₡	2.40 M3.	₡ 3.00 M3.
" 2da.C.	15 M3.	₡	2.00 M3.	₡ 2.50 M3.
Comercial 1ra.C.	50 M3.	₡	4.00 M3.	₡ 4.50 M3.
" 2da.C.	30 M3.	₡	4.00 M3.	₡ 4.50 M3.
Industrial 1ra.C.	100 M3.	₡	7.00 M3.	₡ 8.60 M3.
" 2da.C.	60 M3.	₡	7.00 M3.	₡ 8.60 M3.

Además por concepto de alcantarillado, esta Resolución - establecía el cobro adicional del 25% del consumo de agua. Resolución Suprema N^o 132-76-VC-5400 de : 5 de Agosto de 1,976 :

<u>Servicio</u>	<u>Volúmen</u> <u>límite</u>		<u>Valor Hasta</u> <u>límite</u>	<u>Valor Sobre</u> <u>límite</u>
Doméstico 1ra. C.	20 M3.	₡	4.00 M3.	₡ 4.50 M3.
" 2da. C.	15 M3.	₡	3.00 M3.	₡ 3.50 M3.
Comercial 1ra. C.	50 M3.	₡	6.50 M3.	₡ 7.00 M3.
" 2da. C.	30 M3.	₡	6.00 M3.	₡ 6.50 M3.
Industrial 1ra.C.	100 M3.	₡	12.00 M3.	₡ 13.50 M3.
" 2da.C.	60 M3.	₡	11.00 M3.	₡ 12.50 M3.

Por concepto de alcantarillado, esta Resolución estable^c ce el cobro adicional del 30% del consumo de agua.

3.3.2.- Sistema de Cobranza.- Anteriormente la cobranza se efectua ba a domicilio, mediante cobradores que ganaban un determi nado porcentaje por recibo cobrado, pero actualmente este sistema ha sido modificado y las cobranzas se efectúan di rectamente en las oficinas a través del siguiente proceso: Entre los días 20 a 27 de cada mes, se toma la lectura de los medidores por personal debidamente adiestrado para tal efecto, quienes entregan la información correspondiente a la sección de facturación en las oficinas del Sistema; en esta acción se efectúa el análisis de los datos registra dos, se efectúan los cálculos aplicando las tarifas para determinar el importe del volumen consumido y se facturan los recibos que pasan a la sección de cobranza en las mis mas oficinas, donde acuden los usuarios para cancelar sus recibos correspondientes .

Después de transcurrido 20 días de plazo para la cancela ción del recibo, si este sigue pendiente de pago, el Siste ma está facultado para interrumpir el servicio del usuario el cual sólo podrá ser rehabilitado previo pago de los de rechos correspondientes y de la cancelación de todos los recibos pendientes .

3.3.3.- Montos de facturación y cobranza.- De los datos obtenido en las oficinas de la Dirección General, se ha confeccio nado el siguiente cuadro que refleja los montos de las fac turaciones y cobranzas realizadas en el año de 1,976, por concepto de consumo de agua y uso de alcantarillado, que constituye el principal rubro de ingresos del Sistema.

Año : 1976

<u>Mes</u>		<u>Facturación</u>		<u>Recaudación</u>
Enero	\$	307,594.30	\$	195,946.50
Febrero		308,780.20		506,193.50
Marzo		318,739.10		345,264.30
Abril		325,719.00		302,919.30
Mayo		326,092.50		360,836.60

<u>Mes</u>	<u>Facturación</u>	<u>Recaudación</u>
Junio	₡ 350,525.30	₡ 287,371.80
Julio	358,187.00	391,270.50
Agosto	358,433.00	111,325.80
Setiembre	588,114.00	544,711.00
Octubre	598,821.00	599,782.00
Noviembre	618,124.00	578,400.00
Diciembre	617,952.00	732,858.00
TOTAL/AÑO :	5'077,081.40	4'956,879.30

El hecho de que en algunos meses se registren recaudaciones mayores que los montos facturados, se explica por los ingresos provenientes de la cobranza de recibos atrasados.

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.-

4.1.- Conclusiones.-

Con respecto a la ciudad de Huaral, el análisis de los aspectos generales de la población y sus recursos relacionados con los servicios básicos de saneamiento, y la situación actual de estos, nos permiten establecer las siguientes conclusiones :

- El estudio climatológico muestra que en la zona, las precipitaciones pluviales son practicamente nulas, sin valor como factor de suministro de agua y sin incidencia respecto al sistema de alcantarillado.

La topografía del terreno, tanto en el radio urbano actual como en las futuras áreas de expansión, se presentan favorables y adecuadas para la ejecución de obras de los servicios mencionados.

El análisis económico de la población indica una capacidad favorable para hacer inversiones en mejoramiento y ampliaciones de estos servicios.

Su situación geográfica la convierte en un centro de gran actividad comercial y accesible desde cualquier punto.

El potencial, tanto de los recursos naturales como de los recursos humanos, refleja que es una ciudad en pleno crecimiento y que presenta condiciones muy favorables para su desarrollo.

- En el valle se presentan períodos en que existe déficit de agua superficial para la agricultura, lo cual constituye hasta cierto punto un inconveniente para el abastecimiento de agua a la población por esta fuente; en cambio, como lo demuestran los estudios del potencial de utilización disponible y el excelente rendimiento de los pozos de la zona, tanto en cantidad como en calidad, el acuífero del subsuelo constituye una fuente segura para satisfacer los requerimientos actuales y futuros de la población.

Aún cuando se han ejecutado las obras consideradas en el proyecto de mejoramiento y ampliación, del año 1,966 en la actualidad el sistema de Agua Potable adolece de las mismas deficiencias básicas que fueron señaladas en ese año, es decir: falta de agua y deficiente presión en las redes, lo que obliga a la Administración a mantener todavía en servicio la antigua planta de tratamiento de las aguas superficiales, pese a que por lo inadecuado de sus instalaciones, en el proyecto mencionado se contempló su abandono.

Los elementos de distribución: reservorios, líneas de aducción y redes de distribución se encuentran en general en buen estado y pueden continuar en servicio a excepción de las tuberías de fierro fundido que ya presentan signos evidentes de deterioro.

Los registros, tanto de producción a través de los dos sistem

mas de captación, así como los de distribución, indican volúmenes de agua que deberán satisfacer holgadamente las necesidades de la población, sin embargo, parte de los usuarios, que acusan deficiencia en el servicio.

Los colectores de relleno de desagües, que cubren el casco central antiguo de la ciudad, están constituidos en general por tuberías de 6" de diámetro, las cuales, tanto por su antigüedad como por su escasa capacidad ofrecen un servicio deficiente.

Tanto los colectores principales, como el emisora, tiene las capacidades suficientes para evacuar los desagües de la ciudad y su estado en general es bueno, pudiendo continuar en servicio.

La planta de tratamiento de desagües, que actualmente se encuentra trabajando ya ligeramente sobrecargada, se observa últimamente bastante descuidada por falta de personal de mantenimiento y vigilancia.

En general las redes de servicio, tanto de agua como de alcantarillado, cubren casi toda el área actualmente desarrollada, a excepción de una nueva zona de viviendas, de reciente formación, entre las carreteras a Chancay y Lima, que aún no presentan un ordenamiento urbano definido.

En relación con otras ciudades, el número de conexiones domiciliarias de agua potable existentes, indica una proporción constante aceptable de población con servicio directo, por cuanto ~~este estimado~~ que alcance el 77% del total necesario; sin embargo en alcantarillado, pese a que las redes de servicio también cubren casi la totalidad del casco urbano actual, el porcentaje de conexiones domiciliarias de desagüe es bastante bajo, ya que del total necesario estimado, solo alcanza el 47%.

El motivo principal de las deficiencias en el servicio de agua potable, lo constituye el fuerte desperdicio que se pro

duce, dada la incapacidad de ejercer un control adecuado en el consumo de agua por falta de los dispositivos de medición correspondientes en la mayoría de las conexiones domiciliarias, ya que del total de éstas, solo el 32% cuenta con medidor.

4.2.- Recomendaciones.-

De las conclusiones expuestas y considerando que el fuerte imppulo que actualmente experimenta la ciudad en su desarrollo, demanda al mejoramiento de los servicios básicos de saneamiento existentes, se recomienda :

Contemplar la ejecución de un proyecto de mejoramiento y ampliación de los servicios existentes de Agua Potable y Alcantarillado.

Considerar la explotación de las napas sub-terráneas para el reemplazo de la planta de tratamiento de aguas superficiales, y el aumento del caudal de producción actual.

Reemplazar y/o dejar fuera de servicio las tuberías de agua potable de fierro fundido por encontrarse en los límites de su vida útil y resultar anti-económico su mantenimiento.

Reemplazar todas las tuberías de 6" de diámetro por tuberías de 8", en el casco central.

Difundir a través de los diferentes medios de expresión, programas básicos de educación sanitaria.

Llevar a cabo una campaña masiva de instalación de medidores a fin de evitar el desperdicio de agua, por cuanto sin estos dispositivos de control del consumo, cualquier cálculo sobre los requerimientos de caudal serán de escasa validéz.

Promover, principalmente mediante facilidades crediticias, la instalación de conexiones domiciliarias, fundamentalmente de desagües, a fin de que la totalidad de redes de servicio instaladas cumplan al máximo su objetivo.

CAPITULO III

BASES DEL PROYECTO

- 1.- GENERALES
- 2.- SISTEMA DE AGUA POTABLE
- 3.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS.

CAPITULO III

C.- BASES DEL PROYECTO.-

1.- GENERALES:

1.1.- Introducción.- El proyecto para el abastecimiento de agua y la evacuación de las aguas servidas de una localidad, es una empresa compleja que implica la inclusión de estructuras relativamente masivas (presas, depósitos, plantas, de tratamiento, etc.) que representan períodos más o menos largos de construcción y que no son fácilmente expandibles; también incluyen redes de tuberías y otros ductos enterrados bajo las calles de la ciudad y que interrumpen el tránsito durante su tendido, por lo cual los principales componentes del sistema se construyen ex-profeso de un tamaño suficientemente grande para satisfacer las necesidades de la comunidad durante un lapso razonable.

No es simple seleccionar las capacidades de diseño de las estructuras, esto demanda un conocimiento profundo por parte del proyectista de los volúmenes y flujos implicados así como de su relación con la población y el tiempo, además de habilidad propia para interpretar las tendencias sociales y económicas de la población y analizar las experiencias pasadas a fin de predecir necesidades futuras.

Aún cuando por su naturaleza misma, cada proyecto de agua y aguas residenciales debe ser concebido en forma exclusiva, muchas veces no se cuentan con informaciones suficientes para su diseño, siendo necesario recurrir a las experiencias obtenidas de proyectos ejecutados en ciudades similares pa-

ra lograr el desarrollo satisfactorio del proyecto y como consecuencia el funcionamiento adecuado de los servicios.

En el presente estudio, teniendo en consideración lo expuesto, se ha tomado como base del proyecto, los siguientes aspectos :

1.2.- Periodo de diseño.- Para determinar el periodo de diseño del proyecto se ha considerado diversos aspectos técnico-económicos como :

- a) Rango normal de vida útil de las estructuras, para dar una estimación del límite máximo en años que podamos adoptar para el periodo de diseño sin sufrir molestias por frecuentes reconstrucciones y reparaciones ocasionadas por el deterioro de las instalaciones.
- b) Estudio del probable desarrollo futuro de la ciudad, en cuanto a población, o sea, zonificación, etc. para poder determinar la capacidad volumétrica de los elementos, los cuales deberán estar diseñados para ser utilizados durante el tiempo que abarque el periodo de diseño sin tener que ser ampliadas o reemplazadas por falta de capacidad.
- c) Estudio de factibilidad económico-financiero, para determinar los alcances económicos de la población en cuanto al costo de las obras y dividir el periodo de diseño en etapas de ejecución o inversión por la urgencia de solucionar problemas inmediatos sin afectar a la población actual con gastos en obras que serán utilizados por poblaciones futuras.

Así, en base principalmente a estas consideraciones se ha adoptado un periodo de diseño de 20 años dividido en 2 eta

pes de ejecución : la primera que cubre los próximos 10 años, hasta 1,987 y la segunda los 10 años restantes hasta 1,997.

Se han adoptado estas cifras con el objeto de dar cierto margen de factibilidad a ellas sin afectar en forma sensible las consideraciones que se mencionan anteriormente, - ya que se debe tener en cuenta que sea cual fuere el método que se emplee en el cálculo de la población futura, así se llegue a cálculos de los más exhaustivos, que casi nunca se justifican, la incertidumbre siempre persiste, - por cuanto el cálculo solo es de probabilidad y su utilización es relativa con respecto al tiempo.

La primera etapa que abarca los próximos 10 años, contempla las obras necesarias para cubrir las necesidades de las actuales zonas de vivienda y de las áreas inmediatas de expansión que se estima ocupará la ciudad hasta el término de esta etapa.

La segunda etapa, que abarca los 10 años restantes del período de diseño, comprende los trabajos correspondientes para servir a las futuras zonas de expansión.

1.3.- Áreas de servicio.- En la determinación de las áreas de servicio ha sido necesario tomar en cuenta varios factores tales como : zonificación, tasa de crecimiento de la población, posibilidades de desarrollo comerciales e industriales, potencial de recursos económicos, etc, en base a los cuales se han adoptado las siguientes áreas para las 2 etapas del proyecto:

Para la primera etapa, que abarca hasta el año 1,987, - considerando las facilidades para la expansión que hay en la actualidad, por cuanto existen dentro del períme-

tro urbano zonas sin construir; terrenos con precios accesibles en las áreas inmediatas de la población, etc. se ha adoptado una extensión de 250 Has. incluyendo las actuales áreas de vivienda, que es de 180 Has.

Para la segunda etapa, que abarca hasta al año 1,997, - se estima que no habrán las mismas facilidades que hay en la actualidad para la expansión de la ciudad, originando por consiguiente una mayor densidad de población, a la vez que una expansión más lenta del área urbana con respecto a la primera etapa, por lo que se ha adoptado un crecimiento de la ciudad en 50 Has. adicionales, habiendo un total de 300 Has.

1.4.- Población de Servicio.- De acuerdo al estudio realizado - en el Capítulo I (Desarrollo Urbano), y al período de - diseño adoptado, tendremos que las poblaciones a ser servidas en las 2 etapas del proyecto serán :

- Para la Primera Etapa (1,987) : 38,200 Hab.
- Para la Segunda Etapa (1,997) : 59,600 Hab.

1.5.- Densidades de Saturación.- Las densidades de saturación - se han calculado según la zonificación efectuada por la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo (ONPU) para la ciudad de Huaral, el probable desarrollo futuro de la población, y por comparaciones con otras ciudades de - características semejantes, los cuales nos han llevado a adoptar las siguientes densidades de saturación :

Zona	Densidades de Saturación
Urbana	250 Hab./Ha.
Semi-rústica	140 " "
Comercial	220 " "
Industrial	100 " "

El diseño se efectuará para satisfacer las demandas de la población de saturación que se prevé en las diferentes zonas que se encuentran en el esquema adjunto.

2.- SISTEMA DE AGUA POTABLE.-

2.1.- DATOS BASICOS DE DISEÑO.-

2.1.1.- Dotaciones.- El consumo unitario de agua, o dotación por persona, en una ciudad que cuenta con un servicio organizado y controlado convenientemente en sus aspectos técnicos, administrativo y económico, varía según la zonificación de la ciudad; igualmente con el transcurso del tiempo y el desarrollo de la ciudad, debe presentar un incremento progresivo, correspondiente al mejoramiento en el nivel de vida de los pobladores que demanda un mayor consumo de agua, a la implantación de nuevas industrias, etc. La determinación real de estas variaciones solo puede establecerse a base de estadísticas permanentes, de fuentes fidedignas y en servicios regulares.

En el caso particular de Huaral, dado que las irregularidades del servicio no permiten obtener valores representativos, las informaciones obtenidas, que por ser incompletas resultan de escaso valor, han sido consideradas solamente como elementos orientadores, determinándose las dotaciones de acuerdo a los valores que suele emplearse en la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda y Construcción para ciudades de características semejantes.

Así tendremos que las dotaciones asumidas por persona y por día para las diferentes zonas de la ciudad, en las dos etapas del proyecto, serán :

<u>Zona</u>	<u>Dotación :</u>	
	<u>1ra.Etapa</u>	<u>2da.Etapa</u>
Urbana	220 l.p.p.d.	280 l.p.p.d.
Semi-rústica	140 "	180 "
Comercial	180 "	200 "
Industrial	420 "	470 "

2.2.2.- Variaciones de consumo.- Las "Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarilla de destinadas a la localidades urbanas", basadas, sobre estudios de las diferentes localidades del país, recomiendan valores para el máximo diario que fluctúan entre 120% a 150% y para el máximo horario entre 180% y 250% de la demanda promedio anual, dependiendo en general de la ubicación de la ciudad, población, temperatura ambiente, etc.

En el caso de la ciudad de Huaral, por comparación con otras ciudades de características semejantes y para los efectos del proyecto, se han adoptado los siguientes valores para las variaciones de consumo:

Promedio diario anual	100 %
Máximo diario	130 %
Máximo horario	180 %
Mínimo diario	40 %

2.1.3.- Caudales de diseño.- Habiendose determinado las dotaciones correspondientes a las diferentes zonas de la ciudad, así como los valores correspon-

CONSUMOS PROMEDIOS PER CAPITA EN PAISES DE AMERICA LATINA

TIPO DE POBLACION	Consumo en litros por habitante por día				
	BRASIL	COLOMBIA	EL SALVADOR	HAITI	VENEZUELA
RURAL	150	70 - 150	-	25 - 94	130
URBANA	200 - 300	200 - 300	200 - 350	75 - 284	130 - 150
					200 - 600

CONSUMOS PER CAPITA EN FUNCION DE LAS POBLACIONES Y TIPOS DE SERVICIOS DE DIVERSAS CIUDADES BRASILEÑAS

POBLACION	Consumo en litros por habitante por día		Servicio sin medidores	
	Hasta	de	Servicio con medidores	Servicio sin medidores
	5,000 Hab.		100	200
de 5,000 a 25,000 "	25,000 "	200	150	300
de 25,000 a 100,000 "	100,000 "	250	200	400
Mayores de: 100,000 "	100,000 "	300	250	500

CONSUMOS PER CAPITA DESGLOZADOS DE ACUERDO A LOS USOS

TIPO DE CONSUMO	D.O.S. SAO PAULO 1,951	D.A.E. SAO PAULO 1,957	FAIR AND GEYER E. U.
Doméstico	85 lt/hab./día	140 lt/hab./día	190
Comercial e Industrial	50	100	245
Público	25	15	37.9
Pérdidas	40	45	94

Consumo del día máximo con respecto al promedio
diario (En porcentaje)

LUGAR	PAIS	POBLACION Habit.	TEMPERATURA Media °C.	%
SAO PAULO	BRASIL	2'000,000	18	125
PUERTO PRINCIPE	HAITI	470,745	22	125
CUCUTA	COLOMBIA	295,886		120
MINNEAPOLIS	E.E.U.U.	460,000	6	222
LONG BEACH	E.E.U.U.	251,000	20	154
OKLAHOMA	E.E.U.U.	240,000	16	240
SPRINGFIELD	E.E.U.U.	150,700	10	131
BARQUIMISATO	VENEZUELA	138,000	24	136
VALENCIA	VENEZUELA	136,000	24	126
MERIDA	VENEZUELA	38,250	19	114
LIMA	PERU	1'800,000	18	130
AREQUIPA	PERU	90,014	14	126
TRUJILLO	PERU	132,000	20	150

Consumo máximo horario con respecto al promedio
diario (En porcentaje)

LUGAR	PAIS	POBLACION Habit.	TEMPERATURA Media °C	%
PUERTO PRINCIPE	HAITI	470,745	22	160
CUCUTA	COLOMBIA	295,886		150
WIESKADEN	ALEMANIA	113,000		178
Valencia	VENEZUELA	136,000	24	203
MERIDA	VENEZUELA	38,250	19	141
ATLANTA	E.E.U.U.	270,000	17	200
SAN ANTONIO	E.E.U.U.	231,000	20	210
SPRINGFIEL	E.E.U.U.	150,700	10	203
KWORVILLE	E.E.U.U.	122,500	14	216
TACOMA	E.E.U.U.	108,000	10	209
SACRAMENTO	E.E.U.U.	81,100	15	217
LIMA	PERU	1'800,000	18	200
AREQUIPA	PERU	90,014	14	215
TRUJILLO	PERU	132,000	20	225

dientes a las variaciones de consumo, se ha podido confeccionar los siguientes cuadros de caudales, que se utilizarán en el diseño de los elementos requeridos por el sistema.

PRIMERA ETAPA

ZONA	AREA (Ha.)	DENSSID. (Hab/Ha.)	POBLACION (Hab.)	DOTAC. (L/hab/d.)	CAUDAL (L/d.)
Urbana	134	190	25,460	220	5'601,200
Semifustica	92	100	9,200	140	1'288,000
Comercial	18	170	3,060	180	550,800
Industrial	6	80	480	420	201,600
	<u>250</u>		<u>38,200</u>		<u>7'641,600</u>

Zona	Prom. D. (1/s.)	Máx. D. (1/s.)	Máx. H. (1/s.)	Min. H. (1/s.)
Urbana	64.83	84.28	116.69	25.93
S.rústica	14.90	19.37	26.82	5.96
Comercial	6.38	8.29	11.48	2.55
Industrial	2.33	3.03	4.19	0.93
	<u>88.44</u>	<u>114.97</u>	<u>159.18</u>	<u>35.37</u>

SEGUNDA ETAPA

Zona	Area ()	Densid. (Hab/Ha.)	Población (Ha.)	Dotac. (lt/Hab/d)	Caudal (l/d.)
Urbana	148	250	37,000	280	10'360,000
S.rústica	116	140	16,240	180	2'923,200
Comercial	23	220	5,060	200	1'012,000
Industrial	13	100	<u>1,300</u>	470	611,000
	<u>300</u>		<u>59,600</u>		<u>14'906,200</u>

<u>ZONA</u>	<u>PROM. D.</u> (1/s.)	<u>MAX. D.</u> (1/s)	<u>MAX. H.</u> (1/s.)	<u>MIN. H.</u> (1/s.)
Urbana	119.91	155.88	215.84	47.96
S.rústica	33.83	43.98	60.89	13.53
Comercial	11.71	15.22	21.08	4.68
Industrial	7.07	9.19	12.72	2.83
	<hr/>	<hr/>	<hr/>	<hr/>
	172.52	224.27	310.53	69.00

De los cuadros expuestos, podemos considerar en resúmen, para las dos etapas del proyecto, los siguientes caudales:

	<u>1ra. Etapa</u> (1/s.)	<u>2da. Etapa</u> (1/s.)
Promedio Diario	88.4	172.5
Máximo Diario	115.0	224.3
Máximo Horario	159.2	310.5
Mínimo Horario	35.4	69.0

2.1.4.- Dotaciones Promedio.- De los caudales obtenidos y las poblaciones consideradas en las dos etapas del proyecto, las dotaciones promedios resultantes serán :

1ra. Etapa : 200 l.p.p.d.
2da. Etapa : 250 l.p.p.d.

Para fines comparativos, en la relación siguiente podemos observar las dotaciones promedios consideradas para las etapas finales de los Proyectos Integrales de algunas ciudades del país que han alcanzado un mayor grado de desarrollo :

<u>CIUDAD</u>	<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u> (Hab.)	<u>CAUDAL</u> (l/d)	<u>DOT. PROM.</u> (1/Hab./d.)
HUACHO	1,990	80,000	20'111,000	250
TALARA	1,995	70,400	35'043,840	500
PISCO	2,000	103,600	32'486,400	315
SULLANA	2,000	262,930	65'724,480	250
CUZCO	2,003	213,000	44'668,800	210

2.1.5.- Combate de Siniestros de incendio.- Para adoptar el criterio más conveniente con respecto a la demanda y reserva de incendio, se ha tenido en cuenta que si bien es cierto, es necesario dar la debida consideración a la protección contra incendios, no es conveniente fijar pautas que resulten onerosas para la economía del proyecto, ya que debido a las condiciones especiales de nuestro medio, fundamentalmente diferentes a las de otros países más desarrollados, nos obligan a adoptar cifras más ajustadas a la realidad a fin de evitar recargos exagerados con las capacidades de almacenamiento y redes de distribución cuanto más, si se trata de exigencias eventuales como son los casos de incendio.

Dado lo expuesto, y a fin de tener una base apropiada que se adapte a las condiciones locales de lucha contra incendio, se ha considerado necesario efectuar un análisis comparativo de los distintos criterios adoptados por entidades públicas y privadas del ámbito internacional, así como de los utilizados en la ejecución de los Proyectos Integrales de algunas ciudades del país:

a) Recomendaciones de "The National Board of Fire Underwriter" :

$$Q = 64.4 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P})$$

Q = Gasto en litros/seg.

P = Población en miles de habitantes.

Para ambas etapas del proyecto se tendría :

$$\begin{aligned} \text{1ra. Etapa : } P &= 38,200 \text{ habit. } Q = 64.4 \sqrt{38.2} (1 - 0.01 \sqrt{38.2}) \\ Q &= 373.40 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2da. Etapa : } P &= 59,600 \text{ hab. } Q = 64.4 \sqrt{59.6} (1 - 0.01 \sqrt{59.6}) \\ Q &= 458.78 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

b) Normas del I.N.O.S. de Venezuela :

Según las normas de este organismo se tiene la siguiente fórmula :

$$Q = 15 \sqrt{P}$$

Q = Gasto en L/seg.

P = Población en miles de habitantes :

Para las dos etapas del proyecto se tendría :

$$\begin{aligned} \text{1ra. Etapa: } P &= 38,200 \text{ hab. } Q = 15 \sqrt{38.2} \\ &= 92.71 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2da. Etapa: } P &= 59,600 \text{ hab. } Q = 15 \sqrt{59.6} \\ &= 115.80 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

c) Normas de diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua de la Autoridad de Acueductos y Alcantarillado de Puerto Rico:

En el año de 1,956 el Estado Libre Asociado de Puerto

Rico, dió las siguientes pautas para prever la demanda y reserva de incendio, basandose en la fórmula de Kuichling:

$$Q = \frac{14 \sqrt{P}}{f}$$

Q = Gasto en l/s.

P = Población en miles de habitantes.

f = Coeficiente en función de la población.

Para el valor de f se da :

<u>Población</u>	<u>f</u>
10,000	3
10,000 - 25,000	2
25,000 -100,000	

Según estas consideraciones, para ambas etapas del proyecto se tendría :

$$\begin{aligned} \text{1ra. Etapa: } P = 38,200 \text{ hab.} \quad Q &= \frac{14 \sqrt{38.2}}{1.5} \\ &= 57.68 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2da. Etapa: } P = 59,600 \text{ hab.} \quad Q &= \frac{14 \sqrt{59.6}}{1.5} \\ &= 72.05 \text{ l/s.} \end{aligned}$$

En nuestro país, en la ejecución de los Proyectos Integrales de algunas ciudades con mayor grado de desarrollo, para las etapas finales del proyecto, se han establecido las siguientes consideraciones :

Sullana : (Población de diseño : 262,930 hab.) Zona

Céntrica - Caudal continuado de 56 l/s., durante 6 - horas, con 4 grifos de 14 l/s. cada uno.

Zona Residencial - Caudal continuado de 20 l/s. du rante 4 horas, con 2 grifos de 14 l/s. cada uno.

Zona Industrial - Caudal continuado de 80 l/s. duran te 6 horas con 4 grifos de 20 l/s. cada uno.

Piura.- (Población de diseño: 178,000 Hab.) Zona - céntrica y Residencial.- Caudal continuado de 50 l/s. durante 5 horas con 4 grifos de 12.5 l/s. cada uno.

Zona Industrial.- Caudal continuado de 75 l/s. duran te 5 horas con 6 grifos de 12.5 l/s. cada uno.

Arequipa.- (Población de diseño Hab.).- Zo- na Céntrica y Residencial.- Caudal continuado de 128 l/s. durante 10 horas con 8 grifos de 16 l/s. cada - uno.

Zonas periféricas y ciudades Satélites.- Caudal con- tinuado de 32 l/s. durante 5 horas, con 2 grifos de 16 l/s. cada uno.

Cuzco.- (Población de diseño 213,000 Hab.).- Zona Comercial y Turística.- Caudal continuado de 64 l/s. durante 6 horas, con 4 grifos de 16 l/s. cada uno.

Zona de vivienda.- Caudal continuado de 32 l/s. du rante 6 horas, con 2 grifos de 16 l/s. cada uno.

Zona Industrial.- Caudal continuado de 96 l/s. duran te 8 horas, con 6 grifos de 16 l/s. cada uno.

Pisco.- (Población de diseño : 103,600 Hab.) .- Zo- na Total del proyecto.- Caudal continuado de 32 l/s. durante 4 horas, con 2 grifos de 16 l/s. cada uno.

A raíz de la publicación de las "Normas y Requisitos - para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinado a las localidades urbanas", en la ejecución de los trabajos más recientes, como el Proyecto Integral de Pisco, se están adoptando cifras más conservadoras acorde con las características socio-económicas del país, y en base a sus criterios que ya desde 1962 se contemplaba necesarios por cuanto las recomendaciones del "Seminario sobre Diseño de Abastecimientos de Agua", realizado en ese año en Buenos Aires, en su informe final dice :

" No es necesario establecer normas fijas para la protección contra incendio en América Latina. En vista del alto costo de este tipo de servicios debe tenerse el máximo cuidado al determinar las demandas para este propósito. El proyectista deberá consultar a los servicios locales de bomberos antes de diseñar este aspecto //" Otro método para suplir las necesidades de agua para esta finalidad, sería el de cerrar válvulas de tal manera que el agua disponible sea dirigida hacia el incendio" //.

En el mismo Seminario, el trabajo "Normas de Proyecto de Sistemas de Distribución" del Ingeniero Walter Castagnino de la OPS/OMS, dice :

" Nuestra experiencia es que en la mayoría de los casos, es suficiente con proveer que en todo punto de la red haya disponible un caudal de 16 l/s., con almacenamiento suficiente para 4 horas de duración, agregado a una capacidad del sistema para distribuir el gasto medio anual en esas circunstancias, Por lo tanto, no debe aplicarse, salvo excepciones las especificaciones del N.B.F.U. para protección contra incendio en pobla

ciones de América Latina."

Por otro lado, la ciudad de Huaral, en los últimos años no ha sufrido de muchas conflagraciones, y casi ninguna de gran magnitud; la mayoría de las edificaciones son de ladrillo y/o adobe que en sí no son materiales combustibles y las nuevas construcciones en general siguen la tendencia moderna de edificación; - por tanto, se ha determinado que la protección contra incendio en la ciudad de Huaral, debe tender principalmente a controlar siniestros, evitando su propagación en resguardo de la vida y propiedad, incidiendo - meno en el aspecto económico del valor de las primas de las compañías de seguros, cuyos servicios, en general, se limitan a cubrir contra estos riesgos a las - casas comerciales de importancia.

En base a todo lo anteriormente expuesto, para la ciudad de Huaral se ha considerado la ocurrencia de un - siniestro como máximo, en cualquier punto de la red, atendido por los hidrantes de 16 l/s. cada uno, con un caudal total continuado de 32 l/s. durante 4 horas.

2.1.6.- Almacenamiento de Regulación y Reserva.- El volúmen total de los reservorios de almacenamiento deben ser convenientemente dimensionados a fin de que puedan sa tisfacer las condiciones siguientes :

- a) Regular en gasto a fin de atender las variaciones horarias de consumo.
- b) Mantener un volúmen de reserva, destinado a la atención de condiciones de emergencia que se pueda presentar (interrupción de la energía, falla de - los equipos de bombeo, roturas y reparaciones en - las tuberías de alimentación a los reservorios, etc)

- c) Asegurar un volúmen de reserva para caeos de combate contra incendio.

En la determinación de los volúmenes necesarios para - cada uno de estos fines se ha establecido los siguientes:

- a) Para el dimensionamiento del volúmen necesario para regulación del gasto, el método convencional es la utilización del diagrama mese de las variaciones horiarias de consumo pero en vista de que por las irregularidades del servicio actual, no puede contarse con un registro representativo de las fluctuaciones en las demandas de consumo de la población, se ha - considerado las recomendaciones vigentes al respecto, que establecen como volúmen adecuado de almacenamiento para la regulación del servicio , el 25% - del consumo total del día promedio anual.
- b) El volúmen de reserva para situaciones de emergencia, se función directa de las posibilidades de fallas o interrupciones que puedan presentarse en las instalaciones, por tanto, deben determinarse de acuerdo a las características propias de cada servicio.

En el caso concreto de la ciudad de Huaral, no se - ha considerado volúmen de reserva para estos fines, por las siguientes razones :

Dado que próximamente la alimentación del fluido eléctrico procederá de las instalaciones de las - centrales del Mantaro; que por ley las instalaciones que suministran energía eléctrica están obligadas a mantener en todo momento una potencia de reserva igual a $1/3$ de la demanda; que algunos de los pozos contarán con equipos que puedan ser ac-

cionados tanto por sistemas eléctricos como por Diesel, y que para ambas etapas del proyecto se contemplará un pozo adicional de reserva, se considera reducido el riesgo de interrupción del servicio por falla de los equipos de bombeo o de alimentación del suministro de energía.

Tanto las líneas de impulsión como las de conducción estarán constituidas por tuberías paralelas; serán de relativamente corta extensión; las presiones de trabajo no son excesivamente elevadas, y en las salidas de las bombas se instalarán válvulas contra golpes de ariete, todo lo cual reduce las posibilidades de interrupción completa del servicio, por fallas en las líneas.

- C) El volumen de reserva para casos de combate contra incendio se ha determinado en base a las consideraciones adoptadas en el acápite correspondiente, o sea, el volumen necesario para atacar una conflagración durante 4 horas con un caudal continuado de 32 l/s. distribuidos en 2 grifos de 16 l/s. cada uno.

En resumen, de todo lo expuesto, se ha considerado para ambas etapas del proyecto, los siguientes volúmenes de almacenamiento:

1ra. Etapa :

Caudal promedio diario : 7,641.6 M3.

Volumen de regulación:

$$V_1 = 7,641.6 \times 0.25 = 1,910.4 \text{ M3.}$$

Volumen de reserva para incendio:

$$V_2 = 32 \times 3,600 \times 4 = 460.8 \text{ M3.}$$

- Volúmen total de almacenamiento : 2,371.2 M3.
- Volúmen asumido : 2,400.0 M3.

2da. Etapa :

Caudal promedio diario : 14,906.2 M3.

- Volúmen de regulación :

$$V_1 = 14,906.2 \times 0.25 = 3,726.5 \text{ M3.}$$

- Volúmen de reserva para incendio:

$$V_2 = 32 \times 3,600 \times 4 = 460.8 \text{ M3.}$$

Volúmen total de almacenamiento : 4,187.3 M3.

Volúmen asumido : 4,200.0 M3.

3.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS.-

3.1- DATOS BASICOS DE DISEÑO :

3.1.1.- Volúmenes de Contribución.- Para la determinación de los flujos concernientes al sistema de desagües, cuando no se cuenta con registros directos de estos que puedan servir de base para la adopción de las cifras de diseño, es necesario analizar previamente las principales fuentes que contribuyen a formar el caudal total a evacuar, constituido principalmente por :

a) Aguas provenientes del sistema de Agua Potable.

b) Aguas provenientes de la napa freática del subsuelo.

c) Aguas provenientes de las precipitaciones pluviales.

En el caso particular de Huaral, teniendo en consideración que dentro del área de desarrollo de la ciudad, el nivel de la napa freática del subsuelo se encuentra por debajo de las profundidades máximas que podrían alcanzar los colectores y que las precipitaciones pluviales son casi nulas o de escasa influencia para el diseño de ellos, los volúmenes implicados se han determinado únicamente en base a la contribución del Sistema de Agua Potable, el cual, teniendo en cuenta que no todo el caudal que se proporciona a la población ingresa a los colectores debido a los usos para riego de calles y jardines, consumo doméstico, pérdidas en las tuberías, etc., y de acuerdo a las normas en vigencia, se ha fijado en 80% del total.

3.1.2.- Variaciones de Flujo.- Para las variaciones diarias y horarias de caudal se han asumido los mismos porcentajes establecidos para el sistema de Agua Potable, o sea :

Promedio Diario Anual	:	100 %	(80% A.P.)
Máximo Diario	:	130 %	
Máximo Horario.	:	180 %	
Mínimo Horario	:	40 %	

3.1.3.- Caudales.- En base a lo expuesto en los acápite anteriores y adoptándose las mismas cifras que las establecidas para el Sistema de Agua Potable en lo referente a zonificación, áreas, densidades y etapas de ejecución, para el diseño de los elementos requeridos por el sistema de Desagues se tendrá los siguientes cuadros de caudales :

PRIMERA ETAPA

	<u>AREA</u> (Ha.)	<u>DENSIDAD</u> (Hab./Ha.)	<u>POBLAC.</u> (Ha.)	<u>DOTAC.</u> (L/hab/d.)	<u>CAUDAL</u> (1/d.)
Urbana	134	190	25,460	176	4'480,960
S.rústica	92	100	9,200	112	1'030,400
Comercial	18	170	3,060	144	440,640
Industrial	6	80	480	336	161,280
TOTAL :	250		38,200		6'113,280

	<u>PROM. D.</u> (1/sg.)	<u>MAX. D.</u> (1/s.)	<u>MAX. H.</u> (.1/s.)	<u>MIN. H.</u> (1/s.)
Urbana	51.86	67.42	93.35	20.74
S.rústica	11.92	15.50	21.46	4.77
Comercial	5.10	6.63	9.18	2.04
Industrial	1.87	2.42	3.36	0.75
TOTAL	70.75	91.97	127.35	28.30

SEGUNDA ETAPA

<u>ZONA</u>	<u>AREA</u> (Ha.)	<u>DENSIDAD</u> (Hab/Ha.)	<u>POBLAC.</u> (Hab.)	<u>DOTAC.</u> (L/hab/d.)	<u>CAUDAL</u> (1/d.)
Urbana	148	250	37,000	224	8'288,000
S.rústica	116	140	16,240	144	2'338,560
Comercial	23	220	5,060	160	809,600
Industrial	13	100	1,300	376	488,800
TOTAL	300		59,600		11'924,960

	<u>PROM. D.</u> (l/s.)	<u>MAX. D.</u> (l/s.)	<u>MAX. H.</u> (l/s.)	<u>MIN. H.</u> (l/s.)
Urbana	95.92	124.70	172.66	38.37
S.rústica	27.07	35.19	48.71	10.82
Comercial	9.37	12.18	16.87	3.75
Industrial	5.66	7.35	10.19	2.26
	<u>YY</u>	<u> </u>	<u> </u>	<u> </u>
TOTAL:	138.02	179.42	248.43	55.20

En resumen, para las dos etapas del proyecto se tendrá los siguientes caudales :

	<u>1ra. Etapa</u> (l/sg.)	<u>2da. Etapa</u> (l/seg.)
Promedio Diario	70.7	138.0
- Máximo Diario	92.0	179.4
- Máximo Horario	127.3	248.4
Mínimo Horario	28.3	55.2

La contribución promedio resultante por persona y por día será:

1ra Etapa	160.0	1.p.p.d.
2da.Etapa	200.0	1.p.p.d.

3.1.4.- Características de los desagues.- Las características de las aguas residuales de la ciudad de Huaral, deberán co - rresponder a las de un centro de concentración de pobla ción básicamente doméstico-comercial, ya que en los pla - nes de desarrollo de la ciudad, solo se considera un área representativa para la industria del orden del 4.33 %

del área total, con una contribución de 4.10 % del caudal total al final del período de diseño.

Considerando una carga unitaria de 40 gms. de D.B.O. - por habitante y por día, y con las dotaciones asumidas para el sistema de desague en ambas etapas del proyecto, se tendrá que el contenido de D.B.O. en las aguas residuales serán de :

- Producción de D.B.O. por días

1ra. Etapa	38,200 hab. x 40	= 1'528,000 gms. D.B.O.
2da. Etapa	59,600 hab. x 40	= 2'384,000 gms. D.B.O.

Concentración de D.B.O. en los desagües :

1ra. Etapa	$1'528,000/6,113.28$	= 250 p.p.m.
2da. Etapa	$2'384,000/11,924.96$	= 200 p.p.m.

CAPITULO IV

PROYECTO DE MEJORAMIENTO Y AMPLIACION

- 1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE
- 2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS.

C A P I T U L O I V

B.- PROYECTO DE MEJORAMIENTO Y AMPLIACION.-

1.- SISTEMA DE AGUA POTABLE

1.1.- Abastecimiento.-

1.1.1.- Solución recomendada.- La necesidad de abastecer en forma segura y adecuada las demandas presentes y futuras de agua potable de la ciudad de Huaral, en cuanto a cantidad y calidad se refiere, establece como requerimiento básico analizar los recursos acuíferos disponibles, constituidos por las aguas superficiales de los ríos más cercanos a la ciudad y las aguas freáticas del subsuelo, a fin de determinar la fuente más recomendable.

Los recursos de agua superficiales, que estarían constituidos por el río Chancay, ubicado en el mismo valle donde se desarrolla la ciudad, y los ríos Chillón y Huaura de los valles colindantes, han sido desechados por cuanto el primero, que sería el más adecuado, presenta regímenes de descarga muy variables presentándose años deficitarios - en que el caudal es insuficiente para satisfacer las necesidades de agua para uso agrícola, y siendo éste el principal sostén económico de la población, aún cuando existen reglamentaciones que dan prioridad a la utilización de agua para consumo humano, de adoptarse el río como fuente de captación, en todo el período de escasés, invariablemente existiría dificultades para el abastecimiento a la población. Las alternativas de captación de los ríos Chillón y Huaura, han sido desechados por considerarse - anti-económicas, dado que para salvar la gran distancia - que media entre cualquiera de estos ríos y la ciudad de Huaral, se requeriría de obras, principalmente de conducción, que demandarían elevadas inversiones.

Los recursos de agua subterránea han sido considerados en base a un estudio realizado por la Dirección de Obras Sanitarias del ex- Ministerio de Fomento y Obras Públicas en el año de 1966, el cual establece lo siguiente:

"De los estudios realizados por la Comisión en el campo, se pudo comprobar la existencia de una napa de agua subterránea en el valle limitada al Oeste por un desplazamiento de terreno producido posiblemente por movimientos sísmicos, alterando de esta manera el curso de las aguas subterráneas, las que debido a este desplazamiento de estratos, no sigue su dirección común por cambios violentos de permeabilidad entre los distintos estratos.

El desplazamiento del terreno ha contribuido a formar un reservorio de agua subterránea en la terraza más profunda que es un relleno cuaternario formado por gravas, arenas gruesas y areniscas acarreadas por el río Chancay, formación muy apropiada para el almacenamiento en sus porosidades de aguas subterráneas.

La alimentación de esta napa proviene de las filtraciones de origen pluviométrico, fluvial y de riegos, ésta constituida por niveles acuíferos que circulan en material elástico aluviónico muy permeable formado por gravas y arenas con piedras grandes.

Las investigaciones realizadas dan base para considerar que la dirección del flujo de la napa en la zona es paralela al río Chancay y la gradiente hidráulica obtenida de la nivelación de la napa es de 15.2 ‰ con una potencia que varía entre los 30 y 50 m. de profundidad en la zona de Palpa y Huando, pudiendo existir mayores potencias en otras zonas.

A fin de preveer el posible agotamiento en un futuro de los recursos acuíferos confinados que tiene el valle, se analizó el posible volumen de infiltración de agua al subsuelo, el cual se produce en tres formas determinadas:

Por lluvia, por transporte fluvial, y por riego".

El resultado de éste análisis (Cuyos cálculos han sido expuestos en el Capítulo I - 4.2.3.- Potencial de Utilización) indican un caudal potencial explotable de 5.08 M³/sg.

Por otro lado, los registros obtenidos de los pozos existentes en el valle y que se utilizan para fines agrícolas, industrial y de consumo humano, revelan que en el caso más desfavorable de que todos ellos sean explotados simultáneamente en su mayor capacidad, almacenarían como máximo un caudal de 2.8 M³/sg.

De las cifras anteriores, se deduce que el caudal mínimo disponible de agua en el subsuelo es de 5.08 - 2.80 = 2.28 M³/sg., caudal que sería más que suficiente para satisfacer las demandas futuras de la población; más aún, si consideremos que con la ejecución del proyecto de la represa de "Huerequeque" (Cap.I -2.6.- Planes y Programas de Desarrollo Económico y Social) que contempla la regularización de las descargas del río Chancay, dejaría de explotarse la napa de agua subterránea para fines agrícolas; podemos entonces establecer que el monto acuífero del subsuelo constituye una fuente segura de abastecimiento para las necesidades de agua de consumo humano en la ciudad de Huarla,

Por todo lo expuesto anteriormente, se han llegado a la conclusión de que la solución más recomendable para el abastecimiento de agua a la ciudad de Huarla, es la explotación del manto acuífero del subsuelo.

- 1.1.2.- Instalaciones Prévistas.- Habiendose establecido que la fuente de captación más recomendable lo constituye el manto acuífero del subsuelo, en el presente trabajo se ha considerado dejar fuera de servicio las instalaciones existentes del sistema de abastecimiento por aguas superficiales, dirigiendose el proyecto hacia el mejoramiento y ampliación del sistema de aguas subte -

rráneas; para tal efecto, se ha contemplado la necesidad de ejecutar la perforación de nuevos pozos para cubrir - los caudales requeridos en ambas etapas del proyecto, así como la instalación de nuevas líneas de impulsión y de conducción desde los pozos hacia los reservorios.

1.1.3.- Características Generales.- De lo expuesto en 2.1.3. del presente Capítulo (Caudales de diseño), las necesidades de agua en el día de máximo consumo para la primera y segunda etapa serán de 115 y 224 l/sg. respectivamente, y contando en la actualidad con 2 pozos cuyos rendimientos promedios en conjunto pueden llegar a 80 l/seg. (40 l/sg. cada uno), para cada etapa del proyecto será necesario prever el suministro de los siguientes caudales - adicionales:

Primera Etapa (1,985) : $115 - 80 = 35$ l/seg.

Segunda Etapa (1,995) : $224 - 80 = 80$ l/seg.

En base a estos requerimientos, las características de - las instalaciones previstas serán las siguientes:

a) Captación.- Para la captación de las aguas subterráneas, en ambas etapas del proyecto deberán contemplarse:

- Para la primera etapa, la perforación de dos pozos adicionales, que sumados a los existentes harán un total de 4 pozos, de los cuales 3 se utilizarán para cubrir los caudales requeridos y uno permanecerá como unidad de reserva. Estarán ubicados al Sur-Oeste de los existentes y al igual que estos, en la margen derecha del río; la separación entre pozos será de 300 m. como mínimo.
- Para la segunda etapa será necesario la perforación de 3 pozos más, los cuales sumados a los ejecutados en la primera etapa y los existentes, harán un total de 7 pozos, de los cuales 6 podrán trabajar simultáneamente, mientras uno permanece como unidad de reserva. Estos tres pozos adicionales serán ubicados en la margen izquierda del río, paralelo a este y al igual que los de la margen opuesta, estarán separados como mínimo, a 300 m. entre sí.

Todos los pozos serán similares, con 60 m. de profundidad y diámetro mínimo de forro de 16" (400 m.m.); el rendimiento promedio de cada uno será de 40 l/seg.; Totalizando en conjunto los pozos de funcionamiento simultáneo, 120 y 240 l/seg. en la primera y segunda etapa respectivamente, caudales que serán suficientes para cubrir las demandas previstas.

Además de la perforación de los pozos en sí, deberá contemplarse su implementación mediante la adquisición y montaje del equipo de bombeo respectivo a cada pozo, los cuales deberán tener la capacidad suficiente para un caudal de 40 l/seg. contra una altura dinámica total de 80 m. Los pozos de la margen derecha contarán con equipos de bombeo con cabezal de funcionamiento combinado, por energía eléctrica, o motores Diesel; los de la margen izquierda serán solamente accionados por motores Diesel. Las bombas serán instaladas en los ejes de los pozos y las cimentaciones para los cabezales estarán constituidos por bloques de concreto provistos de rieles de acero para el montaje correspondiente.

Todo el conjunto deberá alojarse en una caseta de bombeo, de concreto armado, con muros de ladrillo, construido directamente sobre el pozo, de sección rectangular y dimensiones interiores de 4.50 x 7.50 m. con 3.30m. de altura; en el techo sobre el eje del pozo, se dejará una claraboya de 0.80 m. de diámetro para permitir el montaje y desmontaje de la bomba; las ventanas serán de carpintería metálica y las puertas de cedre barnizado.

El equipo de desinfección, constituido por un clorador para aplicación de solución de cloro en tubería a presión de agua, estará alojado en un compartimiento adyacente a la caseta, de 2.00 x 4.00 m. de dimensiones interiores y 3.30 m. de altura; el equipo será complementado por una bomba Booster, balanza de plataforma, cilindros de cloro, comparador colorimétrico, etc.

En la parte exterior de la caseta, se construirá una caja

especial para instalar el equipo de medición de gasto, - que estará constituido por un medidor Tipo Venturi, cor to, provisto de sus respectivos dispositivos indicador , registrador y totalizador de flujo.

Para cada pozo y sus instalaciones complementarias, deberá gestionarse las expropiaciones de un área mínima - de 20.00 x 30.00 m.

Para efectos de identificación de los pozos, los existentes serán denominados P-1 y P-2, los proyectados para - la primera etapa P-3 y P-4, y los de la segunda etapa, - a ubicarse se la margen izquierda del río, P-5, P-6 y - P-7.

b) Impulsión.- La línea de impulsión existente y su cámara rompe-carga, no serán alterados y seguirán en servicio en las mismas condiciones actuales.

Para impulsar los caudales de los pozos proyectados se - ha previsto lo siguiente:

En la primera etapa se instalará una línea que se inicia en el pozo P-4, con diámetro de 8", para un caudal de 40 l/seg., velocidad de 1.23 m/seg., gradiente hidráulica - de 6.8 ‰ y con 310.00 m. de longitud llegará a la altura del pozo P-3 para unirse a la línea de 8" que sale de éste, cambia de dirección y continúa con 12" de diámetro para un caudal máximo de 80 l/seg., velocidad de 1.10m/seg. y gradiente hidráulica de 3.4 ‰ con una longitud de 330.00 m. hasta empalmar con la cámara rompe-carga existente, en la cual existen los dispositivos de empalme co rrespondiente. En la salida del pozo P-4, al inicio de - la línea, deberá instalarse los accesorios adecuados, in cluyendo 2 válvulas de compuerta y Tapón, para permitir que en la segunda etapa, pueda dirigirse el flujo en sentido contrario.

Para la segunda etapa, conjuntamente con los nuevos po - zos a perforarse en la margen opuesta (P-5, P-6 y P-7) , se ha previsto la instalación de una nueva línea de im -

pulsión que se inicia en el pozo P-5 con diámetro de 8" para un caudal de 40 l/sg., velocidad de 1.23 m/sg., - gradiente hidráulica de 6.8 ‰ y con 310.00 m. de longitud se une a la línea de 8" que sale del pozo P-6; - continúa con 12" de diámetro para un caudal de 80 l/sg velocidad de 1.10 m/sg., gradiente hidráulica de 3.4 ‰ y longitud de 300.00 m. para unirse a la salida de 8" del pozo P-7; en este punto la línea cambia de dirección y con diámetro de 14", para un caudal máximo de 120 l/sg., velocidad de 1.21 m/sg., gradiente hidráulica de 3.4 ‰ y longitud de 560.00 m., cruza el río, recibe el empalme de un ramal de 8" y 120.00 m. de longitud que se instalará a partir de la derivación dejada en el pozo P-4 en la primera etapa, y llegará finalmente a un reservorio de 1,900 M3. de capacidad, proyectado en las inmediaciones.

De acuerdo a las disposición descrita de las líneas proyectadas y de las existentes, se tiene como resultado, dos baterías de pozos: la primera compuesta por los pozos P-1 , P-2 y P-3 que servirá para abastecer al reservorio existente de 1,900 M3. y la segunda, compuesta por los pozos P-5, P-6 y P-7, servirá para abastecer al reservorio proyectado. El pozo P-4 servirá como unidad de reserva para una u otra batería.

Todos los tramos de impulsión, desde el exterior de las casetas de bombeo, serán con tubería de asbesto-cemento, Clase 105 lb/pulg². El tramo que cruza el río deberá contar con la protección correspondiente de acuerdo a especificaciones.

Para los fines de mantenimiento y/o ubicuidad de la línea, deberá gestionarse la servidumbre de paso en toda su extensión con un ancho mínimo de 3.00 m.

c) Conducción.- Dada la insuficiencia de la línea de conducción existente, en la primera etapa, además de su mejoramiento, deberá contemplarse la instalación

de una nueva línea adicional, con 12" de diámetro y -
gradiente promedio de 7.7 ‰, para un caudal máximo -
de 88 l/seg., con velocidad de 1.2 m/seg. Esta línea
se iniciará en la caja romr-presión existente, seguirá
un trazo paralelo a la línea actual y al igual que és-
ta con una longitud de 1,920 m. empalmará con la cáma-
ra de llegada adjunta al reservorio de 1,900 M3. La
nueva línea conjuntamente con la existente, en condicio-
nes normales, deberá trabajar con un caudal de 120 l/sg
o sea, la producción total de la primera batería, com -
puesta por los pozos P-1, P-2 y P-3.

En la segunda etapa, habiendose determinado ubicar el -
reservorio proyectado para absorber el caudal de produç
ción de la segunda batería de pozos, en las inmediacio-
nes de la zona de captación, no ha sido necesario con -
templar líneas de conducción por cuanto la impulsión se
efectuará directamente de los pozos al reservorio.

La línea proyectada, en toda su extensión, estará cons-
tituída por tubería de concreto reforzado, Clase 75 lb/
pulg2.

Al igual que las líneas de impulsión, dado que su trazo
atraviesa por terrenos de cultivo, también deberá gestio
narse la servidumbre de paso correspondiente, en un an -
cho mínimo de 3.00 m.

1.2.- Distribución.-

1.2.1.- Reservorio(s).- Actualmente existen tres reservorios: el
de la planta de tratamiento (R-1), el de la urbanización
"El Rosario" (R-2) y el de la Hacienda Huando (R-3), con
capacidades de almacenamiento de 210, 220 y 1,900 M3.
respectivamente que en conuunto suman un total de 2,330
M3. como volúmen de almacenamiento disponible; por otra
parte, de acuerdo a lo expuesto en 2.1.6. del presente -
capítulo (Almacenamiento de Regulación y Reserva), para
la primera y segunda etapas del proyecto, los volúmenes
necesarios del almacenamiento serán de 2,400 y 4,200 M3.

respectivamente.

En base a las consideraciones anteriores, en cuanto a reservorios se refiere, para ambas etapas del proyecto, se ha determinado lo siguiente:

- Para la primera etapa, siendo las necesidades de almacenamiento de 2,400 M3. y existiendo una capacidad disponible de 2,330 M3., ligeramente menor, no se considere necesaria la construcción de ninguna estructura adicional para estos fines. Los reservorios R-1 y R-3 trabajarán como unidades de cabecera, mientras que el R-2 lo hará como reservorio flotante.

Para la segunda etapa, será necesario construir un nuevo reservorio de 1,900 M3. de capacidad (R-4), que conjuntamente con los existentes, harán un volumen total disponible de almacenamiento de 4,230 M3., suficientes para satisfacer los 4,200 M3. requeridos en esta etapa.

El nuevo reservorio será de tipo apoyado, similar en toda su estructura al R-3 y al igual que este, se construirá sobre la cota 191.40 m.s.n.m. La ubicación ha sido elegida en las inmediaciones de la zona de captación, lo cual ofrece la ventaja de no tener necesidad de instalar líneas de conducción, y si bien es cierto, esta ubicación exigirá una mayor longitud en la línea de aducción, dado el trazo elegido para ésta, la extensión adicional es de escasa significación.

Al igual que los reservorios R-1 y R-3, la nueva estructura funcionará como unidad de cabecera, mientras que el R-2 continuará trabajando como reservorio flotante.

En el siguiente cuadro puede apreciarse para cada etapa, el porcentaje de capacidad de almacenamiento que constituye cada reservorio con respecto al Total :

Primera Etapa

R-1 (210 M3.)	9.0 %
R-2 (220 M3.)	9.5 %
R-3 (<u>1,900 M3.</u>)	<u>81.5 %</u>
TOT. 2,330 M3.	100.0 %

Segunda Etapa

R-1 (210 M3.)	5.0 %
R-2 (220 M3.)	5.2 %
R-3 (1,900 M3)	44.9 %
R-4 (1,900 M3.)	44.9 %
<hr/>	<hr/>
TOT. 4,230 M3.	100.0 %

1.2.2.- Líneas de Aducción.- Para la conducción de los caudales desde los reservorios a las redes de distribución, se ha contemplado la utilización de líneas independientes de aducción para cada reservorio; en tal sentido, para ambas etapas del proyecto se ha considerado lo siguiente:

En la primera etapa, no habiéndose contemplado, la ejecución de ningún reservorio adicional, tampoco habrá necesidad de instalar línea de aducción alguna; por el contrario, de las existentes descritas en 1.2.2 del Capítulo II, se eliminará la de 8" de fo.fo. que sale del reservorio R-1 por no ser necesaria ni justificarse su mantenimiento, quedando para este reservorio, únicamente la de A.C. de 8".

En la segunda etapa, conjuntamente con la construcción del reservorio R-4, se instalará su línea de aducción correspondiente, cuyo trazo seguirá el del camino carrozable a la C.A.P. "Villa Hermosa". La Línea estará constituida por tubería de asbesto-cemento, de 14" de diámetro y con 2,900 m. de longitud hará un ingreso a la ciudad por el lado Sur-Este, a 7.00.00 m. de las líneas de aducción existentes; esta disposición ofrece la ventaja de presentar dos puntos de alimentación, dando, una mayor flexibilidad al sistema de distribución y permitiendo la reducción de diámetros en algunas tuberías matrices.

Cada línea de aducción tendrá la capacidad suficiente para absorber el porcentaje de la demanda máxima hora-

ria proporcional a la capacidad de almacenamiento del reservorio en que se origina.

Siendo las demandas máximas horarias en la primera y segunda etapas del proyecto, de 159.2 y 310.5 l/sg. respectivamente, las características de trabajo de cada línea serán

Primera Etapa:

<u>L.A.</u>	<u>%</u>	<u>Mx.Hor.</u>	<u>Q.</u>	<u>%</u>	<u>L.</u>	<u>V.</u>	<u>S.</u>
del:		(l/seg.)	(l/sg.)	(Pulg.)	(m.)	(m/sg.)	(%o.)
R-1	9.0	159.2	14.3	8"	620.0	0.45	1.1
R-2	9.5	159.2	15.1	6"	80.0	0.82	4.5
R-3	81.5	159.2	129.8	14"	2,152.0	1.31	7.2

Segunda Etapa

<u>L.A.</u>	<u>%</u>	<u>Mc.Hor.</u>	<u>Q</u>	<u>%</u>	<u>L.</u>	<u>V.</u>	<u>S.</u>
del:		(l/seg.)	(l/sg.)	(pulg.)	(m.)	(m/sg.)	(%o.)
R-	5.0	310.5	15.5	8"	620.0	0.49	1.2
R-2	5.2	310.5	16.2	6"	80.0	0.88	5.1
R-3	44.9	310.5	139.4	14"	2,152.0	1.40	8.4
R-4	44.9	310.5	139.4	14"	2,900.0	1.40	4.5

1.2.3.- Redes de Distribución.- Los alcances del presente proyecto, en lo que a distribución se refiere, contempla el mejoramiento y ampliación del sistema existente considerando fundamentalmente la reestructuración del esquema arterial de matrices, sin incidir mayormente en las redes de servicio por cuanto estas cubren casi todo el casco urbano actual, y aún cuando en las conclusiones y recomendaciones se ha establecido que deberán ser reemplazadas las constituidas por tuberías de fierro fundido, estos trabajos podrán ser efectuados en forma paulatina, de

acuerdo a las necesidades y posibilidades del servicio y no necesariamente en forma masiva.

La reestructuración del esquema arterial de matrices, contempla un sistema integral para toda la ciudad, que comprende la totalidad del área considerada hasta el término de la etapa final del proyecto y cuyo diseño ha sido ejecutado en base a las siguientes consideraciones:

- a) En las zonas que comprenden áreas actualmente desarrolladas y habilitadas con servicios, el trazo del esquema de matrices ha sido determinado de tal manera que permite el aprovechamiento máximo de las tuberías principales existentes.
- b) En las zonas cuyas áreas no se encuentren urbanizadas, el trazo adoptado para las nuevas matrices sigue el alineamiento de las calles principales existentes o las contempladas por el Plano Regulador; donde no se cuenta con vías proyectadas, el trazo ha sido diseñado de tal manera que pueda adaptarse al desarrollo urbano futuro de la ciudad.
- c) El trazo de matrices propuesto, elegido entre las diferentes alternativas planteadas en base a las consideraciones anteriores, permite la distribución más conveniente de los caudales requeridos por las diferentes zonas del proyecto y está constituido por 9 circuitos cerrados o mallas, 30 tramos, y 21 nudos enumerados correlativamente para efectos de identificación (ver esquemas adjuntos).
- d) Con el esquema de matrices definido, se ha determinado el área de influencia correspondiente a cada uno de los nudos, concentrando en éstos los gastos de salida cuyos valores fueron calculados en función de la extensión, densidad y dotaciones diferenciales establecidas para cada tipo de zona de servicio(ver cuadros adjuntos).

- e) Para la determinación de la capacidad de conducción de las redes se consideró el criterio de "gasto coincidente", adoptándose para el diseño el gasto máximo horario, por resultar mayor que el máximo Diario más la demanda para combate de incendio.
- f) Los diámetros definitivos de los diferentes tramos fueron establecidos en base al análisis de varias alternativas calculadas por el método de Hardy Cross, cuyos resultados finales pueden observarse en los cuadros y esquemas adjuntos.
- g) Los valores resultantes de los cálculos anteriores relacionados con las cotas topográficas, determinan presiones mínimas que se encuentran dentro de los límites establecidos, ya que para la hora de máximo consumo, en cualquier punto de la red, estas no serán menores de 15.00 m.
- h) Si bien las condiciones topográficas de la ciudad determinan la existencia de zonas bajas, la presión máxima es cotas (presión estática), no excederá los 60.00 m., diferencia entre sus cotas y las de los reservorios más altos (R-3 y R-4); por tanto, no se justifica la utilización de sistemas reguladores de presión.
- i) Para los efectos de cálculo, todas las tuberías, tanto las existentes por ser relativamente nuevas, como las proyectadas, han sido consideradas con coeficiente de rugosidad $C = 140$ y de Asbesto-Cemento y Clase 105 lb/-pulg.2.

Para la Primera etapa del Proyecto, se ha previsto la ejecución de las obras matrices necesarias solamente en el área de desarrollo actual y sus zonas de expansión inmediatas, lo cual comprende la instalación de los tramos 11, 26 y 27 y las tuberías complementarias previstas para los tramos 16, 17 y 25, complementándose de esta forma los circuitos II, III, V, VI y VII; además deberá instalarse parcial

mente el tramo 24 a fin de dejar un ramal de derivación para abastecer a la zona ubicada entre las carreteras - hacia Chancay y Lima, que actualmente se encuentra en proceso de desarrollo.

Paralelamente a estas obras, deberá llevarse a cabo la ejecución de 869 conexiones domiciliarias de agua potable a fin de proporcionar servicio directo a todas las viviendas que actualmente carecen de ellas; además, deberá efectuarse una campaña masiva para instalar un total de 2,849 medidores, tanto en las nuevas conexiones, como en las existentes que carecen de ellos, por cuanto sin estos dispositivos de control, aún cuando se ejecuten las demás obras de mejoramiento, difícilmente se podrá alcanzar los objetivos previstos.

La administración de los servicios por su parte, deberá programar y ejecutar gradualmente, la eliminación o reemplazo de las redes constituidas por tuberías de fierro fundido.

Para la segunda etapa, se instalarán los tramos 1, 2, 4, 13, 14, 23, 29, 30 y la longitud restante del tramo 24, completándose así el sistema de matrices propuesto. Además, deberá instalarse todas las redes de relleno necesarias para saturar las áreas que en esta etapa hayan logrado su desarrollo.

DISTRIBUCION DE CAUDALES - METODO DE HARDY CROSS

TABULACION DE DATOS

<u>CIRCUITO</u>		<u>TRAMO</u>	<u>Ø</u>	<u>C</u>	<u>LONG.</u>	<u>Qo</u>
<u>PRINC.</u>	<u>SEC.</u>	(pulg.)	(pulg.)		(Km.)	(l/seg.)
I		1	10	140	.460	+ 50.5
	IV	2	6	140	.230	+ 10.0
	II	3	12	140	.380	101.5
		4	12	140	.310	85.0
II	I	3	12	140	.380	+ 101.5
	IV	5	12	140	.130	+ 96.5
	V	6	6	140	.660	+ 15.0
	III	7	8	140	.650	25.0
		8	12	140	.440	+ 35.0
III	II	7	8	140	.650	+ 25.0
	V	9	8	140	.160	+ 24.2
	VI	10	8	140	.280	5.0
		11	12	140	.730	60.5
		12	12	140	.430	81.9
IV		13	10	140	.560	+ 35.1
	VII	14	6	140	.150	13.0
	V	15	12	140	.440	65.6
	II	5	12	140	.130	96.5
	I	2	6	140	.230	10.0
V	IV	15	12	140	.440	+ 65.6
	VII	16	10	140	.360	+ 40.0
	VII	17	10	140	.140	+ 56.2
	VIII	18	8	140	.230	8.8
	VI	19	8	140	.190	25.4
	III	9	8	140	.160	24.2
	II	6	6	140	.660	15.0

PRIMERA CORRECCION .

CIRCUITO PRINC.-TRAM		So	Ho	Ho/Q	eo	(1/	
SEC.O		(%)	(m)	o			
I	1	3.5	+1.610	0.032	+ 5.07	+ 55.57	
	IV	2	+ 0.483	0.048	+ 5.07-6.39	+ 8.68	
	II	3	1.976	0.019	+ 5.07-7.19	89.24	
	4	3.8	1.17	0.01	+ 5.07	79.93	
			0.06	0.11			
eo = -(-1.061)							
1.85 x 0.113		5.0	1	3			
	7					+ 89.24	
II	I	3	5.2	+ 1.976	0.019	0.06	+ 82.92
	IV	5	4.8	+ 2.970	0.198	7.19-6.3	+ 4.89
	V	6	4.5			7.19-2.9	
	III	7	2.8	1.82	0.07	7.19-2.9	= 35.15
	8	0.7	+ 0.008	0.009	7.1	+ 27.81	
			+ 4.058	0.30	9		
				5			
eo = -(4.058)							
1.85 x 0.		- 7.19					
III ³⁰⁵	II	7	2.8	+ 1.820	0.073	+ 2.96+7.19	35.1
	V	9	2.6	+ 0.416	0.017	+ 2.96-2.92	84.2
	VI	10	0.1	- 0.028	0.006	+ 2.96+0.94	41.1
	11	2.0	1.46	0.02	+ 2.96	57.5	
	12	3.5	0.50	0.01	+ 2.96	48.9	
			0.757	0.138		4	
eo = -(-0.757)		= + 2.9					
1.85 x 0.138		6					
IV	13	1.8	+ 1.008	0.029	+ 6.39	+ 41.49	
	VII	14	3.4	- 0.510	0.03	+ 6.39+4.72	1.89
	V	15	2.3	1.01	0.01	+ 6.39-2.92	62.13
	II	5	4.8	- 0.624	0.006	+ 6.39+7.19	82.92
	I	2	2.1	0.48	0.04	+ 6.39-5.07	8.6
			1.62	0.13		8	
			1	7			
eo = -(-1.621)		= 6.3					
1.85 x 0.137		9					
V	IV	15	2.3	+ 1.012	0.015	+ 2.92-6.39	+ 62.13
	VII	16	2.3	+ 0.828	0.021	+ 2.92+4.72	+ 47.64
	VII	17	4.3	+ 0.602	0.011	+ 2.92+4.72	+ 63.84
	VII	18	0.4	0.092	0.010	+ 2.92+1.52	4.36
	VI	19	2.9	0.55	0.02	+ 2.92+0.94	21.54
	III	9	2.6	0.41	0.01	+ 2.92-2.96	24.24
	II	6	4.5	0.97	0.19	+ 2.92+7.19	4.8
			0.58	0.294		9	
			7				
eo = -(-1.587)		= + 2.92					
1.85 x 0.294							

1.3.- ESPECIFICACIONES TECNICAS.- Para la ejecución de las obras de Agua Potable, existen especificaciones técnicas normadas tanto por la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda y Construcción como por el Reglamento Nacional de Construcciones, las cuales establecen en forma precisa los aspectos constructivos de este tipo de obras.

En el presente trabajo, dada la amplitud de las documentaciones mencionadas, se hará referencia solamente a los aspectos más importantes de ellas, y que tienen relación con las obras contempladas por el proyecto.

1.3.1.- Tuberías y Accesorios, Válvulas, Grifos.-

1.3.1.1.- Tuberías y Accesorios.-

a) Materiales.- Las tuberías serán de concreto reforzado o asbesto-cemento, Clase 105 lb/pulg.2, y que reúnan las condiciones de las Normas Oficiales (INANTIC). Normalmente las uniones serán del tipo manguito de asbesto-cemento con anillos de jebe y los accesorios serán de fierro fundido especiales para estos tipos de tuberías.

La tubería que se utilizará en la obra, además de no presentar rajaduras, quñaduras o defectos visibles, deberá tener el sello de fábrica que indique fecha de fabricación y presión de trabajo.

Los accesorios que se utilizarán en la obra no deberán presentar defectos visibles como cangrejeras, deformaciones, etc. Deberá comprobarse con golpe de martillo, si tiene alguna rajadura. De no haber una

norma de fabricación , deberán probarse en fábrica en condiciones similares a las de las tuberías.

Deberá comprobarse la calidad de los anillos de jete, mediante una tracción enérgica de las manos. Además no deberá presentar defectos visibles en el material.

- b) Instalación.- Para la instalación de la tubería deberán excavarse zanjas cuyo ancho será el estrictamente indispensable para el manipuleo de la tubería y accesorios en su colocación. Por lo general, tendrá 0.15 m. de ancho a cada lado de la tubería en diámetros hasta 300 m.m. y 0.20 m. para diámetros mayores.

La profundidad de la zanja considerada desde la razante, estará dada por la siguiente tabla según el diámetro :

Ø (m.m.)	100	150	200	250	300
H (m.)	0.80	0.90	1.10	1.20	1.35

Estas dimensiones podrán variar solamente de acuerdo a condiciones especiales como paso por terrenos de cultivo, cruce de vías férreas o caminos, etc. y deberán estar de acuerdo a la especificación especial de cada caso indicado en los planos.

El fondo de la zanja deberá comparejarse cuidadosamente para que la tubería tenga un apoyo continuo.- Las salientes de piedra o roca deberán ser evitadas, debiéndose eliminar con sustitución de una cama de material granular compactado.

Cuando se excave en material inestable afectado por la humedad del suelo, se tendrá presente estas situa

ciones especiales para evitar derrumbes en la excavación y el tubo deberá asentarse sobre un solado de material granular bien compactado (por lo menos a 95 % de la máxima densidad seca "Proctor Standard" y a la humedad óptima.

Cuando se excave en un material inestable por su contenido de materia orgánica, deberá procederse como en el caso anterior, pero con un solado de concreto estudiado para el caso, debiendo tener armadura de refuerzo, apoyo sobre pilotes, o cualquier otro procedimiento que garantice la estabilidad de la tubería.

Los dos casos anteriores se estudiarán cuidadosamente de acuerdo a las condiciones del suelo, para llegar al diseño apropiado.

En cualquier caso que se tenga que efectuar un drenaje de la zanja, el procedimiento deberá garantizar la seguridad de la instalación misma y de las instalaciones existentes, no permitiéndose procedimientos que comprometan a la estabilidad del terreno circundante a la excavación.

La tubería deberá bajarse cuidadosamente a la zanja, valiéndose según sea su peso, de una cuerda manejada en cada extremidad por un hombre, o de un caballete o trípode provisto de poleas.

Antes de colocar el tubo definitivamente, asegurarse que el interior esté exento de tierra, piedras, útiles de trabajo, ropa o cualquier otro objeto extraño. Asegurarse también, que los enchufes y anillos estén limpios, con el fin de obtener una junta hemática.

Antes de proceder al montaje de la unión, se examina -

rán una vez más las partes de dichas uniones y se asegurará la limpieza perfecta del tubo, de la unión y el anillo.

Durante el montaje de las tuberías, deben alinearse y nivelar los dos extremos de los tubos que se van a unir quitando tierra si fuese necesario de las partes salientes de las zanjas, hasta que resulten perfectamente alineados todos los elementos de la tubería. Para colocarse la tubería en esta posición, debe descartarse en absoluto el empleo de cuñas de piedra o de madera, ya sea en la tubería o para asegurarse los accesorios. En la instalación de curvas de gran diámetro, cada tubo debe seguir el alineamiento del anterior y tan solo después de terminado el montaje, se llevará el tubo al alineamiento curvo de la instalación.

El montaje de tubos y accesorios se efectuará sobre apoyo continuo y la conexión debe hacerse con nipples cortos de Eternit, lo más cerca posible al empalmarse, a fin de proveer uniones flexibles adyacentes a dichos accesorios.

Cuando sea necesario cortar un tubo para completar un tramo, esta operación se hará obligatoriamente con sierra o con tarraja y las espigas deberán realizarse mediante la máquina (tarraja) especial para tal fin.

El anclaje de tubos, codos y demás accesorios consistirá con bloques de concreto bien cimentados y de consistencia suficiente para neutralizar el efecto de los empujes, debiéndose dejar libres las uniones para su fácil descubrimiento en caso de necesidad; deben también, utilizarse abrazaderas de acero cuando sea necesario y se especifiquen en los planos. El concreto para los blo

que mencionados no deberá tener una proporción menor de 1:3:6 (cemento-arena-piedra).

Después de las pruebas parciales y corregidas los defectos, se hará el relleno de la zanja teniendo las precauciones necesarias de acuerdo a la fragilidad del material de la tubería a efectos de impacto.

Se colocará en la zanja primeramente material seleccionado, libre de piedras, raíces, maleas, etc. y que tenga límites líquidos menores de 35% ó índices plásticos menores o iguales a 6%. El material deberá ser humedecido al óptimo contenido de humedad y compactado o por lo menos 95% de la máxima densidad seca "Proctor Standard" hasta alcanzar el diámetro horizontal del tubo, luego se seguirá relleno y apisonando el material especificado en forma tal que no levante el tubo o lo mueva de su posición original, operación que se ejecutará en capas sucesivas de 10 cm. de espesor hasta obtener una altura mínima de 30 cm. sobre la clave del tubo.

La operación continuará en capas de 20 cm. con el material proveniente de la excavación, sin seleccionar, pero libre de piedras mayores de 4", hasta llegar a 20 cm. de la subrazante. Los últimos 20 cm. deberán estar constituidos por suelos finos con límite líquido menor o igual a 25% e índice plástico menor o igual a 6%.

Los pizones que se emplearán para las primeras capas serán cilindricos, de madera de 8 a 10 cm. de diámetro y de 20 a 30 cm. de largo; se emplearán con el eje del cilindro paralelo a la tubería. Para la capa final se usarán pizones de forma cúbica, de madera, de 15 a 20 Kg. de peso, pudiendose también utilizar planchas vibratorias.

C) Pruebas.- Para efectos de comprobar la perfecta ejecución de los trabajos, se verificarán éstos mediante dos pruebas: una prueba parcial y la otra final.

- Las pruebas parciales se ejecutarán por tramos de 300 a 500 m., de preferencia entre válvulas, a medida que se verifique el montaje de la tubería y una vez estén colocados en una posición definitiva todos los accesorios, - válvulas y grifos que debe llevar la instalación. El tramo en prueba debe quedar parcialmente relleno, dejando descubiertos y bien limpias todas las uniones.

Las tuberías serán sometidas a una presión hidrostática equivalente a 1.5 veces la presión de trabajo nominal - de las tuberías.

Cada tramo de tubería deberá llenarse con agua a ritmo lento y una vez lleno será sometido a la presión de prueba usando una bomba conectada a la tubería.

Cuando se está llenando la tubería y antes de aplicar - la presión, se tendrá cuidado de expulsar el aire de la misma por medio de una válvula colocada en la parte más alta del tramo en prueba.

La prueba en sí, se efectuará de la siguiente manera : se elevará la presión a la "presión de servicio", la cual no deberá descender durante 15 minutos. Luego se - elevará la presión a 10 cm. 10 libras hasta llegar a 1.5 veces la presión de trabajo.

La prueba será considerada conforme cuando :

El manómetro no indique descenso de la presión de prueba mayor de hasta 8" y 1.5 libras por minuto para diámetros mayores.

En la inspección visual del tramo en prueba, no se noten fugas en las juntas. Se consideran aceptables unicamente

citar una prueba hidráulica de la válvula fuera de zanja a una presión no menor de 15 Kg/cm².

b) Instalación.- El fondo de la zanja donde se apoyará la válvula, se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.

Después de colocada la válvula en zanja, incluyendo su unión con las respectivas tuberías, se colocará un solado de concreto 1:8 (cemento-hormigón) destinado al anclaje de la válvula y para servir de apoyo a la caja de ladrillo. Sus dimensiones deberán estar de acuerdo al tamaño de dicha caja, que interiormente tendrá como mínimo :

Válvula de 75 m.m. ó 100 m.m.	0.20 x 0.26 m.
" " 150 "	0.22 x 0.33 "
" " 200 "	0.34 x 0.40 "
" " 250 "	0.35 x 0.48 "
" " 300 "	0.36 x 0.52 "
" " 350 "	0.46 x 0.61 "

Cuando se utilicen tuberías de mayor diámetro, la caja, solado, etc. tendrán dimensiones de acuerdo a las válvulas adquiridas. Las dimensiones especificadas corresponden a las válvulas de fabricación nacional.

La altura del solado, contada a partir de 0.02 m. debajo de la válvula será:

Para válvulas de 75 a 200 m.m.	0.15 m.
Para Válvulas de 250 a 300 m.m.	0.20 m.

La caja de ladrillo rectangular que rodeará la válvula, cuyas dimensiones inferiores han sido indicadas, serán de ladrillo corriente de soga, asentado con mortero 1:5, sin tarrajeo, con reducciones progresivas con las

con las dimensiones interiores mediante el desplome de las hileras de ladrillo de la parte superior. El desplome máximo deberá ser de 1:5 en cualquier cara del tronco de pirámide.

El apoyo directo de la caja de ladrillo sobre la tubería deberá ser evitado mediante la colocación de una lámina de cartón embreado u otro procedimiento que garantice la separación entre ambos elementos.

La caja de ladrillo terminará en 0.25 m. debajo de la rasante del pavimento y encima llevará un techo de concreto armado, de forma rectangular, prefabricado, de 0.05 m. de espesor y con una cobertura en el centro de 0.12 x 0.12 m. con 2 ϕ 1/4" rectos, formando marco con la abertura central.

Las dimensiones del techo serán :

Para 75 a 100 m.m.	(No lleva techo)
Para 150 a 250 m.m.	0.45 x 0.35 x 0.05 m.
Para 300 a 350 m.m.	0.60 x 0.40 x 0.05 m.

Sobre el techo se colocará la caja para válvulas de hierro fundido con base circular de 0.20 m. de diámetro, - 0.20 m. de alto y 12 Kg. de peso. Para asegurarla al techo se vaciará al rededor de ella una mezcla de 1:2:4 - con piedra chica y con una altura mínima de 0.10 m. salvo el caso de construcción de pavimento en el lugar donde está localizada la válvula.

1.3.1.3.- Grifos Contra incendio.-

- a) Materiales.- Los grifos contra incendio serán del tipo poste de dos bocas de 2 1/2" \curvearrowright Levará válvula de compuerta para interrumpir el flujo en caso necesario. Ambas bocas llevarán tapa marcada de

fierro fundido con cadena de seguridad. La campana deberá ser del tipo apropiado para tubería de asbesto--cemento. La presión de trabajo será de 105 lb/pulg.2 y la nuez de cierre y apertura de la válvula interna del grifo deberá estar protegida como para no ser accionada por manos extrañas, no pudiéndose abrir sino con una llave rectangular especial.

Los grifos deberán ~~ser~~ examinados antes de su instalación para verificar que no tengan ningún defecto de -fabricación o deterioro en el transporte.

Cuando sea requerido, el Inspector de Obra podrá solicitar una prueba hidráulica del grifo fuera de zanja, a una presión no menor de 15 Kg/cm2.

- b) Instalación.- El fondo de la zanja donde se va a instalar el grifo se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.

El asiento del grifo se colocará sobre un solado de -concreto de 3" de espesor, mezcla 1:8 (cemento-hormi-gón). Después de realizar su empalme en la red, se vaciará alrededor del asiento un acompañamiento de igual mezcla que servirá de anclaje al grifo. Este acompañamiento deberá extenderse hasta la pared de la zanja con el lado opuesto a la entrada de la tubería con iguales características que en el caso de un codo colg cado en zanja.

Después del relleno de zanjas correspondiente, el grifo será limpiado con escobilla y pintado con dos manos de pintura anticorrosiva y una mano de pintura Tipo marino.

1.3.2.- OBRAS CIVILES.-

1.3.2.1 RESERVORIOS.-

- a) Excavaciones y Rellenos.- Las excavaciones para las estructuras o las bases de estas serán efectuadas de acuerdo a las líneas razantes y/o elevaciones indicadas en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todo su ancho y largo las estructuras correspondientes. Las profundidades mínimas de cimentación aparecen indicadas en los planos, pero podrán ser modificadas por el Inspector en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria. En cualquier caso el Inspector deberá aprobar el o los niveles de cimentación antes de iniciarse la colocación del concreto.

Todos los espacios excavados y no ocupados por las estructuras definitivas serán rellenadas hasta una cota 15 cm. menor que la indicada en ese lugar como piso terminado. El relleno de calidad aprobado por el Inspector será colocado en capas de 30 cm. de espesor debidamente regadas y compactadas.

- b) Materiales.- Deberán seguirse a las siguientes -

especificaciones :

Todo el cemento será Portland ASTM C-150-56.

El acero será el especificado en los planos en base a su resistencia.

Los agregados empleados para la elaboración del concreto deberá satisfacer la norma ASTM C-33-61-T.

Sólo se podrán emplear aditivos aprobados por el Inspector. En cualquier caso queda expresamente prohibido el uso de aditivos que contengan cloruros y/o nitratos.

El agua empleada para preparar el concreto será agua potable.

El cemento será almacenado en un lugar seco aislado del suelo y protegido de la humedad. Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alternación en su contenido de humedad, de arcillas y/o materia orgánica.

El proceso de medición será tal que las proporciones de la mezcla puedan ser controladas con precisión durante el proceso de trabajo.

Todo concreto a emplearse en la obra será preparado con mezcladoras mecánicas.

El proceso de transporte y colocación del concreto será tal que no ocurra segregación de los componentes. La compactación se efectuará, en general, empleándose vibradoras de inmersión.

- c) Curado y Pruebas.- El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible, sin dañar la superficie del concreto y prolongarse ininterrumpidamente por un mínimo de 7 días. En el caso de superficies verticales el curado se efectuará aplicando una membrana selladora desvaneciente.

La resistencia del concreto será comprobada periódicamente, con este fin se tomarán testigos cilíndricos de acuerdo a la Norma ASTM C-172-61 en las cantidades mínimas siguientes: 12 testigos por cada 200 M3. de concreto colocado, o 12 testigos por día de colocación del concreto.

La prueba de resistencia consistirá en romper 3 testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C-39-61.

Se llamará resistencia del concreto al promedio de los tres resultados.

La resistencia del concreto será tal que no más de una prueba en diez dé un valor inferior al especificado, y el promedio de tres pruebas, sea siempre superior al valor indicado.

El Contratista llevará un registro de cada testigo fabricado en el constará la fecha de elaboración (inclusive la hora), la clase de concreto (indicando lugar específico), edad al momento de la prueba y número de la misma. El contratista incluirá el costo total de estas pruebas en su presupuesto. Las pruebas serán efectuadas en un laboratorio independiente de la organización y aprobada por el Inspector. En la eventualidad que no se obtengan las resistencias especificadas, el Inspector podrá ordenar que se efectúen pruebas de carga totales o parciales, y de no considerar los resultados de estas pruebas como satisfactorias, podrá ordenar la demolición parcial o total de la estructura. El costo de las pruebas de carga y el costo de la demolición y reconstrucción, si éstas llegaran a ser necesarias, será de cuenta exclusiva del contratista, el que no podrá justificar demoras en la entrega de la obra por estas causas.

1.3.3.- OBRAS ESPECIALES

1.3.3.1.- Perforación de Pozos.-

Para la perforación de los pozos se recomienda utilizar equipos con sistemas de percusión.

El diámetro del forro será de 16" o 400 m.m. y

estarán contruídos con planchas de acero rolado de 1/4" a 3/16" de espesor, soldadas. El tubo de perforación irá disminuyendo en su diámetro a medida que la profundidad aumente, y siempre que - el rechazo a la penetración así lo exija.

Durante la perforación se harán pruebas parciales de verticalidad; también se obtendrán muestras de los diferentes estratos anotándose las cotas correspondientes a las capas superiores e inferiores; las muestras de agua de los distintos estratos permeables que atraviesan se analizarán para conocer el grado de salinidad y características químicas. De encontrarse una muestra de agua contaminada deberá sellarse el estrato contaminado - antes de proseguir la perforación.

La toma de muestra de agua para el análisis de los distintos estratos se hará extrayendo el agua contenida con estos mediante la cuchara y dibujando un plano de corte estratigráfico del pozo perforado, anotando además las cotas de los diferentes estratos analizados y la calidad de los acuíferos encontrados.

Se llevará un registro exacto de: tubos que forman el forro, número de tubos utilizados, diámetros, - profundidades, etc.

El diámetro del forro tendrá dos pulgadas más que el de los impulsores de la bomba por instalar llegando en caso especial de disminución esta deficiencia hasta 1" como mínimo.

En caso de encontrar arena de diámetro muy pequeño no se utilizarán rejillas. Estas se diseñarán para que retenga la misma calidad de material que se haya retenido en el tamuz elegido en el análisis granulométrico de las muestras del estra

to permeable.

Se tendrá especial cuidado en elegir el tamiz que - retenga el 60% del material analizado. Las rejillas serán especiales o hechas de tuberías con secciones ranuradas, las aberturas serán de 0.5 cm. de ancho, y 20 cm. de largo, las ranuras se recubrirán exteriormente, con alambre galvanizado de 1/8", la separación del alambre será de acuerdo al tamiz elegido, el área de perforación no será mayor de 30% del área total, si las arenas son muy finas se emplearán tratamientos artificiales de grava o rejillas patentadas, diseñadas para el tamaño de la arena. - Además la calidad del tamiz se escogerá de acuerdo al grado corrosivo de las aguas.

En caso de encontrar un estrato, con agua de calidad inaceptable se procederá a sellar el estrato, de preferencia con cemento aluminoso de fundición o cemento especial resistente a los sulfatos.

Se recomienda a la terminación de un pozo, ejecutar con bastante cuidado su desarrollo, el que se hará con el método más adecuado, ya sea por el empleo de pistones, aire comprimido, o el método de retrolavado.

También debe efectuarse las pruebas de producción y abastecimiento del pozo, a fin de determinar su capacidad y sus características hidráulicas, determinando el equipo de bombeo adecuado.

Una vez terminado el pozo se harán las pruebas de bombeo, con una bomba cuya capacidad sea mayor al rendimiento tentativo durante 24 a 72 horas de bombeo continuo.

Antes de la instalación del equipo se procederá a la desinfección del pozo mediante una solución de cloro, que se mantendrá en el pozo no menos de 3 horas; después de desinfectado y probado el pozo, se sellará -

con una plancha de fierro que irá en la parte su
perior del forro a fin de evitar nuevas contami-
naciones o ingreso de cuerpos extraños dentro
del pozo.

1.4.- METRADOS Y PRESUPUESTOS

A fin de determinar el orden aproximado de inversión que demandará - las obras contempladas para la primera etapa, a continuación se expo- ne un resumen de las instalaciones previstas incluyendo los costos - estimativos correspondientes.

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC.UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
A.- <u>CAPTACION</u>				
- Comprende la perforación de pozos de 60.00 m. de profun- didad, construcción de case- tas de bombeo y el equipam- iento correspondiente de - los sistemas de bombeo, de- sinfección y medición de cau- dales.				
1.- <u>Pozos :</u>				
- Perforación de pozos de 60.00 m. de profundidad. El diáme- tro y demás características se determinarán de acuerdo a lo especificado en acápite- s anteriores. Se incluye en el precio, los procesos de desa- rrollo, sellado, pruebas de - bombeo, verticalidad, y entrega de perfiles estratigráficos .	Un.	2	1'800,000	3'600,000
2.- <u>Casetas de bombeo :</u>				
Construcción de casetas de 40.00 m2. cada una, con pare- des de ladrillo y techo alige- rado, puertas de madera y ven- tanas de carpintería metálica.	Un.	2	480,000	960,000

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC.UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
3.- Equipos:				
a) Equipos de bombeo:				
Adquisición, montaje, instalación y prueba de :				
- Bomba con cabezal combinado,- para una capacidad de bombeo de 40 l/seg. contra una altura dinámica total de 80.00 m., con una longitud de columna de 45.00 m.				
	Un.	2	1'900,000	3'800,000
Motor eléctrico de 65 HP. para accionar la bomba.				
		4	820,000	3'280,000
Motor Diesel de reserva.				
	Un.	2	1'800,000	3'600,000
Instalación de postes, suministro é instalación de cables para alimentación de fluido eléctrico.				
	m.	1,900	1,800	3'420,000
Tuberías de acero, válvulas y demás accesorios.				
	GLOBAL			400,000
b) Equipos de desinfección :				
Adquisición, montaje, instalación y prueba de equipos completa de cloración, compuesto cada uno por :				
Equipo clorador para aplicación de cloro en solución en tubería a presión de agua, con capacidad para desinfectar 40 l/sg;;bomba elevadora de presión; balanza de plataforma de 1,000 de lbs. de - capacidad; 2 cilindros de acero de 150 lbs. c/u.; máscara contra gases de cloro; comparador colorimétrico,etc.				
	Un.	2	900,000	1'800,000

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
<u>C.- Equipos de Medición</u>				
Construcción de caja con albañilería de ladrillo; adquisición, montaje, instalación y prueba de equipo de medición, constituido por :				
Medidor de gasto tipo Venturi, incluyendo instrumentos de indicación, Totalizador y registrador de flujo, para tubería de Ø 8"				
	UN.	1	600,000	1'200,000

B.- IMPULSION

Comprende la instalación de la línea que une los pozos N^{os} 3 y 4 con la cámara rompe-carga existente.

1.-Línea de impulsión :

Trazo y replanteo; adquisición y transporte a pie de obra de tuberías y accesorios; excavación, refino y nivelación de zanjas; instalación y prueba hidráulica; relleno y compactación de zanja; eliminación de desmonte; desinfección, etc., - para tubería de asbesto-cemento, Clase 105 lb/pulg.2. de :

Ø 8"	M.	320	1,400	448,000
Ø 12"	M.	330	2,400	792,000

C.- CONDUCCION

Comprende la instalación de la línea adicional que une la cámara rompe-carga con el reservorio R-3.

	UNIDAD	CANTIDAD	PREC.UNIT.	TOTAL
1.- <u>Línea de Conducción :</u>				
Trazo y replanteo;adquisición y transporte a pié de obra de tuberías y accesorios;excavación,refine y nivelación de zanjas;instalación y prueba hidráulica;relleno y compactación de zanja;eliminación de desmonte;desinfección,etc.,para tubería de concreto reforzado,Clase 75 lb/pulg.2, de :				
Ø 12"		1,920	1,600	3'072,000

D.- DISTRIBUCION

Comprende la instalación de - redes matrices de distribución, ejecución de conexiones domiciliarias e instalación de medidores.

1.-Redes Matrices:

Trazo y replanteo,adquisición y transporte a pié de obra de tuberías y accesorios; excavación,refine y nivelación de zanjas;instalación y prueba hidráulica,relleno y compactación de zanja;eliminación de desmonte;desinfección,etc,para tubería de asbesto-cemento,clase 105 lb/pulg.2, de :

Ø 6"	m.	530	900	477,000
Ø 8"	m.	1,820	1,400	2'548,000
Ø 12"	m.	730	2,400	1'752,000

2.-Conexiones Domiciliarias:

- Suministro de materiales y ejecución de conexiones domicilia

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC.UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
rias de 1/2" con longitud promedio de 7.00 m.	Un.	869	5,200	4'518,800
3.- <u>Medidores:</u>				
- Suministro e instalación de medidores de 1/2", para las nuevas conexiones y las existentes que carecen de ellas .	Un.	2,849	2,800	7'977,200
TOTAL				43'645,000 =====

2.- SISTEMA DE AGUAS SERVIDAS

2.1.- Colección y Evacuación.-

2.1.1.- Sistema Adoptado.- En la elaboración del proyecto de Alcantarillado de la ciudad de Huaral, se ha tomado en consideración los siguientes aspectos :

- a) Las necesidades de servicio de las poblaciones urbanas actuales y futuras previstas para la ciudad de Huaral hasta el año 1977.
- b) El desarrollo urbano previsto dentro de los proximos 20 años, de conformidad con la zonificación y las áreas de expansión determinadas por el Plano Regulador.
- c) La Topografía de la ciudad y los trazos actuales de las calles y sus proyecciones futuras.
- d) La Climatología y el nivel freático en la zona del proyecto
- e) El estado, capacidad y ubicación de los colectores y demás estructuras existentes en servicio.

Del análisis de los aspectos anteriores, se ha adoptado un sistema que trabaja íntegramente por gravedad y de tipo separativo, cuya capacidad ha sido diseñada exclusivamente para la evacuación de desagües sanitarios, por cuanto la escasa incidencia de las precipitaciones pluviales y la profundidad de la na pa freática hacen innecesaria la consideración de éstos, en los volúmenes de flujos implicados en el diseño de las instalaciones.

2.1.2.- Redes de Colección.- El objeto del presente proyecto es planear una reestructuración generalizada del sistema de redes de colección de la ciudad, contemplando fundamentalmente la necesidad de determinar un esquema definido de colectores principales que permitan drenar en forma adecuada los caudales colectados por los elementos primarios.

Para tal efecto, teniendo en consideración la topografía de la

ciudad y los colectores principales existentes, que aún se encuentran en buenas condiciones, se ha establecido la necesidad de considerar tres colectores principales (A, B y C) conformados por diferentes tramos diseñados cada uno convenientemente para absorber los caudales de contribución de las 10 áreas de drenaje en que se ha dividido a la ciudad y que se muestran en los esquemas adjuntos.

El Colector "A" está conformado por los tramos A-B, B-C, C-D y D-M que sirven a las áreas de drenaje N^{os}. 3, 4, 9 y 10 respectivamente, con un total de 132.43 Has. de servicio y un caudal acumulado, de 109.15 l/seg. Este colector en toda su longitud es existente y al final de su recorrido se une al colector "B".

El colector "B" está conformado por los tramos E-F, F-G, G-H, H-K, K-L y L-M y sirve a las áreas de drenaje N^{os}. 1, 2, 6, y 8 que suman 116.15 Has. de servicio; al inicio del tramo K-L recibe el aporte del colector "C" totalizando 139.28 l/seg. de caudal acumulado al final de su recorrido. A excepción del tramo E-F, que es proyectado para la segunda etapa, este colector también es existente.

El colector "C", proyectado para la segunda etapa, está conformado por los tramos I-J y J-K; sirven a las áreas de drenaje N^{os}. 5 y 7 respectivamente, con un total de 51.42 Has. de servicio y un caudal acumulado de 32.89 l/seg/. Cuando se ejecute este colector, como ya se ha mencionado, deberá empalmar el inicio del Tramo K-L del colector "B".

Las características de estos tres colectores, que conforman el esquema principal del sistema de colección de desagües, - pueden observarse en detalle en los esquemas y cuadros adjuntos.

2.1.3.- Emisor.- El emisor existente, que se inicia en la unión de los colectores "A" y "B", se encuentran en buen estado y en condiciones de continuar en servicio; tiene un diámetro de 18", con pendiente de $S=8.3$ o/oo y capacidad máxima de 270 l/seg/.

Habiendo determinado en el capítulo correspondiente de las Bases del proyecto, que el caudal máximo a evacuar al final del período de diseño es de 248.4 l/seg., podemos establecer que el emisor existente podrá absorber los caudales de contribución de toda la zona considerada en el proyecto y no será por tanto necesaria, ninguna obra adicional para conducir los desagües hasta la zona de tratamiento.

2.2.- Disposición.-

2.2.1.- Solución Recomendada.- Para determinar el sistema más apropiado de disposición de los desagües, ha sido necesario tener en consideración diversos factores como :

- a) Características de las aguas residuales.
- b) Cuerpo receptor
- c) Instalaciones existentes
- d) Areas disponibles
- e) Topografía en relación a los requerimientos hidráulicos
- f) Costos de ejecución y de operación y mantenimiento.
- g) Disponibilidad de personal capacitado para operación de plantas, etc.

Del análisis de éstos factores y dado los buenos resultados y ventajas obtenidas con las lagunas de estabilización existentes tanto en la ciudad como en otras múltiples localidades del país, se ha determinado que el volumen total de desagües que se prevee tanto para la primera, como para la segunda etapa, siguen siendo tratadas por medio de lagunas de estabilización, de tipo facultativo, debiéndose construir para tal efecto, las unidades e instalaciones adicionales correspondientes.

2.2.2.- Instalaciones Previstas.- Habiéndose determinado en las Bases del Proyecto que los volúmenes promedio diarios de desagüe serán 6,113.28 y 11,924.96 M³. con una producción diaria de 1,528 y 2,384 Kg. de D.B.O. para la primera y segunda etapa

respectivamente, se ha previsto la construcción de 4 lagunas adicionales, de las mismas características que las existentes; dos de ellas se ejecutarán en la primera etapa haciendo un total de 4, y las otras 2 en la segunda etapa completando una batería de 6 lagunas.

Aún cuando la planta de tratamiento basa todo su proceso en las lagunas de estabilización, es necesario contemplar también la ejecución de obras complementarias accesorias que permitan su buen funcionamiento y operación, como : sistema de rejas, dispositivo de repartición proporcional de caudal, canales de acercamiento y distribución, dispositivos de ingreso, salida e interconexión de lagunas, sistema de evacuación, cerco perimetral, etc.

Dado que el tratamiento de desagues por medio de lagunas de estabilización en nuestro país, puede considerarse que aún se encuentra en una etapa experimental, es conveniente contemplar también la construcción de un laboratorio convenientemente equipado y con personal idóneo que permitan efectuar controles periódicos de las condiciones de operación y funcionamiento de la planta mediante los registros y análisis correspondientes, entre los cuales se puede sugerir :

- a) Caudal de entrada
- b) Caudal de salida
- c) Temperatura de aire
- d) Temperatura del afluente
- e) Temperatura Promedio de la laguna
- f) Velocidad del viento
- g) Evaporación
- h) Infiltración
- i) Luz solar
- j) O.D.
- k) D.B.O.
- l) N.M.P. de coliformes
- m) Olor
- n) pH.

- o) Color
 - p) Alcalinidad
 - q) Dureza
 - r) Turbidez
 - s) Sólidos
 - t) Cloruros
 - u) Nitrógeno (amonio, nitritos, nitratos)
 - v) Fosfatos y ontofosfatos
 - w) Compuestos de azufre.
- Otros.

De la eficiencia y continuidad con que se lleven a cabo estos registros, podrán obtenerse informaciones sumamente valiosas que servirán posteriormente para fijar pautas de diseño tanto para el mejoramiento y ampliación de la planta misma, como en la planificación de otras.

2.2.3.- Características Generales.- Las características generales de trabajo y de diseño de las lagunas serán :

	1ra. Etapa	2da.Etapa
Población servida	38,200 hab.	59,600 hab.
Caudal promedio	70.75 l/seg.	138.02 l/seg.
Volúmen diario	6,113.28 M. 3.	11,924.96 M3.
Producción de D.B.O.	1,528.00 Kg/d.	2,384.00 Kg/d.
Nº de lagunas	: 4 Unidades	6 Unidades
Período de retención	13.3 Días	10.28 Días
Carga superficial	259.86 Kg/Ha/d.	270.29 Kg/Ha/d.
Dimensiones de cada laguna	:	

Area de coronación	100 x 160 m. (1.6 Ha.)
- Area de fondo	: 86 x 146 m. (1.25 Ha
Altura total	2.3 m.
- Taludes interiores	V/H = 1/3
Tirante de agua	: 1.5 m.
Superficie de agua	95x155 m. (1.47 Ha.)
- Volúmen útil	20,440 m.3.

CAUDALES DE FLUJO SEGUN AREA DE DRENAJE, TRAMO Y ZONIFICACION

AREA DE DRENAJE	TRAMO	ZONA	AREA (Ha.)	DOTAC. (1/s.x Ha)	QP. (1/s)	QMxD. (1/s)	QM x H. (1/s)	QMin. H. (1/s)
1	E-F	Z2	34.96	0.233328	8.16	10.61	14.69	3.26
		TOT.	34.96		8.16	10.61	<u>14.69</u>	3.26
2	F-G	Z1	31.15	0.648144	20.19	26.26	36.34	8.08
		Z2	3.50	0.233328	0.82	1.06	1.47	0.33
		Z3	1.00	0.407408	0.41	0.53	0.74	0.16
		TOT.	35.65		21.42	27.85	<u>38.56</u>	8.57
3	A-B	Z1	11.29	0.648144	7.32	9.51	13.17	2.93
		Z3	22.00	0.407408	8.96	11.65	16.13	3.58
		Z4	3.00	0.435184	1.30	1.69	2.34	0.52
		TOT.	36.29		17.58	22.85	<u>31.64</u>	7.03
4	B-C	Z1	31.85	0.648144	20.64	26.83	37.15	8.26
		Z2	21.00	0.233328	4.90	6.37	8.82	1.96
		Z4	10.00	0.435184	4.35	5.65	7.83	1.74
		TOT.	62.85		29.89	38.86	<u>53.80</u>	<u>11.96</u>
5	I-J	Z2	36.30	0.233328	8.47	11.01	15.25	3.39
		TOT.	36.30		8.47	11.01	<u>15.25</u>	3.39
6	G-H	Z1	15.75	0.648144	10.21	13.27	18.38	4.08
		TOT.	15.75		10.21	13.27	<u>18.38</u>	4.08
7	J-K	Z1	15.12	0.648144	9.80	12.74	17.64	3.92
		TOT.	15.12		9.80	12.74	<u>17.64</u>	3.92
8	K-L	Z1	29.79	0.648144	19.31	25.10	34.76	7.72
		TOT.	29.79		19.31	25.10	34.76	7.72

9	C-D	Z2	<u>10.89</u>	0.233328	<u>2.54</u>	3.30	<u>4.57</u>	<u>1.02</u>
		TOT.	10.89		2.54	3.30	<u>4.57</u>	1.02

10	D-M	Z1	13.05	0.648144	8.46	11.00	15.23	3.38
		Z2	<u>9.35</u>	0.233328	<u>2.18</u>	2.83	<u>3.92</u>	<u>0.87</u>
		TOT.	22.40		10.64	13.83	<u>19.15</u>	4.28

TOTAL			300.00		138.02	179.42	248.43	55.21
-------	--	--	--------	--	--------	--------	--------	-------

NOTA

Z1	Zona Urbana
Z2	Zona S. Rústica
Z3	Zona Comercial
Z4	Zona Industrial

CARACTERISTICAS DE LOS COLECTORES PRINCIPALES
"A", "B" y "C".

COLECTOR	TRAMO	AREA (Ha.)	CAUDAL PARC . (l/sg.)	CAUDAL ACUM . (l/sg.)	DIAM. (pulg.)	PEND. o/oo	CAPAC. MAX. (l/seg.)
"A"							
(EXIST.)	A-B	36.29	31.64	31.64	12	3.1	52
(EXIST.)	B-C	62.85	53.80	85.44	12 + 8	4.0+5.3	88
(EXIST.)	C-D	10.89	4.56	90.00	12	14.3	125
(EXIST.)	D-M	22.40	19.15	109.15	12	14.3	125
"B"							
(PROYECT.)	E-F	34.96	14.69	14.69	8	5.3	25
(EXIST.)	F-G	35.65	38.56	53.25	12	4.0	63
(EXIST.)	G-H	15.75	18.38	71.63	12	15.5	130
(EXIST.)	H-K			71.63	12	15.5	130
(EXIST.)	K-L	29.79	34.76	139.28	16	4.4	140
(EXIST.)	L-M			139.28	16	4.4	140
"C"							
(PROYECT.)	I-J	36.30	15.25	15.25	8	5.3	25
(PROYECT.)	J-K	15.12	17.64	32.89	10	3.7	37

2.3.- ESPECIFICACIONES TECNICAS.-

Al igual que para Agua Potable, también para la ejecución de obras de Alcantarillado existen especificaciones técnicas normadas tanto por la Dirección General de Obras Sanitarias del Ministerio de Vivienda y Construcción como por el Reglamento Nacional de Construcciones, de las cuales se hará referencia, los aspectos más saltantes relacionados con las obras contempladas por el presente proyecto.

2.3.1.- Tuberías y Buzones.-

- a) Materiales.- Las tuberías serán de concreto simple Clase A, fabricadas a máquina y que cumpla las normas de INANTIC, o de concreto armado Tipo B, Clase II. Deberán proceder de una fábrica debidamente inscrita en el registro oficial correspondiente.

Las uniones podrán ser de espiga y campana, conjunta sellada con compuestos especiales como RAMNECK (Plastic-gasket) o similar, ó uniones con anillos de jebes.

La aceptación en fábrica se hará de acuerdo a las normas INANTIC.

Los tubos que se encuentran en obra, serán rechazados si presentan defectos visibles como golpes, rajaduras etc. El rechazo solo recaerá sobre cada unidad.

- b) Instalación.- El trazo, alineamientos, gradientes, distancias, etc. deberá ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del proyecto. Cualquier cambio deberá ser aprobado previamente por el Ingeniero Inspector.

La excavación de zanjas no podrá iniciarse mientras no se haya hecho un replanteo general y se tenga la certeza de que las tuberías podrán tener las gradien-

tes y profundidades especificadas en los planos y se tenga en obra la tubería necesaria.

El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal, que exista un juego de 0.15 m. como mínimo y 0.30 m. como máximo entre la cara exterior de las cabezas y la pared de la zanja.

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales si la calidad del terreno lo permitieran en caso contrario se les dará los taludes adecuados según la naturaleza del mismo y la zona de la ciudad donde se trabaja.

El Contratista hará los apuntalamientos o entibados necesarios para realizar y proteger todas las excavaciones en resguardo de los perjuicios que puedan ocasionar a la propiedad privada o servicios públicos. El procedimiento en zonas urbanas debe ser aprobado por el Inspector.

El fondo de la zanja se nivelará con cuidado conformándose exactamente a la razante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo. Los excesos de excavación en profundidad, hecho por error o negligencia del contratista serán corregidos por su cuenta, debiendo emplear hormigón del río apisonado por capas no mayores de 0.20 m. de espesor, de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos, igual a la del terreno adyacente.

En la apertura de la zanja, se tendrá cuidado de no dañar y mantener en funcionamiento las instalaciones de servicio telefónico, alimentación de energía eléctrica, etc. El Contratista deberá reparar por su cuenta los desperfectos que se produzcan en los servicios

mencionados, salvo que se constaten que aquellos no le son imputables.

El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado a una distancia no menor de 1.50m. de los bordes de la zanja, para seguridad de la misma y facilidad y limpieza del trabajo.

En ningún caso se permitirá ocupar la vereda con material proveniente de las excavaciones u otros materiales de trabajo.

Cuando se excave en roca, el fondo de la zanja deberá reducirse 0.15 m., debajo de su nivel normal y colocar una cama continua de hormigón que tenga un contenido de piedras grandes no mayores de 3".

Cuando se excave en material inestable, afectado por la humedad del subsuelo, infiltraciones de agua, o nivel freático alto, se tendrá presente estas situaciones especiales para evitar derrumbes en la excavación y el tubo deberá asentarse sobre un solado de material granular bien compactado (a por lo menos 95% de la máxima densidad seca "Proctor Standard" y a la humedad óptima) o sobre un solado de concreto - diseñado especialmente; medidas que también deberán adoptarse cuando la inestabilidad del terreno sea producto del contenido de materia orgánica.

El drenaje de las zanjas que estén afectados por el agua del subsuelo se efectuará por métodos que garanticen la estabilidad de la tubería que se instala, - debiéndose contar con el número y capacidad suficiente de unidades de bombeo para que en el momento de la instalación y prueba de los tubos se encuentren

completamente libres de agua. Igualmente se cuidará - de efectuar bombeos sucesivos diurnos y nocturnos para evitar la inundación continuada de las zanjas que - lavarían en soldado y destruiría la consistencia del te rreno de fondo y paredes de la zanja. El Contratista - deberá tomar las medidas necesarias para asegurar que el agua proveniente del bombeo no produzca aniegos ni inundaciones en la vía pública ni en las propiedades - vecinas, ni ingrese a los colectores conteniendo arena o materiales perjudiciales.

Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá - tenerse el mayor cuidado, evitando los golpes y trepidaciones. Cada tubo deberá ser revisado antes de colocarse para constatar que no tiene defectos visibles ni presenta rajaduras. Durante la colocación dentro de la zanja, los tubos no deberán dejarse caer, debiéndose - usar un procedimiento adecuado para tal operación (acgas, tecles, etc.)

Colocados los tubos en la zanja se asentarán convenien temente debiendo mirar las campanas hacia aguas arriba se centrará y alineará perfectamente y se procederá al relleno del espacio anular de las campanas con el mate rial especial aprobado.

El alineamiento de las tuberías se hará utilizando cor del en la parte superior y el costado de la tubería. - los puntos de nivel deben ser colocados con instrumen- tos topográficos.

La tubería y sus respectivas cabezas, debe cuidarse que estén completamente limpias, a fin de que la adhe- rencia de la mezcla del calafato con la junta sea lo más perfecta.

En las uniones calafateadas, se usará mortero de cemen to-arena, proporción de 1:2. La arena debe ser de río, fina y limpia. Se usará una cantidad de agua que apenas

la humedadca.

En el caso de usarse las juntas especiales o anillos descritas anteriormente, la ejecución de la unión se sujetará a la especificación del fabricante.

El interior de las tuberías será cuidadosamente limpiado de toda suciedad o residuos a medida que progresa el trabajo y los extremos de cada tramo que ha sido inspeccionado y aprobado, serán protegidos convenientemente con tapones de madera de modo que impida el ingreso de tierra y otras materias extrañas.

El relleno de la zanja se iniciará a las 12 horas como mínimo de efectuadas las juntas de los tubos y después de efectuadas las pruebas hidráulicas de la tubería instalada.

Se colocará en la zanja, primeramente material seleccionado, libre de piedras, raíces, malesas, etc y que tenga límites líquidos menores de 35% e índices plásticos menores o igual a 6%, en capas no mayores de 0.15 cm.

Se apisonará uniformemente los costados de la zanja con el material indicado anteriormente. El material deberá ser humedecido al óptimo contenido de humedad y compactado a por lo menos 95% de la máxima densidad seca "Proctor Standard", hasta alcanzar el diámetro horizontal.

El relleno se seguirá apisonando con el mismo tipo de material, en forma tal que no levante ni mueva el tubo de sus alineamientos horizontal o vertical, en capas sucesivas de 0.10 m. de espesor hasta obtener una altura mínima de 0.30 m. sobre la clave del tubo.

La operación continuará en capas de 0.20 m. con material proveniente de la excavación, libre de piedras mayores de 4", hasta llegar a 0.20 m. de la subrazan-

te. Los últimos 20 cm. deberán estar constituidos por suelos finos con límites líquidos igual a 25% e índice plástico menor o igual a 6%.

Los pizones que se emplearán en las primeras capas serán cilíndricos, de madera, de 8 a 10 cm. de diámetro, y de 20 a 30 cm. de largo. Se emplearán con el eje del cilindro paralelo a la tubería. En la capa final se emplearán pizones de forma cúbica, de madera de 15 a 20 Kg. de peso.

- c) Construcción de Buzones.— La construcción de buzones — será de acuerdo a la especificación correspondiente al tipo standard, mientras no se indique otra cosa.

Las características de ellos serán :

Diámetro interno : 1.20 m.

Fondo : 0.20 m. de espesor, mezcla 1:3:6 (Cemento-arena-pedra chancada).

Paredes : 0.15 m. de espesor, mezcla 1:3:6

Techo : 0.15 m. de espesor, mezcla 1:2:4 . Armadura de $\phi = 3/8''$ a 0.18 m. en dos sentidos.

Berma para formar la canaleta hecha con mezcla 1:3:6.

La canaleta tendrá una altura igual al diámetro del tubo y bermas inclinadas 5%.

Todo el interior del buzón irá enlucido con mortero 1:2 planchado con aristas y esquinas redondeadas.

Los buzones llevarán escalines de acero de $\phi = 3/4''$ pintados con dos manos de Flinet-Kote o similar, espaciados a 0.30 m.

Las tapas y marcos serán de fierro fundido, de 110 Kg. de peso, con charmela.

En lo posible, la primera etapa de la construcción de buzones, será el fondo , el cual será vaciado sobre el terreno perfectamente compactado, o sobre un falso fondo de concreto pobre.

Las paredes y techos del buzón podrán ser vaciados en el sitio o prefabricados.

La cara interior de los buzones será enlucida con acabado fino, con una capa de mortero en proporción 1:3, de cemento-arena, y media pulgada de espesor. Todas las esquinas y aristas vivas serán redondeadas.

En los buzones en que las tuberías no llegan a un mismo nivel, se podrán colocar caídas. Cuando estas sean de más de 1.20 m. de altura, tendrán que proyectarse con un ramal vertical de caída y un codo con "T" y "Y" de fierro fundido para media presión. En los casos que se indique en los planos o lo indique el Inspector la bajada tendrá una envoltura de concreto $f'c = 80 \text{ Kg/cm}^2$.

- d) Pruebas.- Una vez terminado un tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja, se realizarán las pruebas de alineamiento y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.

La prueba de alineamiento se realizará haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o "bola" de sección circular cuyo diámetro tenga las siguientes valores de acuerdo al diámetro de las tuberías:

<u>Diámetro del Tubo</u>	<u>Diámetro de la "bola"</u>
8"	19.0 cm.
10"	24.5 cm.
12"	29.5 cm.
14"	34.5 cm.
16"	39.5 cm.
18"	45.5 cm.
21"	52.0 cm.

Esta prueba, según la inspección de la Obra, podrá ser

reemplazada por la del espejo.

En la prueba hidráulica, la tubería no deberá perder por filtración más de la cantidad permitida a continuación expresada en cm³/min./metro, según la relación siguiente :

$$K = (F \times L) / P \quad \text{donde} \quad P = V/T$$

V = Volúmen perdido en la prueba (cm³).

L = Longitud en prueba (metros).

T = Tiempo de duración de la prueba (minutos) después de 8 horas de llenado el tramo en prueba.

P = Pérdida en el tramo (cm³/min.).

K = Coeficiente de prueba.

VALORES DE F y K

Diámetro		Filtrac. Tolerada
(Pulg.)	(m.m.)	(F)
8	200	25
10	250	32
12	300	38
14	350	44
16	400	50
18	450	57
21	533	67
24	600	76

Interpretación de valores :

K = 1 : Prueba buena.

K = 1 : Prueba Tolerable.

K = 1 : Prueba mala.

En los dos últimos casos: K = 1 y K = 1, el Contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla a su costo.

Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas, podrá ordenarse el relleno de las zanjas y se expedirá por el Ingeniero Inspector, el certificado respectivo en el que constará su prueba satisfactoria, lo que será requisito indispensable para su inclusión en los avances de obra y valorizaciones.

2.3.2.- OBRAS CIVILES

2.3.2.1.- Administración y Guardia.- Las especificaciones siguientes corresponden a la construcción del Edificio de Administración y Guardia de la Planta de Tratamiento de desagues.

Previamente a la ejecución de las obras en sí, el contratista deberá dejar limpio y preparado el terreno, libre de malezas, piedras, materia orgánica, etc. antes de proceder al trazado de la construcción, el cual deberá corresponder exactamente a los planos.

El fondo de apoyo de los cimientos corridos o zapatas deberá corresponder a la carga unitaria especificada como resistencia del terreno. De no ser así deberán tomarse las medidas necesarias para lograr la especificación. El exceso de excavación en los cimientos solo podrá ser enmendado inmediatamente mediante el vaciado de concreto 1:12 (cemento-hormigón) hasta alcanzar los niveles indicados.

Los cimientos corridos serán de concreto ciclópeo de cemento-hormigón en proporción 1:10 con un máximo de 10 galones de agua por saco de cemento, con piedras grandes de río (piedra desplazadora) con un volumen que no exceda el 30% y con un tamaño máximo de 0.25 m. de diámetro.

Los sobrecimientos serán de concreto ciclópeo en proporción 1:8 de cemento-hormigón, debiendo alcanzar a los 28 días una resistencia mínima a la compresión de 100 Kg/cm².

en los sobrecimientos mayores de 15 cm. de ancho podrá utilizarse hasta el 25% de piedra desplazadora con diámetros máximos de 10 cm. Normalmente el sobrecimiento deberá sobresalir 30 cm. del nivel del terreno que lo rodea.

Las bases, gradas y falsos-pisos serán igualmente de concreto en proporción 1:8 (cemento-hormigón).

El cemento a emplearse será Portland, Tipo I o normal.

El agua será fresca, limpia y libre de sustancias que puedan perjudicar la mezcla, tales como aceites, ácidos sales, etc.

En casos de duda, deberán prepararse y ensayarse probetas de mortero que den por resultado una resistencia igual o mayor que la especificada.

Los agregados gruesos consistirán en piedra partida o grava limpia proveniente de rocas que no estén en procesos de descomposición, y para concreto armado no deberán exceder en tamaño a 1/2".

La arena en el concreto será limpia y de grano rugoso y resistente.

El acero de refuerzo debe cumplir con lo establecido en el reglamento A.C.I., y por ningún motivo será permitido el uso de varillas cuyas condiciones de conservación como óxido, torceduras, etc. no garantice su uso en la estructura.

En general la elaboración de las mezclas de concreto deberá hacerse a máquina; cuando éstas sean utilizadas para cimientos corridos, falsos-pisos, etc., podrá hacerse a mano siempre que el método de mezclado, la medición de materiales, etc., garantice un apropiado resultado.

Los encofrados deberán ser realizados con madera apropiada tanto en resistencia como en estado de conservación, no debiéndose permitir el uso de puntales de mader

ra en bruto sin aserrar.

Todo elemento de concreto armado deberá ser curado en un lapso de 7 días como mínimo mediante regado de agua en forma generosa.

Los tiempos mínimos para la remoción de los encofrados - serán los siguientes :

Columnas, muros, costado de vigas y zapatas.	:	2 días
Fondo de losas		10 días
Fondo de vigas		16 días.

La calidad del ladrillo de los muros y aligerados deberán tener características que demuestren su buena elaboración buena calidad de la tierra arcillosa, buen moldeo y buena cocción. La unión entre ladrillos se hará con mortero 1:3 con un espesor máximo de 2 centímetros, debiéndose emplear en preferencia arena gruesa y con granulometría no uniforme.

El enlucido de los muros será con mortero 1:5 (cemento-arena fina) con un espesor de 1.5 cm. El enlucido del techo será con mortero de yeso.

El enlucido de los pisos será con mortero de cemento-arena fina, ó llevarán locetas corrientes de buena calidad.

Todos los ambientes llevarán zócalos de cemento de 1.5 cm. de espesor por 20 cm. de alto. En el exterior la altura de los zócalos será de 40 cm.

Las gradas serán enlucidas con mortero 1:3 y planchadas con cemento puro.

Toda la fachada e interior de las edificaciones serán pintadas con 2 manos de pintura lavable.

Las instalaciones eléctricas y sanitarias se ejecutarán de acuerdo a las indicaciones de los planos.

2.3.3.- OBRAS ESPECIALES.-

2.3.3.1.- Lagunas de Estabilización.- Como trabajo preliminar en la ejecución de las lagunas, toda el área a ocupar deberá ser limpiada y/o desforestada, incluyendo la remoción de la capa superficial en una profundidad de 30 a 40 cm. o más según lo determine el Inspector, hasta encontrar arcilla cuya calidad sea aprobada para servir como fundación del embalse o laguna.

Una vez que toda la extensión comprendida ha sido estacada y nivelada, el contratista podrá empezar a excavar hasta los niveles indicados en los planos.

Debe existir secuencia constructiva de manera que pueda garantizarse que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación se obtenga luego de la limpieza y desforestación.

Podrá utilizarse material de préstamo cuando el material proveniente de la excavación de la laguna, a los niveles especificados, resulten insuficientes para la formación de los taludes y terraplenes. Para tal efecto, se considerará como límite de transporte gratuito, el acarreo del material hasta una distancia de 350 m.

El material obtenido de las excavaciones de la laguna, o de préstamo, para ser considerado apropiado para los rellenos deberán presentar como mínimo 15% de índice de plasticidad y pasar 25% por la malla Nº 200 de la serie Sieve.

El material para la formación de los terraplenes será colocado en capas horizontales de 20 a 30 cm. de espesor abarcando todo el ancho de la sección, esparcidas suavemente con el equipo apropiado. Cada capa será humedecida al contenido de humedad óptima y compactado con -

equipo pesado hasta obtener por lo menos 95% de la máxima densidad seca "Proctor Standard".

En la parte superior y taludes del terraplén deberá colocarse una capa de afirmado, consistente en suelo granular de baja plasticidad, libre de piedras mayores de 10 cm.

En algunos casos se podrá especificar la pavimentación de los taludes; mediante la colocación de piedra escogida o pedraplém (riprap) en el espesor que indiquen los planos. La piedra usada como riprap debe ser dura, densa y durable, con pesos mínimos y máximos de 0.5 a 1.0 Kg. y cuyos espesores y ancho no sean menores que la tercera parte de su longitud.

En los casos donde se especifique la impermeabilización de la superficie mojada de la laguna, ésta se ejecutará mediante la colocación de una capa de arcilla - (tipo adobe) de 5 a 10 cm. de espesor, según lo especifiquen los planos o lo ordene el Inspector.

La arcilla para impermeabilización debe estar libre de materia orgánica o basura, además estará pulverizada - de tal modo que esté graduada a la forma siguiente :

<u>Tamiz</u>	<u>Porcentaje que pase</u>
1/2"	100 %
1/4"	80 %

También puede emplearse como impermeabilizante una capa de terracemento de 5 cm. de espesor, en la proporción 1:5, preparada con agua a razón de 6 galones por saco de cemento.

Una vez terminada la capa impermeabilizable, será curada por un tiempo no menor de 15 días.

En los taludes exteriores y parte de las calzadas podrá sembrarse grass a fin de consolidar su formación.

En todo el perímetro de la laguna , y a fin de evitar el acceso de animales y personas extrañas deberá instalarse un cerco de protección provisto de puertas y letreros correspondientes .

2.4.-

METRADOS Y PRESUPUESTOS

Para determinar el monto aproximado que demandará las obras contempladas para la primera etapa, en lo concerniente al Sistema de Desagues, a continuación se expone el resumen de las obras previstas incluyendo los costos estimativos correspondientes

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PRECIO UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
<u>A.- PLANTA DE TRATAMIENTO.-</u> Comprende la construcción de lagunas de oxidación, similares a las existentes y la ejecución de obras complementarias con el equipamiento correspondiente.				
<u>1.-Lagunas.-</u> Desforestación, trazo y replanteo; excavación, refine y nivelación, relleno con material propio seleccionado; compactado al óptimo contenido de humedad e impermeabilización de fondo y taludes interiores con arcilla, con un espesor no menor de 0.10 m.; para construcción de lagunas de las dimensiones y características especificadas en acápite anteriores y planos.	Un.	2	2'400,000	4'800,000

2.-Cámara de rejás.-

Construcción de Cámaras de rejás de sección rectangular, de 0.80 x 1.20 x 4.50 m. de ancho altura y longitud respectivamente, con paredes y fondo de concreto armado de 0.15 m. de

	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC.UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
<p>espesor y enlucidas interiormente. La reja en sí, estará constituida por 26 platinas metálicas de 3/8" de espesor, 1 1/2" de ancho y 2.80 m. de longitud separadas entre sí por 25 luces de 1".</p>	U.	1	60,000	60,000
3.- <u>Medidor Parshall.-</u>				
<p>- Construcción de un canal "Parshall", de concreto armado, con paredes y losa de fondo de 0.15 m. de espesor enlucidas interiormente, con ancho de garganta W - 1'.</p>	U.	1	40,000	40,000
4.- <u>Dispositivos de distribución</u>				
<p>Construcción de dispositivos de distribución proporcional al caudal; de concreto armado, con paredes y fondo enlucidos interiormente, con 0.15 m. de espesor.</p>	u.	2	75,000	150,000
5.- <u>Canales de acercamiento.-</u>				
<p>Construcción de canales de acercamiento, de concreto armado, con paredes y losa de fondo de 0.10 m. de espesor, enlucidas interiormente, de sección rectangular, con ancho de 0.50 m. y profundidad variable de 0.5 m. a 0.8 m.</p>	m.	200	4,600	920,000
6.- <u>Dispositivos de ingreso .-</u>				
<p>Construcción de capas de ingreso de concreto armado, enlucidos interiormente, con pare-</p>				

<u>DESCRIPCION</u>	<u>UNITARIO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC.UNIT.</u>	<u>TOTAL</u>
11.- <u>Equipos</u> .-				
- Suministro e instalación de equipos y mobiliario para - habilitación de oficinas y laboratorio.	GLOBAL			1'300,000
12.- <u>Cerco Perimetral</u> .-				
- Instalación de cerco perimetral constituido por 5 hileras de alambre de púas, separadas a 0.40 m., con postes de concreto armado de 2.5 m. de altura cada 5.00 m. Incluye puerta de acceso con tuberías de acero y malla de alambre galvanizado Nº 8.	GLOBAL			<u>1'200,000</u>
TOTAL :				13'007,000 =====
B.- <u>COLECCION</u> .-				
- Comprende solamente la ejecución de conexiones domiciliarias de desagües, de acuerdo a especificaciones, en todas las viviendas que carecen de ellas y que se encuentran en frente a colectores.				
1.- <u>Conexiones Domiciliarias</u> .-				
Excavación, relleno y compactación de zanja; suministro e instalación de tuberías; ejecución de caja de registro y acometida a red de colección.	2,020		8,000,0	<u>16'160,000</u>
TOTAL				<u>16'160,000</u> -----
TOTAL GENERAL				29'167,000 =====

FUENTE DE INFORMACION

1.- Ministerio de Agricultura.

Servicio de Agrometeorología e Hidrología.
"Boletín del Departamento de Climatología".

2.- Universidad Nacional Mayor de San Marcos.

" Estudios de la Escuela de Geología ".

3.- Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales

(ONERN).

Curso Nacional de Programación del Desarrollo en un Area de
Reforma Agraria.

" Proyecto Chancay Huaral ".

4.- Ministerio de Salud.

Departamento de Estadísticas.

5.- Oficina Nacional de Estadísticas y Censos.

Dirección Nacional de Estadísticas y Censos.

" Censos Nacionales de Población y Vivienda ".

(Años 1,940 - 1,961 - 1,972).

6.- Ministerio de Vivienda y Construcción.

" Estudio de los Recursos de Aguas Subterráneas en el Valle de
Huaral - Chancay ".

7.- Administración de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado
de la ciudad de Huaral.

8.- Empresa de Luz y Fuerza de la Ciudad de Huaral.