

# Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA SANITARIA



## ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO PARA EL PUEBLO JOVEN "JERUSALEN" - TRUJILLO

*Tomo I*

### TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
**INGENIERO SANITARIO**

**FELICIANO VEGA REYES**

PROMOCION 1979 - 1

Lima • Perú • 1979

## P R O L O G O

Una característica saltante de nuestra época, sobre todo en países del área latinoamericana, es el exagerado desarrollo de las poblaciones, siendo una de sus particularidades el desorden .

Si nos referimos a una ciudad en nuestro País, se tiene el núcleo central, el que representa el mayor ordenamiento y que es destinado generalmente a la actividad comercial en general, y a la administración pública y privada. Luego se van formando las zonas residenciales o urbanizaciones después van apareciendo zonas aledañas; primero zonas sub urbanas o suburbios y luego los llamados pueblos jóvenes o barrios marginales .

Las causas de formación de estos últimos se deben principalmente a :

- Migraciones de la zona rural a la ciudad.
- Falta de viviendas en la zona urbana .
- Altos costos de alquileres de viviendas.
- Catástrofes en general .
- Mejoras económicas .

Estos pueblos presentan un alto grado de deficiencias en servicios básicos como son : Agua potable, Alcantarillado , luz, servicios asistenciales etc .

La Ingeniería Sanitaria, encargada del Saneamiento de poblaciones, atiende prioritariamente los servicios de agua potable y desague. Siendo el pueblo joven Jerusalén, un pueblo joven con las características de deficiencias expuestas, y

siendo mi anhelo el poder servir en algo a la tierra que me cobijó, es que presente en este proyecto, una solución al problema de saneamiento básico, a la vez que me servirá como Tesis de Grado para obtener el título profesional de Ingeniero Sanitario .

El proyecto comprende 12 capítulos, divididos en 4 partes: La primera parte, trata de consideraciones generales, tales como la recopilación de datos, tanto de organismos oficiales estatales como privados, como reconocimiento de campo; para lo cual se han realizado varias visitas al lugar para tomar muestras y diferentes encuestas. El CAP. II determina detalladamente la población a servir, basado en el comportamiento de curvas históricas de pueblos similares, así como con los datos oficiales de la oficina. El CAP. III hace un análisis de las fuentes de aguas disponibles, y se hace un estudio de alternativas de captación en el CAP. IV.

La segunda parte trata sobre el diseño del sistema de abastecimiento de agua , esta parte comprende desde el CAP VI al IX, se trata sobre el diseño del sistema de abastecimiento de agua, en el que se han realizado análisis de alternativas técnicas económicas . El capítulo IX trata sobre consideraciones y recomendaciones para lograr la potabilización del agua .

La tercera parte trata los criterios generales, así como del diseño del sistema de alcantarillado .

La cuarta parte trata sobre la organización del pueblo y recomendaciones de la forma de ejecución del proyecto en

su primera etapa. Asi mismo se propone la fuente de financiamiento mas adecuada, se hace una determinación de la tarifa necesaria para amortizar la deuda y para cubrir los gastos de administración, operación y mantenimiento asi como mejoras y ampliaciones de servicio.

Se incluyen además tres nexos : el anexo A da las especificaciones técnicas a tomarse en cuenta durante la ejecución de obras. El anexo B, muestra el metrado presupuesto general y el anexo C contiene las planillas de cálculos del sistema de alcantarillado .

En todo trabajo de esta naturaleza es imposible la participación de una sola persona por lo que se ha recibido colaboración de organismos estatales, privados, asi como de profesionales de la especialidad .

Agradezco a los Organismos Estatales:

Ministerio de Vivienda y Construcción.

Ministerio de Salud .

Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales(ONERN)

Empresa de Saneamiento de Lima ( ESAL).

Empresa de Saneamiento de Trujillo ( ESAT) .

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA Y CENSOS .

Instituto Nacional de Planificación.

Hospital de Trujillo

Municipalidad de Trujillo

ENTIDADES PRIVADAS :

Fábrica Peruana de Eternit

Corporación de Ingenieria Civil

Fábrica de Bombas Hidrestal

Distribuidora Peruvian Trading Corp.



A los señores Ingenieros :

Edmundo Ossio Barreda

Tomás García

Salinas

Al culminar esta etapa de mi vida la gran parte de mis tareas diarias han sido dedicadas al estudio, quisiera con el permiso de los señores miembros del Jurado y de los amables lectores, hacer público mi reconocimiento a personas que me enrumbaron por este sendero, sin duda el mejor, como es el de estudio.

En primer lugar mis gracias infinitas a mi maestra de escuela la Sra. Yolanda Vega de Acevedo, de la cual sus sabias enseñanzas y formación básica dejaron en mi huellas imborrables, por lo cual mi deuda de gratitud es infinita.

Mi reconocimiento al Señor Andrés Vega Reyes, mi hermano Mayor, que siempre me acompañó física y espiritualmente en los momentos más difíciles, siendo realmente para mí un gran honor y orgullo de tener parentesco con digna persona.

A la Familia Salinas, en forma especial a la Sra. Rosita Parimango de quien guardo siempre gratos recuerdos por sus virtudes innatas de generosidad.

Mi reconocimiento a las personas que de una u otra forma han colaborado para la realización del presente trabajo.

Lima, Diciembre de 1979

FELICIANO VEGA REYES.

B I B L I O G R A F I A

- "Abastecimiento de Aguas"

Eleinn Alfred .

- " Alcantarillado y Tratamiento de Aguas "

Babbitt Harold .

- " Abastecimiento de Agua-Ingenieria Sanitaria . "

Hardenbergh Coaut .

- "Abastecimiento de Aguas "

Schoklitsch Armin .

- " Abastecimiento de Agua-Ingenieria Sanitaria "

Karl Imhoff

- " Aguas Recursos "

Fels-Edwin .

- " Agua Potable "

Babcock Russell

- " Abastecimiento de Agua y Disposición de Aguas Residual

Fair-Geyer-Okun

.....

# T E S I S     D E     G R A D O

## PROGRAMA GENERAL

### PRIMERA PARTE

#### CONSIDERACIONES GENERALES

PAG.

CAP. I - INFORMACIONES BASICAS PARA ELABORAR EL PROYECTO.	6-42
CAP. II - CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO.	43-82
CAP. III- ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA DISPONIBLES .	83-119
CAP. IV - SISTEMA DE CAPTACION - ALTERNATIVAS .	120-127
CAP. V - SISTEMA DE CAPTACION ADOPTADA-AGUAS SUBTERRANEA	128-139

### SEGUNDA PARTE

#### SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CAP.VI - SISTEMA DE REGULACION DE GASTO .	140-142
CAP.VII - DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.	143-152
CAP.VIII- SISTEMA DE ABSTECIMIENTO ADOPTADO.	153-170
CAP.IX - POTABILIZACION DEL AGUA .	171-183

### TERCERA PARTE

#### SISTEMA DE ALCANTARILLADO

CAP. X - PRINCIPIOS GENERALES DEL SISTEMA DE ALCANTA- RILLADO.	184-192
CAP.XI - DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO .	193-199

### CUARTA PARTE

CAP.XII - ADMINISTRACION Y FINANCIAMIENTO	199-204
---	---------

ANEXOS .-

A- ESPECIFICACIONES TECNICAS ( AGUA ALCANTARILLADO ).

B- PRESUPUESTO POR PARTIDAS ESPECIFICAS .

C- PLANILLAS CALCULOS ( AGUA ALCANTARILLADO ).

.....

## CAPITULO I

### INFORMACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO.

#### 1.1.- CARACTERISTICAS DE LA LOCALIDAD.

1.1.1.- SITUACION GEOGRAFICA

1.1.2.- TOPOGRAFIA.

1.1.3.- CLIMA : Temperatura, Humedad relativa, Precipitaciones

1.1.4.- GEOLOGIA-SUELOS.

1.1.5.- VIAS DE COMUNICACION

1.1.6.- ASPECTOS URBANISTICOS.- Zonas de desarrollo, Areas.

1.1.7.- CARACTERISTICAS SOCIO ECONOMICAS.-Salud, Educación,  
Vivienda, servicios.

#### 1.2.- ESTADO ACTUAL Y COSTOS DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.

#### 1.3.- INFORMACION ADICIONAL

1.3.1.- ECOLOGIA

1.3.2.- GEOLOGIA

1.3.3.- SUELOS

1.3.4.- USO ACTUAL DE LA TIERRA.

## C A P I T U L O I

### INFORMACIONES BASICAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

#### 1.1.- CARACTERISTICAS DE LA LOCALIDAD.-

##### 1.1.1.-SITUACION GEOGRAFICA.-

EL PUEBLO JOVEN JERUSALEN, constituye la segunda zona (denominada parte baja) del conjunto de pueblos jóvenes que forman el Distrito LA ESPERANZA-Prov.Trujillo Departamento de La Libertad.

-Se encuentra ubicado al Norte de la Ciudad de Trujillo a la altura del Km. 10 de la Autópista-PANAMERICANA NORTE, a la salida de CHICLAYO, tal como se ve en el plano de ubicación No 01. El tiempo de transporte vehicular es de aproxim. 15 minutos desde el centro de la ciudad.

-Su altura sobre el nivel del mar es de 80mts. tomando la plaza de armas del pueblo como referencia. Sus Coordenadas Geográficas son aprox. entre las paralelas  $7^{\circ}46'$  y  $8^{\circ}15'$  de latitud sur y los meridianos  $78^{\circ}16'$  y  $79^{\circ}08'$  de longitud oeste de Greenwich.

##### 1.1.2.- TOPOGRAFIA.-

-La topografía del terreno presenta dos aspectos bien diferenciados. Una parte accidentada con fuertes pendientes y suelos estériles o terrenos eriazos y la otra de pendiente más uniforme típicos suelos vegetales cerca al canal de riego .

Referida a la Ubicación del Valle de Santa Catalina-Ver  
Estudios Hidrológicos .

FOTO N° 1





que lo atraviesa denominado " LA MOCHICA " , cuyo reconocimiento ha sido sumamente importante para las condiciones Hidrológicas de la zona, como exponemos más adelante en el presente proyecto.

### 1.1.3-CLIMA.-

Para el estudio del clima hemos considerado los siguientes factores:

A-TEMPERATURA.- Para las diferentes estaciones presenta las variaciones siguientes :

#### VERANO

Temperatura MAXIMA-----26.5° C

Temperatura MINIMA-----16.7° C

#### INVIERNO

Temperatura MAXIMA-----20.6° C

Temperatura MINIMA-----11.9° C

De los datos proporcionados por el Observatorio Climatológico de Trujillo ( CORPAC ) cuyo resumen mostramos en el Cuadro N° 1, podemos ver que las temperaturas medias en las épocas de verano no sufren excesivas variaciones . En la época de invierno las variaciones son poco pronunciadas . Entre estaciones las variaciones no llegan a ser desmedidas.

B- HUMEDAD RELATIVA.- Respecto a la humedad, podemos observar en el Cuadro N°2 que es aceptable, considerando otros lugares costeros que sobrepasan el 90 % como promedio de Humedad Relativa . En este tenemos un promedio de 83.5% de promedio anual durante 8 años de muestreo

TEMPERATURA MEDIA °C

FIG. Nº 1

Observatorio Climatológico de Trujillo-CORPAC

Años	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Promedio Anual
1950	19.3	19.8	19.6	18.4	17.1	16.4	16.1	16.3	16.5	16.7	17.6	19.5	17.8
1952	21.6	23.0	21.3	20.3	18.6	17.8	17.2	16.4	17.0	17.7	17.9	19.6	19.1
1954	20.0	21.3	20.1	18.3	16.6	15.5	15.8	15.2	15.7	16.2	17.7	19.0	17.6
1956	18.9	20.7	20.4	19.0	18.5	18.1	17.2	16.8	16.3	16.7	17.3	17.8	18.1
1958	22.7	23.0	22.7	20.7	19.1	18.6	18.3	16.9	16.7	18.5	18.1	18.9	19.5
1960	20.3	21.7	21.1	19.9	18.3	17.6	16.7	16.7	17.1	16.9	17.4	19.2	18.6
1961	21.3	21.8	21.0	19.1	18.9	18.1	17.3	17.1	16.8	17.1	18.2	19.5	18.9
1962	20.8	21.4	20.5	19.7	18.5	17.8	17.1	17.1	17.2	17.0	18.1	19.2	18.7
1963	21.0	21.0	21.5	19.6	19.5	18.8	17.7	17.5	17.8	17.5	18.0	19.4	19.0
1964	21.3	21.4	20.8	19.6	17.8	20.0	16.2	15.8	15.6	16.1	17.0	16.3	18.4
1965	23.5	23.0	23.7	22.3	21.2	20.6	19.1	19.3	18.2	18.0	18.4	20.4	19.6
1966	21.4	22.2	21.4	19.3	18.5	17.4	17.3	16.7	16.5	17.5	18.4	19.0	18.8
1967	20.0	21.6	21.5	20.8	19.4	16.8	16.8	16.4	15.9	16.5	17.1	18.8	18.5
1968	21.0	21.1	20.6	18.6	16.3	16.6	17.1	17.6	17.8	18.3	19.9	18.5	18.5
1969	21.8	22.7	23.3	22.6	22.2	21.0	17.8	17.9	18.1	18.6	19.2	20.2	20.5
1970	21.6	22.0	21.9	20.3	18.3	17.4	15.7	15.9	16.6	17.1	18.2	18.9	18.7
1971	20.2	20.8	20.5	20.3	18.9	18.6	18.4	17.3	17.6	18.2	19.1	18.6	18.3

HUMEDAD RELATIVA MEDIA (%)

FIG. N° 2

observatorio climatológico de Trujillo - CORPAC

Años	E	F	M	A	M	J	J	J	A	S	O	N	D	PromedioAnual
1961	83	87	84	88	83	85	82	82	83	86	85	84	82	84
1962	82	86	78	86	78	86	85	85	84	84	86	84	83	84
1963	83	84	86	86	80	86	83	83	86	85	85	83	80	84
1964	82	80	85	86	89	85	82	82	85	85	87	82	85	84
1965	82	78	81	79	81	76	81	81	84	82	83	83	83	81
1966	82	82	81	82	81	85	82	82	84	84	85	80	82	83
1967	82	82	83	81	85	85	85	85	85	85	82	81	80	83
PRECIPITACION TOTAL (mm)														
Años	E	F	M	A	M	J	J	J	A	S	O	N	D	Total anual
1950	-	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.6	1.5
1952	0.2	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.7
1954	-	-	2.0	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.0
1958	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1
1960	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.0
1962	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
1964	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
1968	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
1969	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	7.0	-	-	-	1.0	8.0

-Indica ausencia total de lluvia

VIENTOS, DIRECCION Y VELOCIDAD MEDIA (Km/h)

Observatorio Climatológico de Trujillo-CORPAC

Años	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1950		7.8	7.7	6.4	8.2	8.2	8.4	8.9	10.5	10.3	9.6	9.4
1952	9.3	0.9	8.9	9.7	9.7	9.3	9.0	9.7	9.4	10.7	10.8	10.2
1954	10.0	8.7	8.2	8.8	11.1	10.4	11.3	10.8	12.2	12.2	11.6	10.0
1958	11.7	11.9	11.1	12.0	10.9	9.5	9.2	10.2	10.3	9.7	9.2	9.7
1960	9.8	9.7	8.9	9.4	9.4	9.1	9.8	10.5	10.2	10.5	10.7	9.8
1962	9.5	9.9	9.3	9.6	9.4	9.0	9.0	9.6	9.9	10.0	9.6	8.8
1964	10.0	9.7	9.3	10.0	10.2	9.2	9.5	9.6	9.9	10.3	9.7	8.5
1966	9.7	10.7	11.0	10.8	10.6	10.0	10.4	10.9	10.8	10.5	10.3	10.4
1968	10.6	10.6	10.5	10.6	11.0	10.7	10.9	10.5	10.7	11.3	10.8	10.3
1970	10.7	10.8	11.0	11.7	11.2	11.1	11.3	11.5	11.4	11.4	11.0	10.7
	10.8	9.5	10.0	10.3	10.4	10.0	11.4	11.5	11.6	11.6	11.1	10.8

FIG. Nº 3

C.- PRECIPITACIONES.-Son escasas las precipitaciones, originándose pequeñas lloviznas en épocas más desfavorables del clima .

Para aseverar mostramos los Datos correspondientes tomados por el observatorio mencionado.

D.- VIENTOS.- Se presenta en la dirección Sur-Oeste a Nor-Este, generalmente al atardecer y con mayor intensidad en el Período Otoñal. Cabe notar que el Sector en estudio se halla en la periferie de la Ciudad, debido a la baja Densidad de construcciones, es notoria la acción de los vientos.

- Concluimos pues según lo expuesto que el clima de la zona es el típico trujillano, templado, con pocas variaciones tanto en temperatura, humedad, con escasas precipitaciones y vientos con velocidad ligeramente superior a condiciones normales. Generalmente durante los días del año, se hace presente al sol, a medio día, dando pues a Trujillo una característica muy especial llamado por ello la " CAPITAL PRIMAVERAL ", debido a sus condiciones favorables de clima .

#### 1.1.4 .-GEOLOGIA-SUELOS.-

Se encuentran rocas correspondientes a la EDAD de JURASICO SUPERIOR hasta el Cuaternario, encontrándose, en la actualidad en proceso Metamórfico-Sedimentario.

La parte inferior de la falda del " Cerro de Cabras " que es donde se asienta la zona de JERUSALEN, una parte, la más baja, sus terrenos presen-

rocosa con un sector que correspondió a tierras de cultivo y la otra, muy rocosa, cubierta de arenas y pequeñas capas de Arcilla.

-De los estudios realizados para el VALLE DEL RIO MOCHE, por la OFICINA NACIONAL de evaluación de RECURSOS NATURALES ( ONERN), da para la zona en estudio las características siguientes:

ROCAS QUE AFLORAN EN LA REGION:

- SEDIMENTALES:

- Calizas, Lutitas y Areniscas.

- METAMORFICAS:

- Cuarzitas ( principalmente).

- IGNEAS

- Granito, Batolito, Diques, Støks.

La edad de estas rocas corresponden desde el Jurásico Superior hasta el Cuaternario reciente.

- A continuación mostramos la secuencia ESTRATIGRAFICA de la zona y sus rasgos estructurales predominantes, apreciándose que las rocas más antiguas corresponden a la FORMACION Chicama del Jurásico Superior, que aparece con mayor área de exposición en sector Norte de la cuenca desde la Esperanza hasta Huanchaco

**FORMACION-DEPOSITOS EOLICOS:**

a) LITOLOGIA.-Arenas de grano fino, que forma una cubierta de grosor variable y constituyen Médanos y " FIELD DUNES ", destacando la duna denominada PUR-PUR. Cubren parcialmente formaciones rocosas más antiguas.

El lugar más expuesto representativamente es la parte Norte de Huanchaco, Sur de la Esperanza.

- b) SUELOS FORMADOS.- Transportados, arenosos de potencia variable muy permeable y ligeramente básicos.

FORMACION-DEPOSITOS MARINOS:

- a) LITOLOGIA.- Conglomerados Poligénicos, gravas y arenas de gran medio a fino. No presentan estratificación definida. Los mejores ejemplos de exposición se encuentran desde el Sector Litoral, entre las caletas de Huanchaco y Huañape, prolongándose más hacia el Nor-Oeste y hacia el Sur-Este.
- b) SUELOS FORMADOS.- Transportados, principalmente arenosos, profundos y muy permeables. Son salobres y acusan parcial reacción básica. Cabe anotar que depósitos fluviales y aluviales no se presentan en esta zona.

DEPOSITOS ALUVIALES :

- a) LITOLOGIA .- Arenas, limos, arcillas, gravas, y conglomerados, de consolidación variable dentro de los términos poco a medio. Los lugares de exposición se presenta a lo largo del valle para la zona de estudio comprende la parte recorrida por el canal de riego " LA MOCHICA "
- b) SUELOS FORMADOS.-Transportados, areno-arcillosos parcialmente salobres, profundos y de permeabilidad variable son suelos excelentes condiciones para el desarrollo agrícola.



#### 1.1.5.- VIAS DE COMUNICACION.-

El Distrito " La Esperanza " se comunica con la ciudad de Trujillo a través de la Autopista Panamericana Norte, mediante líneas de microbuses, así como líneas de omnibus y urbanos . Se comunica también con otros distritos vecinos que son Florencia de Mora y el Pervenir a través de pistas afirmadas, no pavimentadas. Cabe anotar que estos distritos están unidos formando el Conjunto de Pueblos Jóvenes que recorre la cadena de carros denominado " CERROS DE CABRAS " algo similar a los Pueblos Jóvenes formados a lo largo de la Autopista TUPAC-AMARU en la Capital de nuestro País - Lima.

#### 1.1.6.- ASPECTOS URBANISTICOS.-

Siendo JERUSALEN, un pueblo en formación se puede aún observar las típicas viviendas rústicas, de esteras, maderas, establecidos sin ningún criterio técnico ni trazo-Urbano ( VER FOTO Nº 2 ).

La Oficina de Desarrollo de la Dirección de P.J ( Zonal Trujillo ) del Ministerio de Vivienda y Construcción, ha preparado un Proyecto Urbanístico, el cual se ha planteado previéndose actividades económicas que estimulen una Dinámica de Desarrollo, propia para este tipo de poblaciones.

-Actualmente existe una parte del pueblo donde se ha practicado la lotización en base al proyecto antes mencionado , en donde se ha empezado a construir con material noble, entre las principales tenemos una Escuela y un Correo.

FOTO N° 2



El suscrito, en una de las visitas de reconocimiento  
del pueblo joven JERUSALEN .

-La topografía de la zona ha determinado la presencia de calles con pendiente variable, unas son planas y otras tienen fuerte inclinación, aún no se ha llegado a delinear todas las calles, pero las que existen carecen de pavimento, las aceras tampoco existen.

#### ZONAS DE DESARROLLO.-

Inicialmente el pueblo de JERUSALEN, ocupaba un área de 35.60 hectárea ( Ha), luego con el incremento poblacional, el Estado por medio del Sistema Nacional de apoyo a la Movilización Social ( SINAMOS) entidad desaparecida en 1978, expropió parte de los terrenos de cultivo, cercano al " CANAL LA MOCHICA " con una extensión de 12.60 Ha. que sumados a los terrenos Eriazos, de la planicies y faldas del " Cerro de Cabras ", de propiedad del ESTADO.

Dan un total actual de área bruta de 67,40 Ha. y un área neta de 57,30 Ha.

De acuerdo a la Oficina de desarrollo del Ministerio de Vivienda, se ha proyectado el siguiente equipamiento del SECTOR:

1.- CULTURAL-ADMINISTRATIVO.-	AREA
Educación: Colegio Secundario Técnico.....	10,050 M <sup>2</sup>
Salud: Centro de Salud .....	1,487 M <sup>2</sup>
Seguridad: Comisaria .....	357 M <sup>2</sup>
Cultura: Cine, Teatro, Biblioteca.....	1,350 M <sup>2</sup>
Religiosa: Parroquia .....	550 M <sup>2</sup>
2.- RECREACIONAL.-	
Area Deportiva .....	12,000 M <sup>2</sup>

- Utras instalaciones..... 552 M<sup>2</sup>

### 3.-COMERCIO.-

- Mercados ..... 10,434 M<sup>2</sup>

### 4.-INDUSTRIAL.-

- La proyección hasta la fecha 1994 abarca la extensión siguiente:

Area Bruta 106,50 Ha.

Area Neta 92.50 Ha.

Las partes de posible extensión han sido considerados al Norte del pueblo actual siguiendo la Autopista Panamericana y hacia el oeste tendiendá hacia Huanchaco, que son zonas eriazos y partes de los terrenos de cultivo.

### 1.177 CARACTERISTICAS SOCIO-ECONOMICAS.-

L/SALUD.- El pueblo cuenta con poca asistencia Médica, cuando necesitan de estos servicios recurren a la Posta Médica del Distrito así como a los Hopsitales de la Ciudad de Trujillo:

-AREA DE SALUD.

-HOSPITAL REGIONAL DE TRUJILLO

-Hospital Obrero

-Hospital Belen

-Otras Clinicas Particulares .

Es así que la población debida a las pocas condiciones para la subsistencia dadas la situación critica por la que atraviesa el País, se ve constantemente asediada por enfermedades, sobre todo la población infantil, no contando con servicios asistenciales propios .

Los centros asistenciales de salud mencionados se hallan bajo la Supervisión de la Zona de Salud de Nor-Medio-Area Hospitalaria N° 2 .

### ENFERMEDADES.-

Las enfermedades de mayor incidencia, son las de tipo respiratoria( bronquiales, gripes tec.) .

Las enfermedades de tipo hídrico son frecuentes en el lugar, tales como: Gastroenterites, diarreas, tifoideas infecciones parasitarias y cólicos intestinales, salmonellosis etc.

Estas enfermedades son debido al consumo por la población, de agua de características no potables ya que a falta del sistema correspondiente, el reparto de agua se hace a través de camiones sisternas, la que es guardada en cilindros y estanques que no prestan ninguna protección sanitaria contra contaminaciones posibles. Así mismo la falta de un sistema de disposiciones de excretas origina un ambiente contaminado propenso a la transmisión de enfermedades .

Otras enfermedades menos frecuentes en el lugar son la tuberculosis de diferentes tipos así como las alergias generalmente en los ancianos y niños.

Las observaciones expuestas han sido posible gracias a los datos proporcionados por la zona DE SALUD NOR-MEDIO-AREA Nº2 TRUJILLO, parte de los cuales mostramos en los cuadros correspondientes





INFORMACION SOBRE MORTALIDAD

Centro de Salud UR-MEDIO  
 Hospitalaria N° 2-TRUJILLO  
 Establecimiento LA ESPERANZA

Provincia TRUJILLO  
 Distrito LA ESPERANZA  
 Año 78 Mes MARZO

TOTAL	NACIMIENTOS						TOTAL	DEFUNCIONES						MATRIMONIO
	TOTAL		Con Atención Médica.		Sin Atención Médica.			TOTAL		Con Atención Médica.		Sin Atención Médica.		
	H	M	H	M	H	M		H	M	H	M	H	M	
17	82	94	53	66	29	25	15	9	6	8	4	1	2	25

(1) N° DE ORDEN	(2) DIAGNOSTICO	(3) EDAD	(4) RESIDENC. HABITUAL		(5) CODIGO
1.-	Insuficiencia cardiorrespiratorio	10a	Trujillo	La Esperanza	21
2.-	Fiebre Tifoidea	8a	"	"	1
3.-	Silico Tuberculosis avanzada	65	"	"	3
4.-	Gastroenterocolitis Aguda	3a	"	"	2
5.-	Gastroenterocolitis	1	"	"	2
6.-	Cancer del útero	70	"	"	13
7.-	Carcinoma uterino	39	"	"	13
8.-	Cardiopatía Congénita	17	"	"	30
9.-	Hipertensión arterial	73	"	"	21
10.-	Bronconeumonía	8a	"	"	22
11.-	Enterocolitis severa	3a	"	"	2
12.-	Fiebre tifoidea	2a	"	"	1
13.-	Traumatismo encefalo cran.gran int	27	"	Chicama	34
14.-	Gastroenteritis Aguda	9a	"	La Esperanza	2
15.-	Bronconeumonía	10a	"	"	22





## 2.- EDUCACION.-

El Departamento de Servicio Social, de la Universidad Nacional de Trujillo, realizó en mayo de 1975 una encuesta entre los pobladores de la zona para conocer - el grado de instrucción de los jefes de familia; habiéndose encontrado los siguientes resultados de 2,379 en trevisatdos #

INSTRUCCION	Nº JEFES DE FAMILIA ENTREVISTADOS.	%
Primaria	1,680	70.62
Secundaria	556	23.37
Superior	16	0.67
Analfabetos	85	3.57
Sin datos	42	1.77
Total	2,379	100.00

Además se obtuvo que la población escolar entre los 15-19 años de edad era del 48% .

Como podemos observar del cuadro arriba expuesto, el nivel cultural del pueblo es baja, dada su escaso grado de Instrucción, así vemos que solo el 0.67 % pose Grado Superior y un porcentaje bajo ( 23.%) con Grado de Instrucción Secundaria, correspondiendo el más alto porcentaje (70%) el grado de Primaria .

Quizá un aspecto favorable a estos resultados da el bajo porcentaje de analfabetos que es de solo 3,57%.

Los Centros de Instrucción correspondientes son:

2 Escuelas de Primaria en el lugar .

1 Colegio Secundario para el Distrito La Esperanza.

1 Nucleo Educativo .

CENTROS SUPERIORES.-

LUGAR	Nº DE CENTROS EDUCATIVOS	MIVEL DE INSTRUCCION IMPARTIDO
JERUSALEN	2	PRIMARIA
DISTRITO LA ESPERANZA .	2	PRIMARIA
DISTRITO LA ESPERANZA .	1	SECUNDARIA
DISTRITO LA ESPERANZA .	1	PRIMARIA (NUCLEO EDUCATIVO).
DISTRITO DE TRUJILLO .	62	SECUNDARIA
DISTRITO DE TRUJILLO .	1	SUPERIOR (INSTITUTO TECNOLÓGICO-CHAN-CHAN).
DISTRITO DE TRUJILLO .	2	UNIVERSIDADES .

Destacaremos que una gran parte de la población recibe su educación en el Distrito ( Ciudad) de Trujillo, la cual cuenta con una buena cantidad de Colegios, tanto de secundaria Común, Técnica, Industrial y Comercial, así como con un Instituto Superior de formación Técnica.

Para los estudios Superiores cuenta con una Universidad Particular de creación reciente (año 1978) " PONTIFICIA

UNIVERSIDAD CATOLICA " que funciona con los Programas Académicos de Asistencia Social y Relaciones Públicas.

-1 Universidad Estatal la " UNIVERSIDAD NACIONAL DE TRUJILLO ", que imparte formación profesional en las diferentes especialidades de Ciencias y Letras, a través de alrededor de 15 Programas Académicos .

### 3.-VIVIENDA.-

Las viviendas son en su mayoría de materiales simples del lugar, Muros de Adobe, Maderas, Quinchas y Techos de calaminas, carrizos de cañas .

Una cantidad menor, la mas antigua y cercana de la Av José Gabriel Condercanqui ( Panamericana Norte), han utilizado materiales nobles tales como ladrillos, cemento, fierro etc.

Solicitamos Información de algún empadronamiento de Viviendas al Instituto de Estadísticas y Censos (Oficina -Trujillo), proporcionándonos datos antes del año 1,970 , año del terremoto que azotó la Región Norte y que provocó Migraciones Masivas a la zona, siendo casi nula la información anterior a aquella oportunidad, debido a los cambios bruscos experimentados.

### 4.-SERVICIOS.-

a) SERVICIOS ELECTRICOS.- El pueblo joven JERUSALEN, posee redes de alumbrados eléctrico, según puede observarse en las fotos que acompañamos en el presente proyecto. Este servicio fue instalado en la ejecución de un proyecto integral de electrificación de pueblos jóvenes de la ciudad de Trujillo en 1978.

b) Servicios de Agua y Desague.- El pueblo joven Jerusalén, carece en su totalidad de los servicios de agua potable y redes de alcantarillado.

La empresa de Saneamiento de Trujillo (ESAT), de reciente formación, viene elaborando un anteproyecto integral de saneamiento básico, para la ciudad de Trujillo, la que abarcarán los pueblos jóvenes de la ciudad.

1.2.- ESTADO ACTUAL Y COSTOS DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO.-

En la actualidad, el pueblo JERUSALEN no cuenta con sistemas de abastecimiento de agua potable ni alcantarillado.

Para cubrir las necesidades de la población, existen camiones-cisternas, que distribuyen agua de dudosa calidad ya que es de procedencia desconocida.

El líquido elemento es almacenado tanto en cilindros metálicos (aceite, kerosene) como en tanques de concreto y otros recipientes, sin ninguna protección sanitaria, originándose problemas de contaminación la que es causante de lamentables consecuencias de deterioro a la salud de la población.

El costo de los vendedores es de tres soles por lata de 20 litros de capacidad. En una de nuestras visitas al lugar pudimos averiguar la cantidad consumida, habiéndose determinado que existen familias que consumen un cilindro diario y otros un cilindro cada 2 días .

- Si hacemos un cálculo frío, diremos que por familia se dispone de un cilindro cuya mayor capacidad es de 200 litros, considerando un promedio de 4 personas por familia, nos damos con la sorpresa que cada persona dispone de solo 50 litros de agua por día, siendo este el caso más favorable; y supeditado lógicamente a la continuidad de los vendedores, esto pues nos da una idea más de la necesidad tan sentida que representa el agua para esta población

- El gasto que representa el consumo antedicho es:
- para un cilindro de 200 litros de capacidad equivalente a 10 latas por día es igual 30 soles por día .
- para un cilindro interdirio ( de 200 litros de capacidad equivalente a 5 latas por día es igual \$15 soles por día .

Lo que representa un gasto mensual de:

450-900 soles mensuales .

que es sumamente alto comparado con las tarifas vigentes para este tipo de poblaciones con que cuenta con servicios correspondientes .

- La falta de sistema de disposición de excretas y aguas residuales, origina más aún graves problemas, ya que aparte de la anti-higiene producida en los hogares se contaminan los suelos, convirtiéndose éstos en poderosos agentes de infección y transmisores de enfermedades.

- A continuación damos las tarifas vigentes en la Ciudad de Trujillo, impuestos por la actual Empresa de Saneamiento ( ESAT); en los cuales comprenden los servicios de agua y alcantarillado .

Zona Urbana Residencial.....	650 soles
Zona Urbana Popular.....	450 soles
Zona Suburbana .....	350 soles
Zona de Pueblos Jovenes.....	190-250 "

No se estan considerando las tarifas para usos industriales nã comerciales

Estas consideraciones, hacen pues factible las instalaciones de los servicios respectivos para esta población.



### 1.3.- INFORMACION ADICIONAL.-

Como parte adicional de la información, para el desarrollo del presente proyecto , presentamos a continuación resúmenes de estudios respecto a la ECOLOGIA GEOLOGIA y SUELOS así como USO DE LA TIERRA, en la región. Dichos estudios fueron realizados por la OFICINA NACIONAL DE EVALUACION DE RECURSOS NATURALES ( ONERN), los que por su rigurosidad técnica y científica, ya que intervinieron organismos nacionales e internacionales, constituyen invalorable documentos oficiales para diferentes estudios y proyectos de la región.

Estudios realizados por la ONERN, para evaluar los recursos naturales del Valle de SANTA CATALINA-MOCHE.

### 1.3.1.- ECOLOGIA.-

Los estudios ecológicos han permitido determinar 5 formaciones ecológicas en esta zona

- Desierto Pre Montano
- Matorral desértico Pre Montano
- Estepa Espinosa
- Montano bajo
- Pradera Húmeda Montano.

Estas formaciones presentan diferentes grados de importancia económica, siendo las más importantes

a) .-DESIERTO PRE MONTANO .-( 2,772 km<sup>2</sup>), zona

cercana al mar y posee los mejores suelos agrícolas, cuenta con una extensión cultivada de 22,740 Ha. , constituida tanto por cultivos industriales como alimenticios, existiendo además la posibilidad de incorporar a la agricultura 17,050 Ha. de Pampas Eriazas.

El factor limitante para obtener un mejor rendimiento económico de esta formación es la escasez de agua para riego.

b) .-PRADERA HUMEDA MONTANO.- ( 1634 Km<sup>2</sup>) ubicada

entre 2,600 y 3,700 mts y cuyas condiciones de humedad y de suelos le permite poseer la mayor extensión de tierras de cultivo (24,5560 Ha), lo que permite calificar de bueno su potencial económico.

- Sus factores limitantes son: Topografía Accidentada y la falta de Técnica Agrícola.

e).-PRADERA MUY HUMEDA MONTANO.- ( 536 Km<sup>2</sup>) que se extiende desde los 3,700 m hasta el limite Cordillera no 4200 mts comprendiendo 32,200 Ha. de praderas aprovechables.

En esta formaci3n las temperaturas bajas constantes impiden el desarrollo de Sementeras .

En cambio no constituye problema para el pastoreo de ganado vacuno y ovino, lo cual constituye un alto potencial econ3mico .

### 1.3.2.- GEOLOGIA.-

El Valle de Santa Catalina, en sus origenes constituy3, probablemente una gran CUENCA DE SEDIMENTACION, la cual ha sido el escenario de sucesivos hundimientos y emersiones a trav3s de su historia Geol3gica, lo que ha permitido la deposici3n de sedimentos tanto marinos como Continental.

- LAS ROCAS que afloran en la regi3n son:

- SEDIMENTARIAS:

- Calizas, lutitas y Areniscas

- METAMORFICAS :

- Cuarzitas ( principalmente)

-- IGNEAS:

- Granito, Batolito, Diques, Stoks .

- La edad de estas rocas comprende desde el Jurasaico Superior hasta el cuaternario reciente

- En el aspecto minero.- se hallan 3 areas mineralizadas: Quirublica, Carabamba, y Salpo.

En Quirubilca se halla el centro minero m3s importante de la regi3n norte, encarg3ndose de su explotaci3n la NORTHERN PERU MINING CORPORATION , cuya -

concentradora se halla en el campamento minero de SHOREY.

- A continuación mostramos la secuencia Estratigráfica de la zona y sus rasgos estructurales predominantes, apreciándose que las rocas más antiguas corresponden a la Formación Chicama del Jurásico Superior que aparece con mayor área de exposición en el Sector Norte ( La Esperanza ) de la Cuenca.

DATOS DEL Ministerio de Agricultura

SECUENCIA ESTRATIGRAFICA Y RASGOS ESTRUCTURALES.

ERA	CENOZOICO		MESOZOICO		
Periodo	Cuaternario	Terciario Superior	Cretaceo Inferior	Jurásico Superior	Jurásico Superior
				Cretaceo	Cretaceo Terciario.

I.- ERA CENOZOICO

A) PERIODO CUATERNARIO

1.-Formación : Depositos Eolicos.

Litología.- Arenas de grano fino que forman una cunierta de grosos variabley constituye médanos y " Field Dunes ", destacando la duna denominada PUR PUR.Cubren parcialmente formaciones rocosas más antiguas .

Lugares de Exposición.- Se presentan en la faja costanera, en el frente occidental andino princi -

desde el norte de Huanchaco hacia el sur.

Suelos Formados .- Transportados, arenosos de potencia variable, muy permeable y ligeramente básicos.

## 2.- FORMACION : DEPOSITOS MARINOS.-

Litología.-Conglomerados poligénicos, gravas y arenas de gran medio a fino. No presentan estratificación definida .

Lugares de exposición.- Los mejores ejemplos se encuentran en el Sector Litoral, entre las caletas de Huanchaco y Huañape , prolongándose más hacia el N.O y hacia el S.E.

A esta zona corresponde el sector de la Esperanza motivo del presente proyecto

Suelos Formados.-Transportados, principalmente arenosos, profundos y muy permeables. Son salobres y acusar parcial reacción básica.

## 3.- FORMACION : DEPOSITOS FLUVIALES.-

Litología.- Areanas, lineas, arcillas, gravas y cantos rodados de dimensiones y composición variable no presentan estratificaciones .

Lugares de Exposición.- Están limitados a lo largo de los

Causes de los rios principales CHAO, MOCHE y VIRU.

Suelos Formados.-Transportados, de composición heterogénea, profundidad variable y alta permeabilidad.

## 4.- FORMACION : DEPOSITOS FLUVO-ALUVIALES.-

Litología.- Arena, Arcilla, Grava, Fragmentos, Rocos angulares, heterométricos, sin ninguna selección.

No presentan estratificación definida, Son depósitos originales por acción intermitente del Agua y de la gravedad.

Lugares de Exposición.- Se encuentran tapizando los cauces de los afluentes de los ríos principales CHAO, MOCHE, y VIRU.

Sector inferior de las laderas de los cerros y algunas zonas de las partes bajas de la cuenca .

Suelos Formados .- Transportados, de composición heterogénea parcialmente salobres, de profundidad variable y permeabilidad de moderada a alta .

#### 5.-DEPOSITOS ALUVIALES.-

-Litología.- Arenas, Limos, Arcillas, Gravas y conglomerados de consolidación variable dentro de los términos poco a medio .

Adoptan generalmente posiciones de horizontalidad y en algunos casos constituyen TERRAZAS.

-Lugares de Exposición.- Se presentan a lo largo de los valles desde cerca de su desembocadura hasta más arriba de la planicie costanera. Es la zona deposicional más utilizada en las labores agrícolas .

-Suelos formados.- Transportados, Areno-Arcillosos, parcialmente salobres, profundos y de permeabilidad variable .Son los suelos de mejores condiciones para el desarrollo agrícola .

NOTA: RASGOS ESTRUCTURALES : Para todo el cuaternario se tiene la siguiente característica:

No presentan evidencias de estructuras geológicas, posiblemente por que los últimos movimientos tectónicos que perturbaron la zona tuvieron lugar antes

de la depositación de estos materiales.

## II.- ERA MESOZOICO.-

### A).- CRETACEO INFERIOR.-

- Formación Volcanica Calipuy.

Litología.- Derrames y brechas de composición dacítica, riolítica y andesítica, de textura porfídica de variados colores: morado, verdoso, amarillento, rojizo, etc. estratificados en bancos gruesos y medianos .

Logares de Exposición .- Cubren un amplio sector de las cuencas altas del Area estudiada.

Su distribución está enmarcada por los afloramientos de : OTUZCO-SALPO-QUIRUBILCA por el Norte y CACHIBAMBA-BATAN-PAIBAL, por el Sur.

Rasgos Estructurales.- Se encuentran sobreyaciendo con discordancia angular sobre la formación Chicama del Jurásico Superior como consecuencia de haber sido instruido por el Batolito Andino muchas zonas se presentan plegadas y falladas, habiéndose desarrollado gran variedad de minerales de metamorfismo.

Suelos Formados.- Residuales, Arcillosos y arenos-arcillosos, poco profundos y generalmente ácidos.

### B).- CRETACEO SUPERIOR.-

Formación Huaylas .-

Litología.- Consiste de una serie alternante de conglomerados Areniscas y lutitas de cerca de 300m de grosor. Presenta colores variados y está bien estratificada .

Lugares de Exposición.- Constituye un afloramiento de regular extensión en el sector norte de la cuenca del río Moche, en su porción central.

Rasgos Estructurales.- Yace con discordancia tanto sobre el grupo GOYLLARISQUIZGA como debajo de la formación Volcanico-Calipuy .

Suelos Formados Residuales, Arcillo-Arenosos poco desarrollados y de permeabilidad variable

### GEOLOGIA ECONOMICA

La minería representa un rubro importante para la Economía del País . Se estima que unas 1500 personas fueron ocupadas en las labores mineras del año 1969 de un total de 52,000 personas lo que representa un 2.88 % . La producción Minero Metalurgico para el mismo año ascendió a 29, 485 TM ( concentrados) cuyo valor bruto fue el orden de los 412 millones de soles lo que representa un 0.44% de la producción minera y un 2% del valor bruto de la misma.

A continuación nombramos algunos DEPOSITOS MINERALES IMPORTANTES :

1.- AREA MINERALIZADA DE QUIRUBILCA.- Es el área de mayor importancia económica de la región. Situado en el Sector Nor-Oriental PROV. DE SANTIAGO DE CHUCO, entre 3400-4100 m, presenta una producción alta de cobre, plomo, zinc y antimonio.

#### MINA DE QUIRUBILCA

La mina de QUIRUBILCA pertenece a los registros de la Northern Perú Mining Corporation, subsidiaria de la American Smelting And Refining Co



- Las rocas aflorantes son predominantemente volcánicas ( ANDESITO y BASALTO ). EL PLUG ANDESITICO presenta Mineralizaciones de Cobre: Chalcopirita, Tetraedrita, etc.; de Zinc ( blanda) de plomo ( Galena) y Antimonio ( estabina).
- La producción mensual de la Mina es de aprox. 22,000 TM. las cuales son tratadas en la PLANTA DE FLOTACION de 500 TM/ día de capacidad instalada en SHOREY a 5Km al S.O. de Quirubilca  
El transporte del mineral desde la mina a la planta de tratamiento se realiza por cable carril de 2.8 Km de long., siendo luego trasladados hasta Samme, ubicado a 40 Km. de Shorey, desde donde son trasladados en volquetes a SALAVERRY -TRUJILLO para ser exportados al Mercado Internacional .

2.-AREA MINERALIZADA DE CARAMBA.- Comprendiendo las Minas de Machacala ( plata-cobre), PRINCESA ( Cobre) ROSICLER ( cobre ).

3.-AREA MINERALIZADA DE SALPO.- Comprendiendo las minas de SAN FRANCISCO, GLADIS ANTONIA, VIRGEN DE LAS MERCEDES, LOLITA.

4.-OTRAS.- Se tienen las siguientes minas: Prodigio, S-San Leoncio, Magali, Euclides, San Juan.

DEPOSITOS NO METALICOS.- Se tienen Depósitos de CALIZAS, YESO, ARCILLAS, MATERIALES DE CONSTRUCCION (Arena, Piedra, y grava ).

Siendo una de las principales de estos últimos, Rio Seco, Además se tienen Ocre, Materiales de Ornamentación, Depósitos de Sal, etc.

RESUMEN DEL VOLUMEN DE PRODUCCION MINERA CUENCA  
DEL RIO MOCHE.

SUSTANCIA	VOLUMEN TM	VALOR BRUTO MILLONES.
COBRE	6939.0	311
PLOMO	1266.0	11
ZINC	3746.00	20
PLATA	33.6	62
TUNGSTENO	3.9	0.4
CADMIO	24.8	1462
ANTIMONIO	4.2	57
ORO	0.20	7

El potencial del suelo ha sido clasificado en términos de " Aptitud para Riego " luego también se ha realizado el estudio de reconocimiento generalizado de las Pampas Eriazas el cual será muy importante para el presente proyecto ya - que el P.J La Esperanza Colindan con una de estas pampas ( El Milagro ).

-El Valle de Moche presenta en su mayor parte buenas condiciones edáficas, pero en cambio no dispone de Recursos Hídricos suficientes como para abastecer sus requerimientos.

-En general los problemas de salinidad y/o Drenaje son reducidos, concentrándose los principales entre las zonas de BUENOS AIRES y CHAN CHAN. Dichos problemas pueden, en algunos casos ser subsanados mediante obras de drenaje artificial.

-Una política de selección de cultivos tolerantes a las condiciones de sequía resultaría adecuada para ciertas Areas del Valle en donde existen problemas derivados de la falta de agua.

-Los estudios de suelos del Valle revelan que sobre un total de 10,447 Ha. existen 10,212 Ha. de tierras aptas para una agricultura bajo riego ( Clases 1,2y3). Los suelos de la Clase 1 considerados como los de más alta calidad agrícola, cubren una superficie aprox. de 5,158 Ha. y ocupan terrenos planos, muy profundos, de textura moderadamente gruesa a media pasada, de buen drenaje y libre de sales solubles en cantidades nocivas para el desarrollo de las plantas.

-Los suelos de la clase 2 que cubren una extensión aproximada de 3,049 Ha. presentan deficiencias ligeras a moderadas y por tanto su calidad agrícola es inferior a la anterior.

rior

Las mayores limitaciones en estos suelos radican en profundidades efectivas inferiores a las óptimas condiciones topográficas un tanto heterogéneas y ligera presencia de sales.

-Los suelos de la clase 3, que comprenden una extensión de 2,003 Ha, presentan mayores limitaciones que las clases anteriores, limitaciones que se encuentran limitadas, vinculadas al factor suelo ( profundidad efectiva superficial, baja capacidad retentiva a la humedad y texturas ligeras) , o contracciones de sales en cantidades nocivas, a deficientes condiciones de drenaje y a desfavorables características topográficas.

-Además existen 217 Ha, de aptitud limitada para el riego ( Clase 4) que presentan severas deficiencias de los factores del suelo, topografía, drenaje y/o excesiva acumulación de sales.

-Finalmente existen 20 Ha. de tierras cuya productividad varia entre dudosa y nula.

-Los cerros, cárcavas y el cauce del rio, no se han cuantificado .

-Los problemas causados por la salinidad y/o mal drenaje revisten alguna importancia en el Valle de MOCHE, - Un total de 419 Ha. son tierras con fuertes a excesivos problemas de salinidad o Drenaje que requieren de inversiones sumamente elevadas para su mejoramiento o recuperación. Asi mismo, se ha identificado otras 419 Ha. de suelos afectados únicamente por ligeros problemas de SALINIDAD. De todas las zonas afectadas son recuperables

309 Ha.

-El estudio llevado a cabo en las pampas Eriazas ale -  
dañas a los valles de Moche, Virú y Chao, ha abarcado  
una superficie aprox. de 99,400 Ha. y habiéndose reco-  
nócido la existencia de 19 pampas, de las cuales se es-  
tima que solamente 8 comprenden tierras consideradas  
como áreas aprovechables, cuya superficie total utili-  
zable es aprox. 17,050 Ha. presentando por lo general,  
limitaciones por suelo ( textura grues y presencia de  
sales ) y en menor escala por topografía

- Los suelos de estas pampas, de acuerdo a su origen,  
morfología y contenido de sales, han sido agrupados en  
grandes grupos de suelos:

GRUPO	CARACTERISTICA	APTITUD PARA RIEGO
REGOSOLES	-Origen Eólico -Morfología Are- nosa. -Contenido lige- ro de sales so- lubles .	-Regular si es de To- pografía Plana y si se le da riego. -Topografía Ondulada.
FLUVISOLES	-Origen Aluvial -Morfología Are- nosa Gravosa. -Cont. ligero Sa- les Solubles.	-Muy buena con irriga- ción. -Limitado cuando el material fragmental no es adecuado .
LITOSOL	-Desertico -Andino	-No apto debido a con- diciones Topográfic- cas. -No apto para proposi-

## propositos pecuarios

-Desde los 1,700 m hasta aprox. 3700 m y favorecido por un cambio climático en especial por la presencia de lluvias, se han formado suelos profundos con gran desarrollo genético, cuya fertilidad y naturaleza depende de la composición litológica prevalente de la zona.

Sin embargo la topografía es muy AGRESTE y solo permite una limitada Agricultura en los lugares de pendientes suaves o en aquellos lugares vecinos a los Rios, que son muy escasos pero que permiten el asentamiento de núcleos habitados y de una producción agrícola y pecuaria representativa de esta Sierra.

-A partir de los 3700 m snm hasta las partes más altas de las cuencas, el factor climático se hace sumamente adverso en lo que se refiere a la temperatura (bajo 0°C) Este sector presenta una topografía variada, desde acc accidentado hasta extensiones de relieve suave y su constitución litológica es principalmente volcánica presenta suelos no muy profundos, menos desarrollo que en la anterior y por las limitaciones climáticas, solo pueden sustentar una vegetación de Pastos Naturales y permitir una actividad pecuaria, lanar principalmente ( ADJUNTAR PLANOS SALINIDAD PAG.- 108)

SUELOS DE LAS PAMPAS ERIAZAS .-

El P.J " LA ESPERANZA " colinda con la zona correspondiente a terrenos eriazos, por el sector Norte, con la Pampa denominada " EL MILAGRO ", la que presenta las siguientes características :

Se halla ubicado al NOR OESTE de TRUJILLO a continuac*ión* de los sectores " LA ESPERANZA " y " PORVENIR comprende una superficie aprox.de 12,600 Ha, desde las costas 50 hasta  $\mu$ snm, sus suelos se asientan sobre una llanura aluvial y conos de deyección, de pendiente 1-2%, de relieve relativamente plano, con presencia de huella de cauces secos, amplios y no encajonados, a e*xe*pcion de una pequeña parte en la zona alta que pre*se*nta áreas disectados y muy erosionados

- El escurrimiento superficial es rápido a moderada - mente lento, el drenaje interno es algo excesivo y la permeabilidad es rápida a muy rápida. La vegetación natural es ocasional y por representación de TILLAN - DSIAS.

-El suelo, en si presenta deposición creciente, derivados a partir de materiales de textura gruesa, de origen principalmente Coluvio-aluvial y también cólico De acuerdo a sus características edáficas, los suelos han sido separados en 2 grupos pertenecientes a:

A.- GRUPO FLUVISOLES.- Con una superficie de 11,400 Ha se encuentran bastante interasociados con suelos defi*ni*definidamente Arenosos pero dispersos

Morfológicamente son suelos muy superficiales, de matices pardos grisáceos, constituidos por arena o arena franca gravosa, con alto contenido de grava fina redondeada y subangular y ocasionalmente piedras, guijarros, lo que se acentúa con la profundidad. No hay evidencia de sales .

B.-GRUPO REGOSOLES.- Con 1,200 Ha. distribuidas principalmente en la ESPERANZA y p*ar*te colinda con

con el sector de "EL PORVENIR". Morfológicamente son suelos por lo general profundos, de matices pardo grisáceo y Arenosos, en todo el perfil. El relieve es ligeramente ondulado. No hay evidencias de sales. La capacidad productiva de la pampa es baja con poca aptitud para riego por las severas deficiencias edáficas y topográficas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.- DE los estudios realizados por la ONERN se establece las principales:

CONCLUSIONES.-

a).-El estudio del suelo del Valle de Santa Catalina, realizado sobre un total de 10,447 Ha., revela que existen 10,210 Ha. (97.8%) de tierras aptas para una agricultura bajo riego. Existen 217 Ha. (2%) de tierras de aptitud limitada para el riego y 20 Ha. (0.2%) de productividad dudosa o nula.

b).-De la superficie estudiada, un total de 419 Ha. (4%) corresponde a tierras con fuertes a excesivos problemas de SALINIDAD y/o MAL DRENAJE, que requieren de inversiones relativamente elevadas para su recuperación.

c).-Dentro de la zona afectadas por las sales y/o mal drenaje, las de mayor importancia son las de Buenos Aires y Chan Chan siendo esta última, una importante zona Arqueológica.

d).-Se considera que el mayor problema que afronta la agricultura del Valle (MOCHE), SANTA CATALINA es la falta de agua

-Asi mismo, se ha establecido que las aguas de Irrigación del Rio Moche, están contaminados por compuestos tóxicos.

e).-El potencial Edáfico de la cuenca alta es apropiado, en su mayor extensión, para propósitos PECUARIOS, principalmente del tipo lanar se estima que un 60% por encima de los 3,700 msnm



por encima de los 3700 msnm (12,000 Ha) es aprovechable para el pastoreo.

RECOMENDACIONES.-

- a) En las áreas con problemas de Drenaje, se requerirá ampliar las investigaciones EDAFICAS y el estudio sobre las variaciones de la Napa Freática, así como la posibilidad de mejoramiento de los suelos dentro de los márgenes económicos.
- b) Del área afectada por las condiciones de SALINIDAD y/o mal DRENAJE ( 419 Ha.), se justifica la realización de mayores estudios de recuperación de 309 Ha.
- c) En la zona costera, se recomienda la investigación y el cultivo de especies tolerantes a las condiciones de SALINIDAD y/o sequia tales como sorgo, pãllar, vid, camote, espãrragos y cereales de grano chico, entre otros.
- d) En suelos con problemas de drenaje y cuya recuperación mediante obras de arenamiento resulte arenosa, se recomienda realizar experiencias en torno al cultivo de maracuyá
- e) En suelos pantanosos, de recuperación difícil o antieconómica, se sugiere el estudio de creación de centros recreacionales o turísticos ( parte Sur Oeste) de las ruinas de Chan-Chan. También puede estudiarse el cultivo de totora, con miras a su explotación industrial.
- f) Antes de emprenderse cualquier obra de ampliación del área urbana de Buenos Aires, deberá considerarse la solución de los problemas de drenaje de los alrededores.
- g) En caso de contemplarse algún proyecto de ampliación del área de cultivo se recomienda como primera prioridad la Palma de ALTO SALAVERRY.

1.3.4.- USO ACTUAL DE LA TIERRA.- Para la determinación del uso actual de la tierra del valle de Moche o Santa Catalina se realizó un MAPEO que permitió obtener la extensión total de 19,950 Ha, correspondiendo 10,500 Ha ( 52.8%) al area AGRICOLA como se muestra en los párrafos sgts:

<u>TERRENO</u>	<u>HA</u>	<u>%</u>
1.-Terrenos urbanos y/o Instalac. Gubernamentales o privados.	3,630	18.2

Esta parte abarca 3630 Ha. y representa el 18.2 % del Area total del valle. Esta ocupado por ciudades y centros poblados propiamente dichos, instalaciones agricolas, ganaderas o industriales , carreteras, canales y zonas Arqueológicas. -Los centros urbanos ocupan 2100 Ha, siendo los más importantes: Trujillo con sus anexos: LA ESPERANZA, EL PORVENIR, BUENOS AIRES, MOCHE, HUANCHACO, SALAVERRY, LAREDO, LA ENCAIADA, - SANTO DOMINGO, MENOCUCHO, PEDREGAL, SIMBAL, POROTO y otros -Las instalaciones gubernamentales y/o privados ocupan 950 Ha, siendo los de carácter privado los más importantes, destacando las áreas reservadas para parques industriales ubicados en Trujillo y Laredo y los canales ubicados en los principales fundos del valle como son: Laredo, el Cortijo, La Encajada, Huamán, Sto. Domingo.

Entre las instalaciones de carácter público, destacan la Carretera Panamericana Norte y los canales de Regadio de Moche ( Sta. Lucia), la Esperanza, Mansiche ( Mochica), Huanchaco, Simbal, Poroto y la red de caminos y carreteras secundarias de los principales fundos .

-Entre los monumentos arqueológicos históricos y huacas, destacan básicamente la ciudadela de TCHUDI, las ruinas de CHAN CHAN, HUACAS : OBISPO, SOL Y LA LUNA, DRAGON, etc .

A continuación mostramos un cuadro de distribución de los terrenos de acuerdo a su uso:

	Ha	%
1.- TERRENOS URBANOS Y/O INSTALAC. GUBERNAM. Y PRIVADOS.	3630	18.2

2.- TERRENOS CON HORTALIZAS:

- tomate	130	0.7
- sandia y zapallo	60	0.3
- arveja	60	0.3
- esparrago	50	0.3
- cebolla	50	0.3
- aji	40	0.2
- col, vainita	60	0.2
- zanahoria	20	0.1
- pepino	20	0.1
- hortalizas diversas	90	0.4
	<u>580</u>	<u>2.9</u>

	Ha.	%
3.- TERRENOS CON FRUTALES Y OTROS CULTIVOS .		
- palto	220	1.1
- coca	210	1.1
- cítricos	50	0.3
- papaya	50	0.3
- olivo	20	0.1
- mango	10	0.1
- otros frutales	60	0.3

2,000 10.3

---

4.- CULTIVOS EXTENSIVOS .-	Ha.	%
- caña de azucar _____	3,800	19.1
- lenteja _____	660	3.3
- yuca _____	650	3.2
- maiz _____	630	3.1
- piña _____	540	2.7
- frijol _____	250	1.3
- platano _____	150	0.8
- tabaco _____	140	0.7
- camote _____	120	0.6
- cebada _____	60	0.3
- maiz-chela _____	50	0.3
- arroz _____	30	0.1
- papa _____	40	0.2
- sergo _____	20	0.1
	<hr/>	<hr/>
	7,140	35.8

---

5.- TERRENOS CON BOSQUES _____	370	1.9
6.- TERRENOS PANTANOSOS Y/O CENAGOSOS _____	80	0.4
7.- TERRENOS SIN USO Y/O IMPRODUCTIVOS _____:		
- terrenos en barbecho ( preparación).....	780	3.8
- terrenos agricolas sin uso (abandonados )	1,900	9.4
- terrenos salitrosos .....	200	1.0
- terrenos eriazos .....	1,480	7.3
- terrenos de caja de rio y litoral marino...	1,790	9.0
	<hr/>	<hr/>
	6,150	30.5

TOTAL--19,950 100..

AREA AGRICOLA NETA-----10,500- 52.8

PRODUCTOS AGRICOLAS Y AREAS DE CULTIVO  
SECTOR LA ESPERANZA- TRUJILLO .

PRODUCTOS	AREA- Ha	%
1.- HORTALIZAS :		
- zapallo y sandía -----	20	1.5
- vainita -----	30	2.4
- cebolla -----	10	0.8
- tomate -----	10	0.8
- zanaheria -----	10	0.8
	<u>80</u>	<u>6.2</u>
2.- CULTIVOS EXTENSIVOS:		
- yuca -----	80	6.2
- lenteja-----	50	3.8
- maiz -----	80	6.2
- frijol -----	10	0.8
- piña -----	20	1.5
- platano -----	10	0.8
- maiz chela -----	20	1.5
	<u>270</u>	<u>20.8</u>
3.- TERRENOS SIN USO Y/O IMPRODUCTIVOS---	950	73
	<u>1,300</u>	<u>22.9</u>
TOTAL---	1,300	22.9

CONCLUSIONES DE ESTUDIOS ONERN

- 1.- La superficie total del Valle es de 19,950 Ha. siendo el área agrícola de 10,500 Ha.
- 2.- La superficie agrícola total del sector andino desde los 700 m hasta los 3,700 m snm comprende 16,000 Ha.
- 3.- El principal cultivo detectado en el Valle es caña de azúcar que representa el 36.1 % del area cultivada.
- 4.- En el sector andino son principalmente papa, trigo, cebada, pastos y bosques
- 5.- La distribución de los cultivos en el valle obedece a varios factores que pueden resumirse en los siguientes:  
capacidad instalada de mecanización e industrialización, tamaño de la unidad agrícola, capacidad económica del agricultor, abastecimiento de agua y calidad de los suelos .

Debe hacer notar que la caña de azúcar es un cultivo que requiere suficiente cantidad de agua para su desarrollo, efectúandose riegos frecuentes ( 15) hasta completar sus necesidades de  $38,000 \text{ m}^3$  de agua/ Ha. Actualmente, se observa una política más adecuada con el uso del AGUA DE RIEGO, estableciéndose un estricto control de humedad de los suelos; se ha iniciado un programa de instalación de dispositivos que permiten los aforos técnicos más eficientes y una mejor distribución de agua en los campos, tratando de conseguirse un mejor uso de este elemento.

# CONSIDERACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

## 2.1.- Población

### 2.1.1.- Estado Actual

- A.- Población Actual
- B.- Densidad Población Actual
- C.- Condiciones Socio-Economicas
- D.- Capacidad Economica

### 2.1.2.- Estado Futuro .

- 1.- CRECIMIENTO DEMOGRAFICO-CARACTERISTICAS
- 2.- FACTORES QUE DETERMINAN EL CRECIMIENTO
- 3.- POBLACION FUTURA .
  - A.- Generalidades
  - B.- Metodos de Determinación
  - C.- Metodos Prácticos
    - Metodos Analíticos
  - C.- Población Futura de Jerusalem.
    - Estudio de Alternativas
    - Criterio Adoptado.

### 2.2.- PERIODO DE DISEÑO.-

- Vida Util de las Estructuras
- Etapas de Diseño
- Financiamiento
- Normas Recomendadas
- Conclusión

### 2.3.- ESTUDIO DE DOTACION DEL AGUA

- Tipos de Consumo
- 2.3.2.- Factores que determinan el consumo.
- 2.3.3.- Recomendaciones según normas
- 2.3.4.- Dotación adoptada por Jerusalem.

2.4.- VARIACIONES DE CONSUMO.-

2.4.1.- Consumo promedio diario anual

2.4.2 - Variaciones mensuales

2.4.3 Variaciones Diarias .

2.4.4.- Variaciones horarias

2.5.- GASTOS DE DISEÑO

2.6.- DEMANDA CONTRA INCENDIO

2.7.- DEMANDA INDUSTRIAL

.....



C A P I T U L O    I I

## CONSIDERACIONES BASICAS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO.

## 2.1.- POBLACION.

## 2.1.1.- ESTADO ACTUAL

## A.- POBLACION ACTUAL.-

- Según datos proporcionados por la OFICINA NACIONAL DE ESTADISTICA Y CENSOS-ZONAL-TRUJILLO, EL PUEBLO JERUSALEN CUENTA CON: 10,720 Hab. correspondiendo a 2230 familias empadronados, éstos fueron realizados en Noviembre de 1978, lo que nos da una densidad respecto a la Unidad de Vivienda de 4.81 Hab. por vivienda.
- Existe un empadronamiento realizado por el Servicio Nacional de Apoyo a la Movilización Social ( SINAMOS), realizado en el mes de Mayo en la que se entrevistan 1,790 viviendas con 8,480 Hab. con lo que se obtiene una densidad poblacional de 4.73 Hab. por vivienda
- Contamos además con una copia del plano catastral, proporcionada por la empresa de Saneamiento de Trujillo ( ESAT) cuyos originales pertenecen al Ministerio de Vivienda-Div. CATASTRO ( Agosto 1,978).

Del cual hemos obtenido:

No de Manzanas pobladas = 112

Cada manzana comprende desde 6 hasta 45 lotes, de acuerdo a la ubicación correspondiente las que por conteo dan un total de : 2,206.

Si consideramos que la actual es una población en desarrollo que no ha llegado a la saturación consideramos la densidad obtenida en 1978 de 4.81 Hab. por vivienda y razonablemente asumiendo que a cada familia corresponde un lote obtenemos una población actual = 2,206 x 4.81 Hab. con -

lo que verificamos lo obtenido en el empadronamiento. Luego:

$P_0 = 10,750$  Habitantes aprox.

#### B.- DENSIDAD POBLACIONAL ACTUAL.-

De las consideraciones anteriores contamos con una población de 10,750 Hab. repartidos en una área bruta de 67,40 Ha. lo que da una

$$\text{DENSIDAD BRUTA} = \frac{10,750}{67.40} = 159 \text{ Hab. por Ha. siendo el}$$

Área Residencial igual a 57.30 Ha.

Obtenemos una.

$$\text{DENSIDAD NETA} = \frac{10,750}{57.30} = 188 \text{ Hab. por Ha.}$$

Los datos de áreas han sido proporcionados por la División de Catastro del Ministerio de Vivienda, las que mostramos en el plano G-1.

En resumen se tiene para el Pueblo Jerusalem los siguientes resultados actuales ( 1978).

POBLACION = 10,750

AREA BRUTA = 67.40

DENSIDAD BRUTA= 159 Hab. por Ha.

AREA NETA = 57.30 Ha.

DENSIDAD NETA= 188 Hab. por Ha.

DENSIDAD Poblacional respecto a Viviendas:

D= 4.81 Hab, por Vivienda .

### C.- CONDICIONES SOCIO-ECONOMICAS.-

La población de Jerusalem posee un Nivel bajo de Instrucción en aprox. un 71% que solo tiene primaria, solo 23% que posee secundaria, siendo apenas el 0.6 % con Grado de Instrucción Superior. Quizá el aspecto favorable es el bajo indice de ANALFABETISMO que es el de 3.5%. Además se ha visto que la población escolar es baja, comparado a la edad correspondiente de solo el 48% lo que está reflejando un déficit de locales escolares, así como el poco interés de los padres por educar a sus hijos, debido indudablemente a su baja instrucción educativa .

Respecto a la salud de la población se observa un alto grado de mortandad infantil, así como la prevalencia general a las enfermedades transmisibles, consecuencia de un deficiente saneamiento ambiental ( principalmente agua potable y alcantarillado) como medio de prevención de las enfermedades; así como de locales de salud( Hospital, postas etc) para la reparación de las mismas .

Las ocupaciones de la población son diversas, pero en general sus bajas condiciones sociales no le permiten oportunidades decorosas de trabajo. Obreros de construcción civil, pequeños comerciantes (ambulantes) obreros de fábrica y agricultores, son las mayores ocupaciones de los jefes de familia; siendo en menor cantidad los que se dedican a la artesanía y a otros menesteres.

A continuación presentamos una tabulación de datos los cuales hemos tomado para un mayor conocimiento real de la situación. Se ha muestreado 5 calles, en diferentes zonas y las más representativas del lugar.

## CALLE: LOS ROBLES ( MZ. LL )

LDTE	OCUPACION JEFE	GRADO INSTRUCCION	No PERSONAS	INGRESOS MENSUAL (PROM)
1 666	Chofer	Primaria	5	12,000
2	Obrero Fea.	Sec.Incomp.	4	9,000
3	Comerciante	Secundaria	5	22,000
4	Comerciante	Primaria	4	18,000
5	Albañil	Primaria	6	20,000
6	Albañil	Primaria	5	15,000
7	Carpintero	Secundaria	7	30,000
8	Albañil	Primaria	4	18,000
9	Agriculter	Primaria Inc.	4	2,000

## CALLE: PIEROLA ( MZ. L7 )

LOTE	OCUPACION	GRADO DE INSTRUCCION	No de PERSONAS	INGRESO MEN - SUAL ( PROM.)
1	Albañil	Sec. Incomp.	3	15,000
2	Obrero-Fab.	Primaria	5	10,000
3	Agriculter	Sin estudio	5	4,000
4	Comerciante	Primaria	5	20,000
5	Mecanico	Secundaria	7	18,000

6	Albañil	Primaria	3	15,000
7	Comerciante	Sec.Incomp.	8	18,000
8	Obrero Fca.	Sec.Incomp.	4	11,000

CALLE: JERUSALEN ( MZ-22 )

Lote	OCUPACION	GRADO DE INSTRUCCION	GRUPO FAMILIAR	INGRESO MENSUAL ( PROMEDIO ).
1	Radio Técnico.	Primaria	4	20,000
2	Obrero Fca.	Primaria	6	12,000
3	Comerciante	Prim.Incomp.	8	22,000
4	Chefer	Secundaria	4	30,000
5	Agricultor	Primaria	5	5,000
6	Ebanista	Sin estudio	6	10,000
7	Albañil	Primaria	4	15,000
8	Chefer	Primaria	3	20,000
9	Albañil	Primaria	5	18,000
10	Profesor	Superior	4	18,000

CALLE: BELEN ( MZ 45)

LOTE	OCUPACION JEFE FAMILIAR	GRADO DE INSTRUCCION	GRUPO FAM.	INGRESO MENSUAL (PROM).
1	Obrero Fea.	Primaria	3	9,000
2	Albañil	Sin estudio	6	15,000
3	Gasfitero	Primaria	7	20,000
4	Mecanico	Secundaria	3	18,000
5	Comerciante	Primaria	2	20,000
6	Albañil	Secundaria	5	15,000
7	Comerciante	Primaria	3	21,000
8	Zapatero	Primaria	6	15,000
9	Jardinero	Primaria	3	10,000

CALLE: SANTA MAGDALENA ( MZ - 93)

LOTE	OCUPACION JEFE FAM.	GRADO DE INSTRUCCION	GRUPO FAM.	INGRESO MENSUAL ( PROMEDIO ).
1	Albañil	Primaria	1	18,000
2	Agricultor	Primaria	5	8,000
3	Comerciante	Primaria	9	20,000
4	Albañil	Secundaria	5	18,000
5	Zapatero	Primaria	6	12,000
6	Chofer	Secundaria	4	32,000
7	Albañil	Primaria	4	20,000
8	Profesor	Universidad	3	15,000
9	Comerciante	Primaria	4	12,000
10	Sastre	Primaria	5	20,000



## D.- CAPACIDAD ECONOMICA DE JERUSALEN.-

Como hemos visto en el acápite anterior, de acuerdo a las actividades que mayormente realiza la población económicamente activa, los sueldos promedios mínimos son:

<u>ACTIVIDAD</u>	<u>SUELDO PROMEDIO MENSUAL</u>
OBRERO CONSTRUCCION CIVIL	22,000
CHOFERES MICROBUSSES	18,000
COMERCIO AMBULANTE	15,000 ( estimado de acuerdo a datos anteriores ).
OBRERO FABRICAS	10,000
ARTESANIA EN GENERAL	8,000
AGRICULTOR	5,000 estimado .

Lamentablemente nos hace falta una estadística más completa , la que hubiera significado de un tiempo adecuado así como de personas en realizar este estudio. Acudimos a la OFICINA NACIONAL DE ESTADISTICA y no se disponían de estos estudios. La organización de Comités de Jerusalem, tenía planillas similares a las que habíamos efectuado, pero en forma incompleta. Por lo antedicho y confiando en que el sondeo efectuado refleje la realidad de la capacidad económica de la población. Aceptamos un ingreso promedio mínimo familiar de 15,000 soles mensuales; si consideramos un promedio actual de 5 habitantes por familia nos da un ingreso PERCAPITA de 5,000 soles por mes.



Estos resultados son muy importantes para establecer las tarifas respectivas y para el estudio de factibilidad de recuperación del capital adquirido para la ejecución del PROYECTO mediante previsible financiamiento.

## 2.1.2.- ESTADO FUTURO.-

### 1.- CRECIMIENTO DEMOGRAFICO - CARACTERISTICAS

El desarrollo de una población está determinado en base a las características siguientes:

a) **CRECIMIENTO VEGETATIVO.-** Considera a la diferencia entre el número de nacimientos y el Número de Defunciones de la población base por año.

Referida a la población total, expresado en porcentaje, obtenemos el llamado índice de CRECIMIENTO VEGETATIVO.

$$I = \frac{N-D}{P} \times 100$$

N= Número de Nacimientos

D= Número de Defunciones

P= Población Base Total

b) **CRECIMIENTO MIGRATORIO.-** Está comprendida por las **IMIGRACIONES** y las **EMIGRACIONES**, entre los que se establece su diferencia .

-**IMIGRACIONES.-** Sucede cuando una población es incrementada, debido al traslado de personas de otros lugares. Generalmente ocurren las zonas urbanas.

-**EMIGRACIONES.-** Sucede cuando una población es disminuida debido al abandono de personas a otros lugares. Generalmente ocurre en las zonas rurales.

En conclusión el movimiento Migratorio tiende del campo a la ciudad ( zonas rurales a zonas urbanas)

c) **CRECIMIENTO POR ANEXION.-** Sucede cuando una población es incrementada por grandes grupos y en período corto.

d) **CRECIMIENTO FLOTANTE.-** Sucede cuando la población es incrementada por personas que permanecen un tiempo determinado en el lugar

## 2.- FACTORES QUE DETERMINAN EL CRECIMIENTO DEMOGRAFICO.-

- En general el Movimiento Demográfico depende de las características Socio-Económicas de la localidad., así como su tendencia de desarrollo.

-El Crecimiento Vegetativo, depende de las condiciones Sanitarias Ambientales del lugar, servicios asistenciales y generales así como de la capacidad económica de la población.

Se espera un mayor índice de crecimiento para poblaciones que cuenta con agua potable, desagües así como de puestos asistenciales, Médicos, etc., así como de poblaciones con una buena capacidad económica .

-De los archivos del HOSPITAL REGIONAL DE TRUJILLO-AREA DE SALUD NOR-MEDIO-Nos ha sido posible obtener los datos de NACIMIENTOS y DEFUNCIONES ( CUADRO No 2-1).

De este cuadro podemos ver un alto índice de Mortalidad, lo que indudablemente dará un bajo índice de crecimiento Vegetativo, como era de esperarse debido a la falta de condiciones del Pueblo Jerusalem principalmente como hemos expuesto de Agua Potable, Desague y puestos asistenciales .

CUADRO No 2-1

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	DIFERENCIA	%
1,965	120	44	69	57.5
1,966	128	52	76	59.4
1,967	152	50	102	67.1
1,968	158	56	102	64.6
1969	145	58	87	60.0
1,970	161	69	92	57.1
1,971	172	75	97	55.4
1,972	170	68	102	60.0
1,973	165	66	99	60.0
<b>TOTAL</b>	<b>1371</b>	<b>538</b>	<b>826</b>	<b>59.9</b>

Nota.- De este cuadro vemos que sobreviven al año, un promedio de 92 personas o sea un 59.9 % y fallecen el 40.1% , que es sumamente alto comparado con los índices de mortalidad de otras zonas urbanas .

-Respecto al crecimiento migratorio es ocasionado por personas que buscan mejores perspectivas de progreso, llámense Fuentes de Trabajo, Educación, mejores condiciones ambientales etc. Las poblaciones rurales emigran a la ciudad, siendo uno de sus problemas principales la Vivienda, acuden a las zonas periféricas, incrementando la población de los pueblos jóvenes. Jerusalem es una zona propensa a la INMIGRACION, dada las características favorables de desarrollo de la ciudad de Trujillo. -Las anexiones son generalmente ocasionadas por catástrofes que arruinan las viviendas de las ciudades, recurriendo las personas a ocupar otros lugares principalmente zonas aledañas. Característico es el caso de los Pueblos Jóvenes de Trujillo debido al terremoto de 1970 que azotó la zona Norte. Indudablemente que esto es muy circunstancial no pudiéndose predecir.

### 3.- POBLACION FUTURA.-

#### A.- GENERALIDADES.-

La determinación de la población futura, es uno de los aspectos más difíciles, en la elaboración de un Proyecto donde ella interviene.

Como hemos expuesto, su crecimiento depende de múltiples factores, es así que solo es posible aproximar predicciones que acorde con la realidad dan gruesos errores del orden de las centenas, miles y millones, dependiendo de la magnitud a considerar.

Tenemos el caso de un estudio realizado por la OFICINA NACIONAL DE RECURSOS NATURALES ( ONERN) donde se predice para la Ciudad de Trujillo para el año 1980 de 220,000 Habitantes , sin embargo la población de la ciudad en la actualidad, considerando sus distritos periféricos sobrepasa del un medio millón de Hab.

-Otro caso típico es el de Lima que ha rebasado las aproximaciones predecidas en muchos proyectos .

-Digno de mencionar es el caso de la ciudad de Arequipa, experiencia que corresponde al Ingeniero Jorge Pflucker Helguin actual Catedrático y Director del Programa de Ingeniería Sanitaria-UNI, quien proyectó el sistema de abastecimiento de agua para la ciudad en el año....hasta al año... .., habiéndose copado la capacidad del sistema a causa del fuerte incremento poblacional.

-Y muchos otros casos que podríamos citar.

B.- METODOS DE DETERMINACION DE POBLACION FUTURA.- Podemos clasificar en Metodos Practicos y Metodos Analiticos.

B-1). METODOS PRACTICOS. Estan basados en experiencias desarrolladas para el efecto; asi tenemos:

1.- METODO DE AREA DE SATURACION.-

Es recomendable, cuando el área de la zona está bien definida, planificada de acuerdo al plano regulador de organismos encargados del desarrollo urbanístico de una ciudad.

Teniendo el Plano de Lotizaciones, se hace el conteo respectivo considerando: Residencias unifamiliares, multifamiliares, colegios etc. y se le da un coeficiente respectivo de

acuerdo a necesidades, así en nuestro País se acostumbra para zonas urbanas; 6 Hab. por lote y para zonas populosas 7 Hab. por lote ( saturación).

Si se cuenta con las densidades futuras correspondientes , se metra el Area correspondiente, hallando la población futura. Este método es muy usado para ampliaciones y para poblaciones de magnitudes moderadas.

## 2.- METODO COMPARATIVO.-

Se usa cuando existen pueblos, de características similares al que se esta estudiando. Se realiza para ello un minucioso estudio de aquellos, a partir de estadísticas confiables, obteniendo curvas respectivas ( población vs. tiempo) extrapolando la curva proyectada adecuada para el pueblo.

3.- METODO GRAFICO.- Se usa cuando disponemos de estadísticas muy precisas y por periodos de tiempo adecuado ( décadas), donde analizamos gráficamente el comportamiento de la Historia del Pueblo, así como la PRONOSIS respectiva siguiendo la tendencia de las curvas .

En las abscisas se considera el tiempo y en las ordenadas la población correspondiente . Este método es muy impreciso y se recomienda cuando no es posible los métodos anteriores.

## B-2.- METODOS ANALITICOS.-

Se basan en modelos matemáticos-estadísticos, existen varios que se han desarrollado para las distintas características de poblaciones .

Estos métodos parten de datos estadísticos censales (mínimo 3)

Preferible elegir décadas como unidad de tiempo'.



y en general se desarrollan para grandes poblaciones, núcleos urbanos, países, continentes, etc. cuyos periodos de tiempo de formación son adecuados tomándose generalmente como unidad las DECADAS .

1.- METODO ARITMETICO.- Considera que una población, crece en forma similar al capital impuesto a un interés simple.

Siendo su representación gráfica una línea recta correspondiente a una función lineal.

Este método se usa para poblaciones de índice bajo de crecimiento, cercana a la saturación, pues de valores bajos.

No es recomendable para poblaciones jóvenes que están sujetas a condiciones económicas, sociales, políticas que tienden a progresar.

Su fórmula es

$$P = P_0 ( 1 + rt )$$

P = Población Futura

$P_0$  = Población Inicial

T = Tiempo al cual se quiere determinar P.

Conocidos los datos censales, se determina r , proyectando luego P a partir de la población actual .

El Plan Nacional de Agua Potable Rural -Ministerio de Salud.- entidad encargada del diseño de sistemas de abastecimiento de Agua Potable para pequeñas poblaciones rurales, menores de 3,000 Hab. usa con buen criterio este método, con un adecuado índice de crecimiento para este tipo de poblaciones. Cuando no se conoce causas generalmente se toma como razón de crecimiento (r) de 20 a 30 Hab. per mil y per año ( r=0.020 á 0.030 ) .

## 2.- METODO GEOMETRICO.-

Es buen método para poblaciones en pleno desarrollo, o sea para poblaciones jóvenes principalmente de carácter vegetativo.

-El principio del método parte de que el crecimiento para este tipo de poblaciones es análogo al de un capital sujeto a Interés compuesto.

La fórmula es:

$$P = P_0 ( 1+r )^t$$

P = Población Futura

$P_0$  = Población Inicial

r = coeficiente de crecimiento por décadas.

t = tiempo en décadas.

## 3.- METODO DE INCREMENTOS VARIABLES.-

Es un método intermedio de los anteriores se asume que el incremento poblacional es variable y esta variación es constante, es decir que si se tiene la curva respectiva, la SEGUNDA DERIVADA es una línea recta.

La curva representativa da para los primeros años una curvatura hacia arriba, y para los años finales una curva hacia abajo.

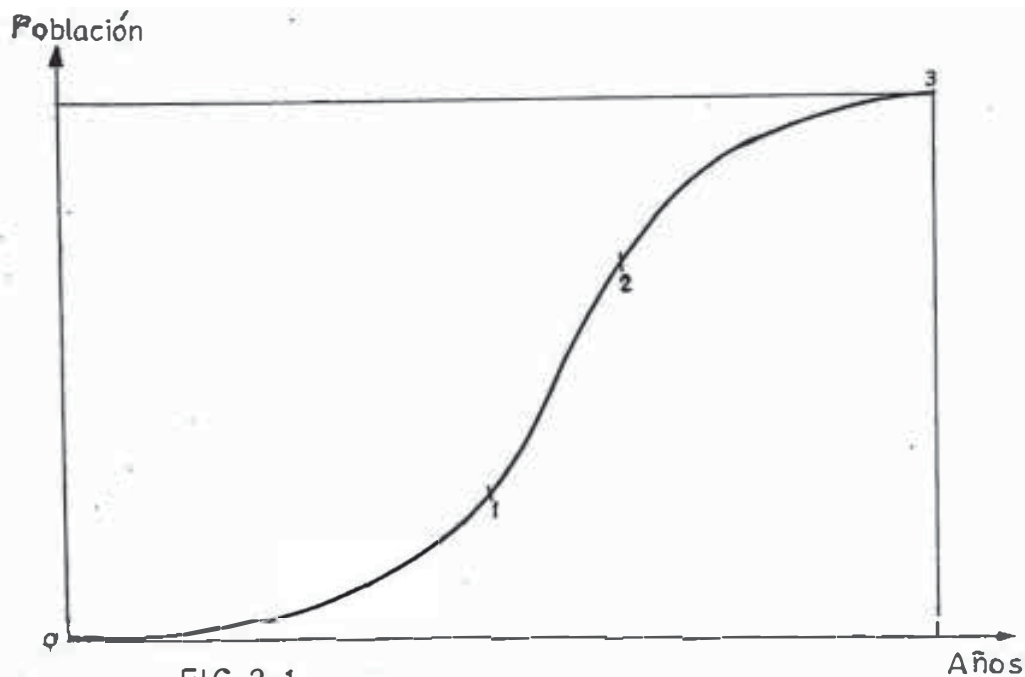


FIG 2-1

Así en el gráfico mostrado: El tramo 0-1, corresponde a la etapa de adaptación al medio, correspondiendo a un crecimiento geométrico.

-El tramo 1-2 comprende la etapa de la Industrialización y desarrollo poblacional; correspondiendo o aproximándose a una línea recta como podemos ver en el gráfico .

-El tramo 2-3 corresponde a la etapa en que la población se acerca a la saturación y se nota que el incremento va disminuyendo hasta anularse ( SATURACION).

Para la aplicación de este método se requiere la mayor cantidad de datos censales posibles, para encontrar el estado en que se encuentra la población.

$$P = P_0 I V$$

#### 4.- METODO DE LA PARABOLA DE 2º GRADO.-

Considera que la curva de crecimiento de una población puede representar la ecuación de una parábola cuadrática y tomar la forma:

$$P = P_0 + Bt + ct^2$$

P= Población futura

$P_0$  = Población Inicial

t = periodo al cual se quiere determinar P.

B, y , c = constantes por determinarse de acuerdo a los datos censales.

NOTA.- Obsérvese que este método necesita mínimo de 3 datos censales para el planteamiento de 2 ecuaciones para el cálculo de las dos constantes B y c . Conocidos éstos, se proyectará la población futura considerando la población inicial actual.

### AJUSTE DE CURVAS - METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS.

-Por el análisis estadístico matemático, sabemos que una curva cualquiera, es posible su aproximación o ajuste, a partir de datos reales o aproximados, esto sucede cuando se halla la ecuación de la curva mínima cuadrática, resolviendo previamente sus parámetros, minimizando, para ello la sumatoria de la diferencia al cuadrado de las curvas por hallar  $P$  y la curva  $P_1$ .

sea la curva lineal  $P = P_0 + mt$  ( III )

sea  $P_1$  la curva dato ( punto )

Luego  $\sum_{i=1}^N (P - P_1)^2$

sea  $\phi ( P_0 , m ) = \sum_{i=1}^N [P_0 + mt - P_1]^2$

minimizamos esta función cuando:

$$\frac{\partial \phi}{\partial P_0} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\partial \phi}{\partial m} = 0$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial P_0} = 2 \sum [P_0 + mt - P_1] = 0 \Rightarrow \sum (P_0 + mt - P_1) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial m} = 2 \sum [P_0 + mt - P_1] (t) = 0 \Rightarrow \sum (P_0 t + mt^2 - P_1 t) = 0$$

Resolviendo (1) y (2) hallamos:

$$\sum P_0 + m \sum t_i = \sum P_1 \Rightarrow NP_0 + m \sum t_i = \sum P_1$$

$$\sum P_0 t_i + m \sum t_i^2 = \sum P_1 t_i \Rightarrow P_0 \sum t_i + m \sum t_i^2 = \sum P_1 t_i$$

Finalmente:

$$P_0 + \frac{m}{N} \sum t_i = \frac{\sum P_1}{N}$$

$$P_0 + m \frac{\sum t_i^2}{\sum t_i} = \frac{\sum P_1 t_i}{\sum t_i}$$

$$m \left( \frac{1}{N} \sum t_i - \frac{\sum t_i^2}{\sum t_i} \right) = \frac{1}{N} \sum P_i - \frac{\sum P_i t_i}{\sum t_i}$$

de donde :

$$m = \frac{\sum P_i \sum t_i - N \sum P_i t_i}{(\sum t_i)^2 - N \sum t_i^2}$$

$$P_0 = \frac{\sum P_i \sum t_i^2 - \sum t_i \sum P_i t_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2}$$

determinados  $m$  y  $P_0$  se regresa a la ecuación original y se <sup>(\*)</sup>ten-  
drá la curva mínima cuadrática y se hallará cualquier ajuste  
de curvas.

## C.- POBLACION FUTURA DE JERUSALEN.

### - ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.

Por carecer de datos de este pueblo, lo que nos permite registrar y analizar su comportamiento demográfico, nos hemos interesado en la búsqueda de datos de los otros pueblos jóvenes de Trujillo de anterior formación y con características similares.

De la Oficina Nacional de Estadísticas y Censos de Trujillo obtuvimos el siguiente resumen:

POBLACION					
PUEBLO JOVEN	AÑO DE FORMACION	CENSO NAC. 1,961	CENSO LOC CAL 1968	CENSO NAC. 1972	EMPA-DRONA MIEN-TO. # 1978
MANPUESTO	1958	880	14,388	18,570	20,680
PORVENIR	1962	880	12,363	57,719	69,320
FLORENCIA DE MORA.	1963	880	10,465	56,825	64,480
ESPERANZA	1966	880	4.145	42,540	73,120

CUADRO 2-2

Este cuadro ha permitido graficar las curvas ( Fig. 2-2) donde podemos analizar el comportamiento de estos pueblos a través de aproximadamente 2 décadas. Podemos distinguir 3 etapas:

Primera Etapa .- La de más lento crecimiento, variando de dos a 8 años de formación durante la primera década.

Empadronamiento con motivo de Proyecto integral de electrificación de pueblos jóvenes de la Ciudad de Trujillo .



GRAFICO DE CRECIMIENTO DE  
PUEBLOS JOVENES

CIUDAD DE  
TRUJILLO

POBLACION  
(MILES)

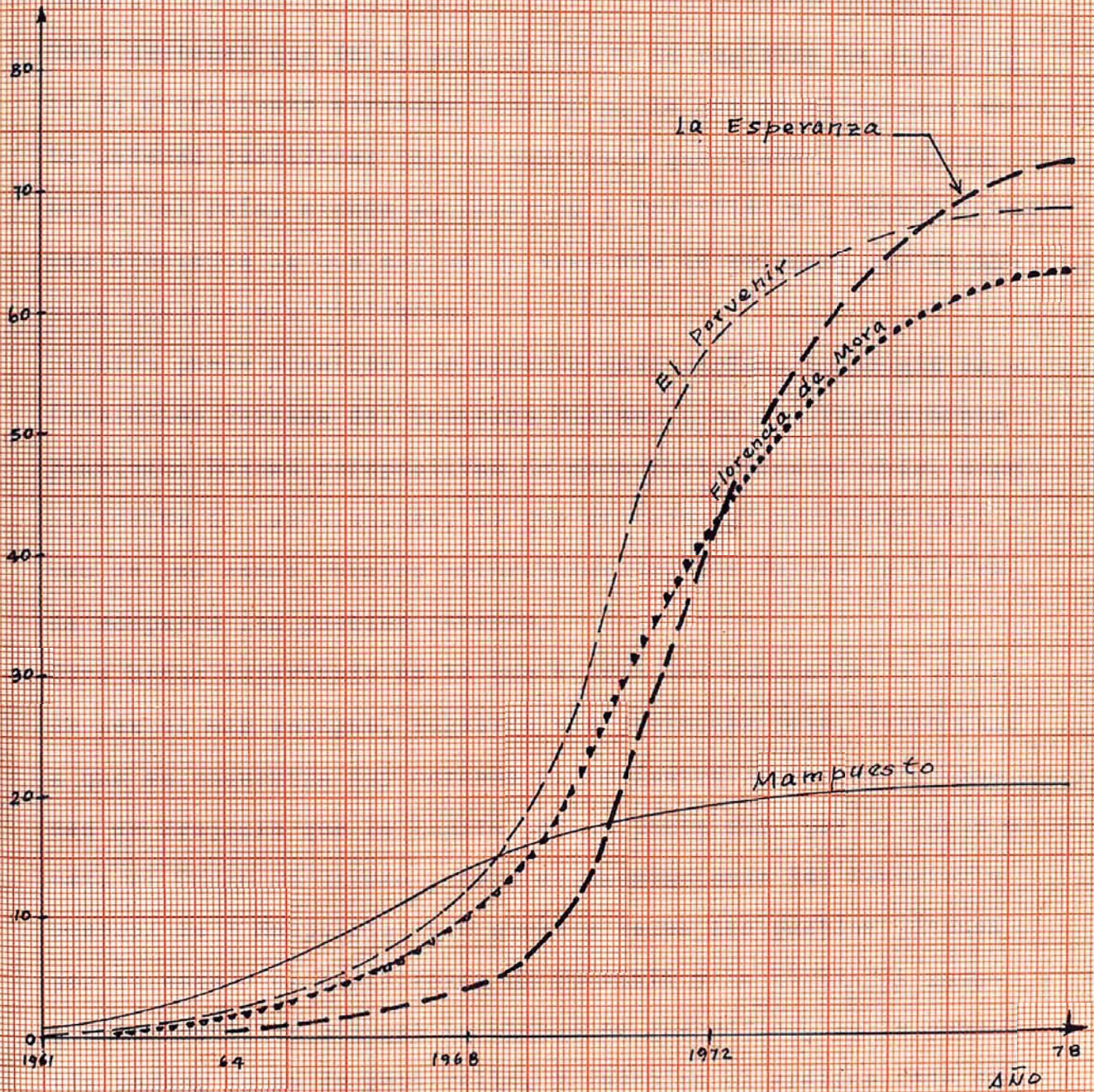


FIG. (2-2)



SEGUNDA ETAPA.- Una etapa de crecimiento muy rápido, especialmente en los pueblos del PORVENIR, FLORENCIA DE MORA y la ESPERANZA.

TERCERA ETAPA.- Donde el índice de crecimiento poblacional es menor.

Cabe destacar que en el periodo 68-72 se registra un alto índice de crecimiento alrededor del 40 %, lo que no es normal; esto podemos justificar por el terremoto que azotó a la región norte del País, siendo La Libertad ( Trujillo) y Ancash), los más afectados lo que motivó el traslado de personas que se habían quedado sin viviendas.

También puede adueirse que durante este período se inicia la Revolución Peruana del Gobierno Militar , la que inicialmente planteaba buenas perspectivas de desarrollo para el País, especialmente de las ciudades, lo que provocó INMIGRACIONES masivas de las zonas rurales principalmente, que faltos de vivienda ocuparon los pueblos jóvenes.

Otro hecho importante es lo que ocurre con Mampuesto, a pesar de ser el más antiguo, registra una población baja, debiéndose a que se encuentra muy cercano al Perímetro Urbano de la Ciudad de Trujillo que lo limita por su parte sur, por el Norte e esta el CERRO DE CABRAS , zona de asentamiento del Cementerio General de " Mampuesto" que sirve a todos los pueblos jóvenes por el este y el oeste están EL PORVENIR y la ESPERANZA respectivamente; es así que su ubicación geográfica, no le permitía poseer zonas de desarrollo, y vemos en el gráfico como este pueblo su crecimiento va disminuyendo, tendiendo a su saturación.

En conclusión podemos decir que por el período corto (menos de 2 décadas) de formación de estos pueblos y por el hecho circunstancial de la Catástrofe de 1970, no es posible determinar una característica de desarrollo de estas poblaciones. Según la última etapa que siendo aún muy corta diremos que se hallan en pleno desarrollo .

A continuación mostraremos otros detalles a partir de los mismos datos para el pueblo joven La Esperanza, que según el gráfico de la Fig. 2-2 presenta un gran desarrollo, ya que a pesar de ser el último formado en la actualidad , es el de mayor población .

PERIODO	POBLACION INICIAL.	POBLAC. FINAL.	INCRE- MENTO	TIEMPO AÑOS	RAZON DE CRECIMI- ENTO tanto per mil y per año. ¶
66-68	400	4,145	3,745	2	4,681
68-72	4,145	42,540	38,395	4	2,315
72-78	42,540	73,120	30,580	6	120

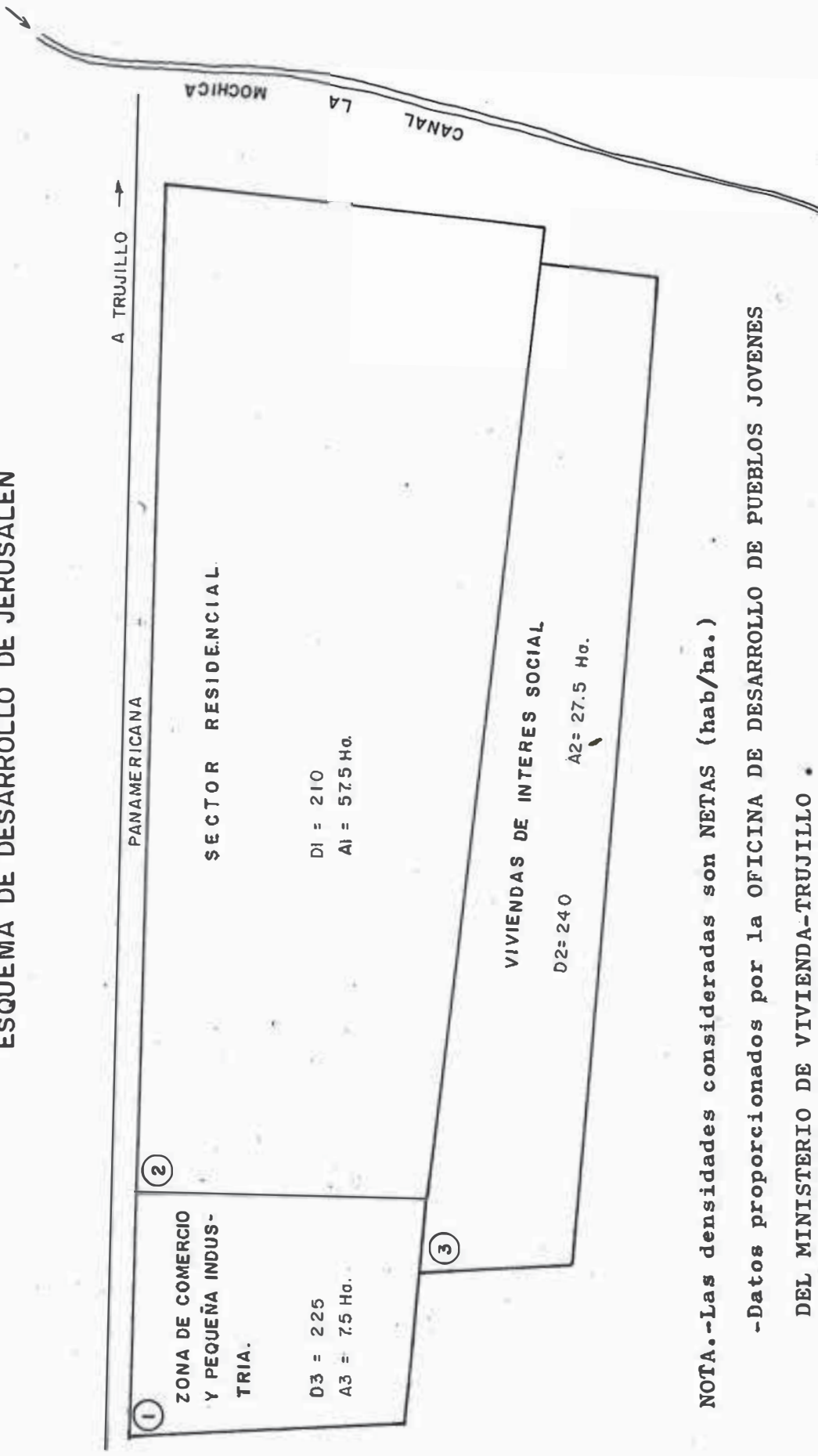
- CRITERIO ADOPTADO.-

Por las consideraciones expuestas es que nos hemos basado en los datos proporcionados por la Oficina de Desarrollo del Ministerio de Vivienda-Trujillo, para el diseño del presente proyecto, cuyo esquema de desarrollo se muestra en la Fig. 2-3 .

¶ Considerando un incremento uniforme .

FIG 2-3

### ESQUEMA DE DESARROLLO DE JERUSALEN



NOTA.--Las densidades consideradas son NETAS (hab/ha.)

--Datos proporcionados por la OFICINA DE DESARROLLO DE PUEBLOS JOVENES

DEL MINISTERIO DE VIVIENDA-TRUJILLO .

El desarrollo de JERUSALEN ha sido proyectado en 1,978 comprendiendo un periodo de 20 años o sea hasta 1,998.

Se han considerado 3 sectores con las características siguientes:

SECTOR	USO PROYECTADO	AREA RESIDENCIAL ( Ha. )	DENSIDAD FUTURA (NETA) Hab. per Ha.	POBLACION FUTURA. Hab.
1	ACTUAL (RESIDENCIAL).	57.5	210	12,070
2	VIVIENDAS UNIFAMILIARES DE INTERES SOCIAL	27.5	240	6,600
3	COMERCIO Y PEQUEÑAS INDUSTRIAS.	7.5	225	1,800
TOTAL		92.5		20,470
		PROMEDIO	225	

Si consideramos la Densidad Promedio, se tiene:

Población =  $92.5 \times 225 = 20,850$  Hab. que es la que consideramos en el presente proyecto.

Población Futura 20,850

## 2.2.- PERIODO DE DISEÑO

La selección del período de Diseño, es sumamente importante, para la elaboración de un Proyecto, por lo que requiere de un minucioso estudio, debiéndose considerar principalmente los siguientes factores:

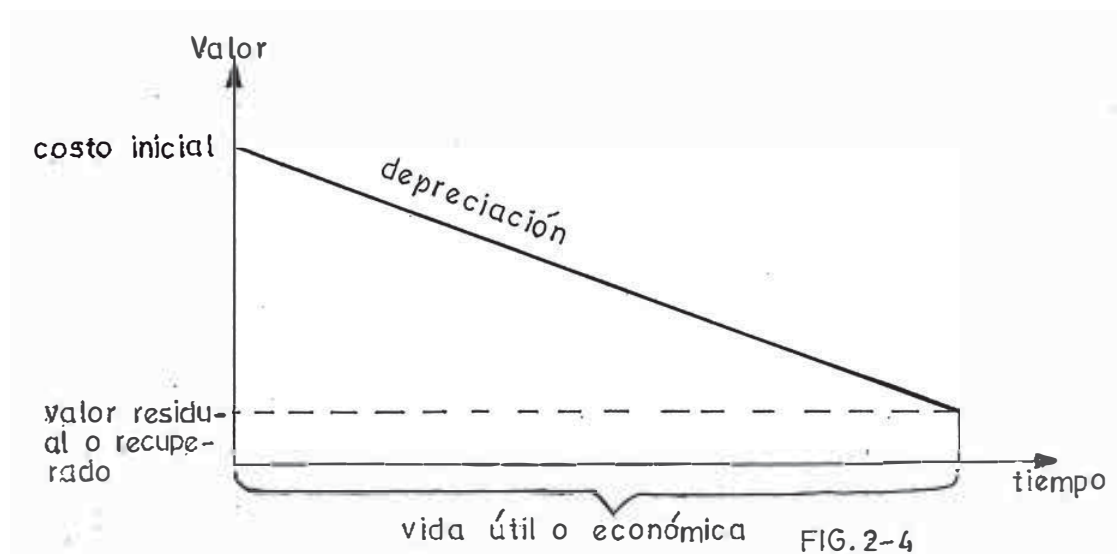
- Vida Útil de las Estructuras
- Etapas Consideradas
  - Costo e importancia
  - Desarrollo poblacional.
- Financiamiento de la obra
- Normas recomendadas.

### A.- VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS.-

Representa el tiempo a que un elemento llega a su valor económico mínimo aprovechable llamado valor residual .

Un elemento tiene un valor INICIAL ( COSTO INICIAL) durante su uso, este valor se va DEPRECIANDO, hasta alcanzar un mínimo valor al cual no es aprovechable siendo la causa varios factores, como envejecimiento de materiales, excesivo costo para su mantenimiento etc. El lapso transcurrido es lo que se llama vida útil o ECONOMICA del elemento.

El siguiente gráfico ( Fig. 2-4) ilustra la idea expuesta:



Es razonable entonces que la vida útil de los diferentes elementos componentes de un Sistema de Abastecimiento de Aguas y de Alcantarillado, superarán el período de Diseño del presente Proyecto, que será prudentemente menor que la vida útil estimada .

#### B.- Etapas Consideradas.-

La previsión de una programación por etapas en un Proyecto, fijará períodos de diseño para cada una de ellas, las que estarán sujetas a la importancia de las obras y sus costos, así como al desarrollo poblacional .

#### 1.- COSOTOS DE IMPORTANCIA DE LAS OBRAS.-

En general los elementos más importantes como son plantas de tratamiento, pozos, equipos de bombeo, las que por sus características de operación y mantenimiento, así como costos iniciales permiten su construcción por etapas o ampliaciones; fijándose para ello los períodos adecuados, relativamente cortos.

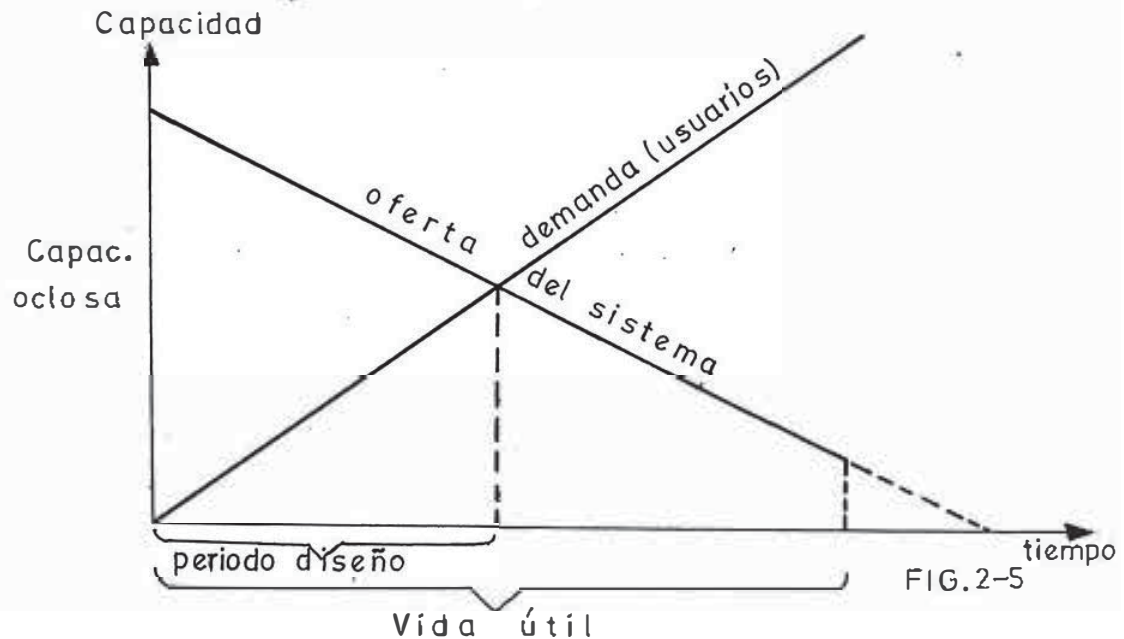
- En cambio las obras que por su durabilidad o condiciones requeridas, no permiten ampliaciones, deberán ser diseñados con el máximo de diseño, tales como: Presas y obras de embalse , Ductos y Alcantarillado Emisores, líneas de conducción e impulsión , etc.

2.- DESARROLLO POBLACIONAL .- Es sumamente importante, ya que determinarán el cupo de la capacidad de los sistemas proyectados esto de acuerdo a las características de desarrollo del pueblo, industrialización, comercio , etc.

Un sistema es diseñado para satisfacer la demanda, requerida en los primeros años de funcionamiento, generalmente la capacidad ofrecida por el sistema excede a la demanda al cabo de un tiempo dicha capacidad será absorbida equivalentemente

por los usuarios, (nosotros diseñaremos para esta situación) que siguen demandando el sistema llegando a sobrepasar su capacidad.

El siguiente gráfico ( Fig. 2-5 ) ilustra las consideraciones expuestas . . :



-Observese como el periodo de Diseño representa el punto de equilibrio entre la oferta y la demanda .

Del gráfico vemos que si la demanda ( usuarios) es fuerte ( incremento poblacional elevado), el periodo de diseño será

Vemos además como durante este periodo el sistema trabaja con déficit de su capacidad ( CAPACIDAD OCIOSA), que está representado dinero perdido o lucro cesante, que en un País en estado de Subdesarrollo como el nuestro no puede permitirse. Esta capacidad ociosa, reducimos, si bajamos la oferta para una misma demanda lo que equivale a disminuir la capacidad del sistema, sirviendo a un mínimo de personas o aumentando la demanda incrementando el número de usuarios, con la misma



capacidad lo cual puede conseguirse parcialmente dependiendo de las características de las localidades.

- En ambas situaciones equivalía a acortar el periodo de diseño.

- Si aceptamos la primera situación como la más viable, acortamos el periodo de diseño considerado una primera etapa, cumplida esta aumentamos la capacidad con una ampliación en una segunda etapa, etc.

El siguiente esquema clasifica la idea presentada.

#### C.- FINANCIAMIENTO DE OBRA.-

El estudio financiero es otro aspecto muy importante, para la estimación de los periodos de diseño.

En este se verán tanto las posibilidades de financiamiento a través de las diferentes fuentes, sean nacionales o internacionales así como el modo de recuperación de la deuda a través de las tarifas.

El periodo será más corto a medida que mayor es el crecimiento Demográfico, ya que este está ligado a las tasas de interés por PAGAR del capital, que implicarán un mayor endeudamiento.

Desde este punto de vista, para Jerusalem se recomienda un periodo corto de aproximadamente 20 años.

Este importante aspecto se tratará más adelante

#### D.- NORMAS RECOMENDADAS.-

- Las normas para diseños de Proyectos de Abastecimientos de agua- Ministerio de Vivienda y Construcción recomienda:

## PERIODO

- a) Poblaciones de 2,000 a 20,000 Hab. = 16 años
- b) Poblaciones de más de 20,000 Hab. = 10 años
- c) Los plazos se justificarán de acuerdo a la realidad económica de las localidades.

FAIR-GEYER-OKUN, altas autoridades en materia de tratados de sistemas de abastecimientos de AGUAS dan recomendaciones<sup>...</sup>, basado en la vida útil y características de las estructuras:

TIPO DE ESTRUCTURA	CARACTERISTICAS	PERIODO DE DISEÑO ( AÑOS).
Presas y ductos	Difíciles y costos de agrandar.	20-50 (máximo)
-plantas de tratamiento ( estructuras)	Fáciles de ampliar cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajos.	20-25 ( tasa baja).
-Sistema de distribución.		10-15 ( tasa alta).
-Pozos .		
Tuberías mayores de $\emptyset$ 12"	Reemplazar tuberías más pequeñas es más costoso a largo plazo.	20-25
Laterales y tuberías secundarias menores de $\emptyset$ 12".	Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas.	10-15
Alcantarillas principales, descargas e interceptores.	Difíciles y costos de agrandar.	40-50

TIPO DE ESTRUCTURA	CARACTERISTICAS	PERIODO DE DISEÑO (años)
--------------------	-----------------	--------------------------

Obras de tratamiento ( Instalaciones )	Cuando el crecimiento y tasas de interés son bajas.	20-25
---	---	-------

	Cuando el crecimiento y tasas de interés son altas .	10-15
--	--	-------

Para el presente proyecto, para la estimación de los periodos de diseño, se tendrán en cuenta las consideraciones siguientes

- Caracteristicas de los elementos componentes del sistema.
- Vida útil de los mismos, teniendo en cuenta la función correspondiente .
- Desarrolle poblacional, esperándose un alto crecimiento por las razones expuestas antes.
- Los costos iniciales e importancia de las obras .
- Posibilidad de obtener financiamientos con bajos intereses , factibles de recuperación del capital adquirido.
- Normas y recomendaciones vigentes.

Asumimos los siguientes periodos de diseño para los diferentes elementos?

ELEMENTOS	PERIODO ( AÑOS )
Red general del sistema de abastecimiento de agua.	18
Red general del sistema de alcantarillado ( Diametro menor que 12" )	18
Lineas de conducción y aducción	30
Colectores Principales ( Diametro mayor que 12" )	30

El proyecto comprende 2 etapas

PRIMERA ETAPA	PERIODO DE DISEÑO
a).-Lineas de impulsión y colectores principales.....	30 años
b).-Redes general de agua y alcantarillado.....	10 años
SEGUNDA ETAPA:	
Redes generales de agua y alcantarillado ( ampliación)	8 años

- En la primera etapa, se espera servir a la población actual que es alrededor ( 50 % de población futura) y con una proyección de 10 años, servir a un 20 % de la población futura con lo que al final de la primera etapa se estará sirviendo a un 70 % de la población esperada .
- La segunda etapa espera cubrir un 20 % en periodo más corto por un factor de seguridad que nos estamos dando para absorber los imponderables presentados. Al final de ésta se espera la saturación de la población de acuerdo a los organismos encargados del desarrollo de la zona.

## 2.3.- ESTUDIO DE DOTACION DE AGUA.-

Como hemos mencionado, el abastecimiento de agua actual del P.J Jerusalem, está limitado el suministro de agua que por acarreo en camiones-cisternas realizan personas que se dedican al " negocio del agua "; como consecuencia de ello, no se cuenta con datos apropiados para la determinación de la dotación. Por otro lado otros P.J de características similares en la zona, poseen sistemas de abastecimientos pero en condiciones deficientes, tales servicios es por horas, e interdiarios en los casos más favorables; como hemos dicho, la misma ciudad de trujillo tiene deficiente sistema de agua potable, no siendo posible hacer siquiera un estudio comparativo de dotación. Por este motivo nos basaremos en análisis de factores influyentes en la zona así como en recomendaciones de normas.

2.3.1 .- TIPOS DE CONSUMO.- Para el estudio de la dotación de agua en una población, podemos clasificar el consumo en:

- Domestico ( 60-80 % )
- Publico ( 10-30 % )
- Industrial y Comercial ( 15-30 % )
- Perdidas en el Sistema ( 10-30 % )

A.- CONSUMO DOMESTICO.- comprende los requeridos para bebida, comida, aseo personal, lavado de ropa, pisos, aparatos sanitarios etc.

Se asume la siguiente distribución:

Aseo personal	-----40 %
cocina(alimentación)	-----20 %
lavado ropa	-----15%
limpieza pisos	----- 5%
riego jardines	----- 5%
sanitarios	----- 5%
desperdicios y otros	-----10%

Según GALLIZIO en su libro " INSTALACIONES SANITARIOS ", de acuerdo a los aparatos sanitarios recomienda:

APARATOS SANITARIOS	DEMANDA (lit/hab-día)
lavaterio -----	20-30
WC.( 3 usos/ persona)-----	30
Ducha -----	10-30
Lavadero cocina-----	10
lavadero ropa -----	25-30
	95-120

a esto habria que agregarle el riego por jardines y pérdidas por desperdicios

#### DOTACION

Aparatos sanitarios -----	120-----	( 80%)
Pérdidas por desperdicios-----	22-----	( 15%)
Riego -----	8-----	( 5%)

---

TOTAL CONSUMO DOMESTICO----- 150 lit./ per.- día

- En nuestro medio, dada la falta de mantenimiento de los aparatos sanitarios se llega de un consumo de hasta 200 lit./por día

B.- CONSUMO INDUSTRIAL Y COMERCIAL.- Mientras que el consumo Industrial se caracteriza por un consumo uniforme, el consumo comercial es muy variable. Existen casos en que durante el día se presentan los máximos consumos y en la noche los mínimos ( pequeñas ciudades), otras veces el consumo es casi uniforme debido a las actividades nocturnas desarrolladas(caso de grandes ciudades).

D.- PERDIDAS INEVITABLES EN EL SISTEMA .- Las pérdidas ocurren principalmente en la red de distribución, así como en los equipos y depósitos, debido a presiones excesivas o deficiencias constructivas. Así mismo se producen desperdicios, generalmente por falta de mantenimiento de los aparatos e instalaciones interiores.

Este consumo es tan importante que a veces llega a un 30-40% en consumo total.

2.3.2.- FACTORES QUE DETERMINAN EL CONSUMO.- Entre los principales podemos mencionar:

1º.- Standard de Vida.- Poblaciones más civilizadas por lo tanto con mayores necesidades, dado su nivel decoroso de vida requiere de una mayor cantidad de agua.

2º.- Industria y Comercio.- Dependiendo del tipo, algunos necesitan de un gran volumen de agua.

3º.- Presión de agua.- Se ha detectado que presiones altas, producen el deterioro de equipos y accesorios y aún de tuberías, originando fugas. Es por ello recomendable presiones en el sistema 15 y 35m. de columna de agua.

4.- GRADO DE DESARROLLO CULTURAL.- Generalmente poblaciones de un buen nivel cultural saben apreciar el valor del líquido elemento por lo que cuidan de las conexiones domiciliarias y el sistema en general.

5.-MEDIDORES.- al registrar el consumo domiciliario, estableciendo tarifas respectivas, se obtiene un prudente consumo.

6.-CALIDAD.- Generalmente un agua de buena calidad origina un mayor consumo.

7.- COSTO.- Un bajo costo origina un mayor consumo. Al respecto METCALF nos aconseja: " por el 10 % de aumento de la tarifa,



existe una disminución del 5% en la Dotación.

8º.- SERVICIOS PUBLICOS.- Se tendrá en cuenta que parques, playas, jardines, consumen agua de acuerdo a su área ( mantenimiento, riegos etc).

9º.- TAMAÑO DE LA POBLACION.- Se ha establecido que incrementos en las poblaciones, producen aumentos en el consumo per cápita. METCALF nos dice: " Por el 10% de aumento en la población hay 1% de aumento en la dotación.

10º.- JARDINES PARTICULARES.- Se establece que los jardines particulares requieren del 20 % del consumo domiciliario. Esto se tendrá en cuenta, sobre todo en zonas residenciales.

11º.- PERDIDAS Y DESPERDICIOS EN LA RED.- Las pérdidas y desperdicios dependen de como ha sido diseñado el sistema, del funcionamiento del servicio, del grado cultural de la población, de las construcciones etc.

Existen pérdidas inevitables, las que siempre se presentarán en toda canalización de agua cualquiera que sean los cuidados que se tengan en su mantenimiento.

### 2.3.3.- RECOMENDACIONES SEGUN NORMAS.-

-La Dirección de obras sanitarias del Ministerio de Vivienda y construcción toma en cuenta la población numérica así como el clima del lugar :

POBLACION		DOTACION (lit/per-dia)	
Hab.		CLIMA FRIO	CLIMA TEMPLADO. Y calos.
2,000	10,000	120	150
10,000	50,000	150	200
mayor de 50,000		200	250

-El reglamento de la ESAL, que es el que sigue la ESAT para sus proyectos, recomienda que para pueblos jóvenes cercanos

a la metrópoli se tome la misma Dotación, dado que a la ~~har~~ ga se incorporarán a está . Caso de Lima la Dotación es de 300 lit/per./día.

-El Plan Nacional de agua potable rural del Ministerio de Salud, ha realizado estudios tanto del medio geográfico como del Status socio-económico, lo que se resumen:

LOCALIDAD ( COSTA )	POBLACION ACTUAL	PERIODO <u>BISEÑO</u>	DOTACION lit/per./día
Santa	3,870	20	120
Culebras	2,370	20	120
Puerto Supe	5,400	20	150
Samanco	4,000	20	130

- EL Programa Académico de Ing. Sanitaria de la UNI, según apuntes distadas por el Ing. PELUCKER, encontramos:

TIPO SERVICIO	DOTACIONES(lit/per-día)	
Doméstico	75-	250
Público	20-	55

-FAIR-GEYER Y OKUN, altas autoridades en materias de Ing.Sa nitaria, recomiendan:

TIPO CONSUMO	DOTACION (lit/per-día)	PROMEDIO
Domestico	57-265	190
Comercial e Industrial	37.9- 379	245
Público	19- 75.5	37.9
Consumo no registrado	37.9 -152	94

-Según la Gaceta Venezolana, los valores están asignados, se gún el área de lotes

VEVIENDA UNIFAMILIAR	DOTACION(lit/día)
hasta 200 M <sup>2</sup>	----- 1,500

VIVIENDA UNIFAMILIARDOTACION(lit/día)

201-300	-----	1,700
301-400	1/4-----	1,900
401-500	-----	2,100

En nuestro medio, para pueblos jóvenes que generalmente son viviendas unifamiliares, asumiendo un promedio de 200 M<sup>2</sup>/lote y una composición familiar de 6 personas se tendrá Dotación de 250 lit/per-día.

-Según estas normas se incluyen riegos, desperdicios, etc.

2.3.4.- DOTACION ADOPTADA PARA JERUSALEN.- De acuerdo al análisis anterior, teniendo en cuenta el clima cálido del lugar, sus características tanto de crecimiento poblacional, así como socio-económicas y atendiendo a las recomendaciones de la ESAL dada la cercanía de JERUSALEN a la ciudad de Trujillo ( a 4 Km. del perímetro urbano).

Tomamos: 250 lit/per-día.

Hacemos notar que la Empresa de Saneamiento de Trujillo (ESAT) en todos sus proyectos para pueblos jóvenes considera esta dotación la cual a nuestro entender, teniendo en cuenta las consideraciones expuestas es lo adecuado.

2.4.- VARIACIONES DE CONSUMO.- El consumo de agua en una población, como hemos visto en el acápite anterior, dependen de múltiples factores, siendo por ello muy variable año-año, mes-mes, día-día,. El estudio de estas variaciones se hace mediante procedimientos gráficos ( Diagramas, Hidrogramas, etc).

2.4.1.-CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL.- ( Q<sub>p</sub>).- Es el consumo promedio, registrado en una población, cada uno de los -

días, durante el año.

Este consumo expresado en lit/seg. es la que se conoce como: GASTO PROMEDIO DIARIO ANUAL ( $Q_p$ ) y que sirve como referencia ( 100 % ) para el estudio de las variaciones de consumo.

- Las variaciones más importantes en nuestro medio son las mensuales, diarios y los horarios.

2.4.2.- VARIACIONES MENSUALES.- Son las más altas en los meses de verano. El calor de esta estación, origina un mayor  $\frac{1}{2}$  uso del agua, tanto en el servicio doméstico, como en los servicios públicos por riegos con mayor frecuencia de jardines y calles.

- En los lugares donde los inviernos son fríos, casos de nuestras serranías los consumos son generalmente menores, salvo aquellos casos en que por temperaturas muy bajas, se originan congelaciones en las tuberías, representando un peligro de roturas por aumento de volumen, per lo que se recomienda dejar las cañerías domiciliarias abiertas, para permitir el flujo del agua .

2.4.3.- Variaciones Diarias.- Estas son muy notables, especialmente durante los meses de máximo consumo, debidas a causas muy variables, así tenemos: El clima, los hábitos de los pobladores, características del poblado etc.

Estudios realizados en nuestro medio han determinado un consumo máximo diario que oscila entre el 120 % y 130 % y un mínimo comprendido entre el 90 y 105 % del gasto promedio anual ( $Q_p$ ). Es así que el coeficiente de variación respecto al  $Q_p$  está comprendido entre 0.90 y 1.30 . Para el presente proyecto será de sumo interés el coeficiente máximo de variación diaria ( $K_1 = 1.3$ )

se sabe que el agua al pasar del estado líquido a sólido  
umenta su volumen

2.4.4.- VARIACIONES HORARIAS.- Están relacionadas íntimamente con el régimen de vida y el tamaño de la población. En una población pequeña, de costumbres similares (tipo dormitorio), las variaciones son bastantes grandes. En unidades vecinales, las variaciones son de 80 % hasta 250 % del promedio diario anual ( $Q_p$ ). En poblaciones grandes, donde el consumo a toda hora es casi constante, las variaciones son pequeñas.

El mayor consumo es lo que se denomina gasto máximo horario (QM<sub>H</sub>) y su coeficiente de variación se designa por K<sub>2</sub>.

CONSUMO MAXIMO MAXIMORUM.- Es el máximo consumo horario registrado en el día de máximo consumo. Su variación es generalmente de 240 a 280 % del gasto promedio anual ( $Q_p$ ).

Para el presente estudio, teniendo en cuenta las consideraciones anteriores se adoptarán los siguientes coeficientes de variación:

En resumen: se tienen los siguientes coeficientes de variación:

<u>CONSUMO</u>	<u>% VARIACION</u>		<u>COEFICIENTE DE VARIACION</u>	
	<u>MIN</u>	<u>MAX</u>	<u>MIN</u>	<u>MAX</u>
Diario	90	130	0.90	1.30
Horario	20	200	0.20	2.00
Max.Maximorum	240	270	2.40	2.80

Para el presente proyecto, teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en los acápites anteriores adoptamos los siguientes coeficientes de variación máxima.

K1	1.30
K2	2.00
K3	2.60

#### 2.4.5.- GASTOS DE DISEÑO.-

Gasto promedio diario ( Qp)

Para una población de 20,850 Hab y una dotación de 250 lit/per/día se tiene:

$$\frac{250 \times 20,850}{86,400} = 60.33 \text{ lit/seg.}$$

Gasto Máximo Diario.- ( QMD).-

$$QMD = K1.Qp \dots 1.30 (60.33) = 78.43 \text{ lit/seg.}$$

Gasto Máximo Horario ( QMH).-

$$QMH = K2.Qp = 2( 60.33) = 120.66 \text{ lit/seg.}$$

Gasto Mínimo Horario ( QMH) .-

$$\text{asumiremos } 0.2 Qp = 0.1( QMH) = 12.066 \text{ lit/seg.}$$

Gasto Máximo Maximorum ( QMM).-

$$QMM = K1.K2.Qp = K3.Qp = 2.6(60.33) =$$

$$QMM = 156.86 \text{ lit/seg.}$$

2.6.- DEMANDA CONTRA INCENDIO.- Hemos visto que se ha proyectado para la zona, un sector destinado a pequeña industria y comercio; por lo que tendrá que preverse su protección en caso de un siniestro o incendio. Así mismo por ser de Jerusalén un pueblo propenso a un rápido crecimiento, poblacional, hace que se tenga en cuenta una reserva para incendio. El reglamento nacional de construcciones, recomienda que para poblaciones menores de 10,000 hab. no se considere esta demanda, salvo en lugares plenamente justificadas.

Jerusalén con una población actual de 10,720 Hab. y 20,850 hab. proyectados a 1,990 y teniendo en cuenta las consideraciones expuestas y además contando con la Cia de Bomberos de la Ciudad de Trujillo, la cual se encuentra a solo 10 minutos, debe contar con este servicio, por lo que se tendrá en cuenta en este proyecto.

## 2.7.- DEMANDA INDUSTRIAL.-

Dentro de la dotación adoptada se ha previsto esta demanda, ya que por tratarse de industria pequeña no requiere de mayores consideraciones.



## CAPITULO III

### ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA DISPONIBLES

#### 3.1.- Generalidades

#### 3.2.- Hidrografia de la cuenca del Rio Moche

#### 3.3.- Hidrologia de la cuenca del Rio Moche

##### 3.3.1.- Aguas Superficiales

a.- Sist. de control, operaci3n y registro de datos

b.- Embalse de lagunas en la cuenca alta

c.- An3lisis de informaci3n disponible:

1.- An3lisis Hidrol3gico General.

2.- Comportamiento estacional del Rio Moche

d.- Resumen de desacargas y vol3menes del Rio Moche.

e.- Calidad de las aguas superficiales

##### 3.3.2.- Aguas subterr3neas

a.- Generalidades

b.- Caracter3sticas Hidrol3gicas de la Napa Fre3tica

c.- Determinaci3n del volumen de recarga de la napa

d.- Calidad de las aguas subterr3neas ( Pozo El)

#### 3.4.- Uso y Administraci3n de las Aguas

- Descripci3n general

- Uso actual en el valle de Moche

##### 3.4.1.-Uso agr3cola

a.- Agua superficial para uso agr3cola

b.- sistema de distribuci3n del agua

c.- Agua subterr3nea para uso agr3cola

##### 3.4.2.- Uso Dom3stico

##### 3.4.3.- Uso Industrial

#### 3.5.- Conclusiones sobre estudio de fuentes de agua en el

Valle de Moche.

## CAP. III.- ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA

### 3.1.- GENERALIDADES.

Para el presente Proyecto de Abastecimiento de Agua, para el P.P.P.J.J. Jerusalem, se ha estudiado e investigado las fuentes de agua disponibles, para luego de un minucioso estudio de - terminar la más adecuada, desde los puntos de vista básicos: Técnico-Económico.

- En general las fuentes de agua en la zona del presente proyecto los podemos agrupar:

- Fuentes de aguas superficiales
- Fuentes de aguas subterráneas

Las fuentes superficiales constituida principalmente por las aguas de escorrentia, para el caso, los del Río Moche y afluentes, así como lagunas de la parte alta de la cuenca.

- Las fuentes de Aguas subterráneas, constituidas por Manantiales de fondo y ladera, así como por las aguas del acuífero subterráneo.

El presente capítulo lo hemos dividido en dos partes:

#### A.-HIDROGRAFIA DE LA CUENCA DEL RIO MOCHE.

En la que se describe, las características físicas, geográficas de la cuenca del río Moche, así como su origen y sus principales afluentes.

#### B.-HIDROLOGIA DE LA CUENCA.

La que comprende el estudio y determinaciones a partir de informaciones, a partir de datos existentes de :

- Aguas superficiales
- Aguas subterráneas.

### 3.2.- HIDROGRAFIA DE LA CUENCA DEL RIO MOCHE.-

- El río Moche, perteneciente al sistema Hidrográfico del Pacífico, tiene sus orígenes en la LAGUNA GRANDE, sobre los 3,988 metros sobre nivel del mar, en las cercanías del Asiento Minero de QUIRUVILCA.
- Su cuenca cuenta con una área total de drenaje, hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, de 2,708 Km<sup>2</sup> y una longitud máxima de recorrido, desde sus nacientes hasta su desembocadura, de 102 Km., presentando una pendiente promedio de 4%.
- La pendiente se presenta aún más pronunciada en los Afluentes, llegando como el caso de la quebrada LA CUESTA hasta un valor de 16 %.
- Así mismo se ha establecido que la cuenca colectora húmeda o " CUENCA IMBRIFERA" es de 1,418 Km<sup>2</sup>, habiéndose fijado este límite en la costa de los 1,500 m. sobre nivel del mar, esta cifra representa solo el 52% del área total y es la que sensiblemente contribuye al Escurrimiento Superficial.
- En líneas generales, la cuenca tiene una forma alargada que se ensancha a medida que el río se acerca a su desembocadura característico cono de DEYECCION de los ríos.
- Sus dimensiones promedio son 96Km. de largo y 25 Km. de ancho los lados que siguen su sentido longitudinal, corresponden a la línea de cumbres descientes que la separa de las cuencas de los ríos CHICAMA por el Norte y VIRU por el Sur, los lados menores limitan, por el este con la CUENCA DEL RIO SANTA y por el oeste con el OCEANO PACIFICO.
- El río Moche discurre desde sus nacientes hasta su desembocadura en el Océano Pacífico en forma sinuosa ya que en un

El primer tramo, desde sus nacientes hasta las cercanías a la localidad del TUCO, corre en sentido Noreste a Sureste. Adoptando posteriormente el sentido Sureste a Noreste hasta su confluencia con el río OTUZCO para finalmente a partir de este punto tomar un rumbo Noreste a Suroeste, desembocando en esta forma en el Océano Pacífico.

-Esta cuenca, como la mayoría de los ríos de las costas, es de fondo profundo y quebrado, con fuerte pendiente, presentando un relieve escarpado y en parte abrupto, cortado por quebradas profundas y estrechas gargantas. Se encuentra limitada por cadenas de cerros que en dirección al Océano Pacífico, muestran un descenso sostenido y rápido del nivel de cumbres. La parte superior de la cuenca, presenta por efecto de la DEGLACIACION, cierto número de lagunas y en la parte inferior del valle, se ha formado como consecuencia de la brusca disminución de la pendiente, un pequeño CONO DE DEYECCION o llanura aluvial, producto de la deposición del material transportado por el río.

-El escurrimiento superficial del río Moche se debe primordialmente a la precipitación estacional que cae sobre las laderas occidentales de la Cordillera de los Andes.

-La información pluviométrica existente ha permitido establecer preliminarmente, que las precipitaciones se concentran durante los meses de Enero a Abril, inclusive, correspondiendo el periodo de sequías extremas a los meses de Junio a Setiembre.

-El río Moche nace en la laguna Grande, con el nombre de "Río Grande". Al pasar por la localidad de SHOREY toma el

nombre de " RIO SAN LORENZO " y luego " RIO CONSTANCIA " .  
A más de 14 km. de su origen, en la localidad de San Juan toma el nombre de " RIO MOCHE ", el mismo que conserva hasta su desembocadura en el mar.

- Sus afluentes principales, por la margen derecha, son los ríos o quebradas MOTIL ( 82 Km<sup>2</sup> ), CHOTA ( 98 Km<sup>2</sup> ), OTUZCO ( 184 Km<sup>2</sup> ), CUMBRAY ( 496Km<sup>2</sup> ) y CATUAY ( 106 Km<sup>2</sup> ).
- Por la margen izquierda tiene el río CHANCACAP ( 122 Km<sup>2</sup> ) .

### 3.3.- HIDROLOGIA DE LA CUENCA DEL RIO MOCHE.-

DESCRIPCION GENERAL.- Nos ocuparemos básicamente de las aguas superficiales y aguas subterráneas.

La evaluación de las disponibilidades hídricas de la cuenca del Río Moche, tanto en magnitud como en su variabilidad a través del tiempo, así como la determinación de sus características más importantes, es el objetivo principal hacia donde está orientada esta parte del estudio. Una información hidrológica adecuada permitirá elaborar esquemas integrales de aprovechamiento que contemplen un uso racional e intensivo del recurso, mejorando en esta forma la situación actual del valle.

Este análisis comprende las aguas superficiales y subterráneas. La cuenca del Río Moche, tiene una extensión aproximada de 2,708 km<sup>2</sup> con una cuenca número de 1.418 Km<sup>2</sup> es decir que el 52 % del área total se encuentra situada por encima de la costa de los 1,500 m. s. n. m.

De acuerdo al inventario de uso actual de la tierra elaborado en Noviembre del año de 1,971 por la ONERN, se ha establecido que el valle agrícola de Moche tiene una extensión Global de 19,940 Ha. estando bajo cultivo solo 10,500 Ha.

estando bajo cultivo solo 10,500 Ha. ello se debe en parte a que las aguas superficiales del Río Moche no abastece completamente los requerimientos del valle, debiendo recurrirse en época de estiaje, al uso intensivo del agua del subsuelo no existiendo en la cuenca estructuras de Regulación con fines de desarrollo agrícola.

- La cuenca alta no presenta nevados de importancia que contribuya a mejorar el régimen de descargas del Río Moche, en época de ESTIAJE; el escurrimiento superficial se origina únicamente por las precipitaciones estacionales que caen en las laderas del flanco occidental de la Cordillera de los Andes.
- Conrelación a las estructuras de medición, el Río Moche cuenta, con la estación Limnimétrica del QUIRIHUAC, ubicada frente al pueblo del mismo nombre y bajo el puente de la carretera que va de Trujillo a Huamachuco. Esta sección de control mide los recursos de una cuenca colectora de 1,864 Km<sup>2</sup>. de extensión, siendo el área de la cuenca total de 2,708 Km<sup>2</sup>.
- Su ubicación no le permite medir la totalidad de los recursos superficiales discurrentes, ya que, aguas arriba de esta estación de afloramiento, existen 6 tomas pequeñas cuya capacidad máxima de captación en conjunto ha sido estimada en 1.80 m<sup>3</sup>/seg.
- Se ha considerado los registros de descargas diarias a partir del año 1,931 a 1970 para el presente análisis hidrológico.

‡ El análisis de esta información pone de manifiesto que el Río Moche, al igual que la mayoría de los ríos de la Costa, presenta características propias de torrente, observándose marcadas diferencias entre



sus parámetros extremos; así la descarga, máxima controlada ha sido de  $556.88 \text{ m}^3/\text{ség.}$  y la mínima de cero siendo la media anual de aprox. de  $9.53 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que equivale a un volumen medio anual de  $300'743,000 \text{ M}^3$ . Se ha pedido, apreciar además que el río Moche, en el año 1,951, se secó totalmente durante 5 meses consecutivos, de Agosto a Diciembre, no habiéndose repetido este fenómeno en años anteriores ni posteriores.

‡ El análisis de los recursos de aguas subterráneas ha sido realizado en base a los estudios y trabajos efectuados en la zona por la Corporación de Fomento Económico y Social de la Libertad (CORLIB) y por la Cooperativa Agraria de Producción Laredo LTDA. No 16. De dicha información, se ha pedido establecer que el valle de Moche dispone de 410 pozos perforados, de los cuales 385 están en explotación.

‡ De los actualmente explotados, se viene extrayendo un volumen total anual de  $52'000,000 \text{ M}^3$ , contándose adicionalmente con un volumen de  $6'850,000 \text{ M}^3$  que se obtiene de puquios y manantiales.

Del total disponible,  $43'960,000 \text{ M}^3$  (74.7%) se destina para cubrir las demandas del sector agrícola.

### 3.3.1.- AGUAS SUPERFICIALES.-

#### a).- SISTEMA DE CONTROL OPERACION Y REGISTRO DE DATOS .-

- El río Moche cuenta con una estación de Aforos, la de QURIHUAG, situada al frente del mismo nombre, al pie del puente de la carretera que va de Trujillo a Huamachuco. Es controlada por la Administración Técnica de Aguas del Río Moche, disponiéndose de registros de descargas diarias desde el mes de Enero

de 1,912.

- Esta estación, de tipo Linnimetro se encuentra ubicada en un tramo recto del río, presentando un ancho en la sección de 36 m. dispone de una mira de fierro de 3m. de altura, la que se halla fijada en la margen izquierda

- La estación se halla localizada en las coordenadas geográficas  $78^{\circ} 52'$  de longitud oeste y  $8^{\circ} 04'$  de latitud sur y a 170m snm, domina un área de la cuenca de 1,864 Km<sup>2</sup>., de la cual corresponde a la cuenca húmeda 1,398 Km<sup>2</sup>.

- Su ubicación no le permite registrar íntegramente el caudal total disponible en cabecera de valle, debido a que Aguas arriba existen 6 tomas denominadas CATUAY, SANTA ROSA, JESUS MARIA No 1 y 2 y QUIRIHUAC No 1 y 2, estas obras son pequeñas y captan un total de 1.8 m<sup>3</sup>/seg. Si se considera que generalmente estas tomas trabajan a un 50 % de su capacidad y que en parte del año no reciben recursos, puede aceptarse que el caudal que escapa a la medición de QUIRIHUAC no tiene mayor importancia.

- El procedimiento de AFORO es diferente según el caudal que discurre en el río, así, para caudales mayores de 14m<sup>3</sup>/seg. se utiliza el método de flotadores, utilizando generalmente 3, los cuales son arrojados, uno al medio y los otros 2 a los extremos del cauce húmedo.

En este punto se mide las velocidades, considerando un tramo de 20 m de largo, escogido convenientemente. Luego desde el puente se realiza los sondeos para determinar la sección, en verticales distancias cada 2m. esto se hace empleando un lastre de 15 Kg. amarrado al extremo de una soga. Para caudales menores de 14 m<sup>3</sup>/s, los aforos se hacen por vadeo, utilizando un correntómetro marca Gurley, efectuándose las mediciones verticales cada metro.

- La r

-La frecuencia de Medición es diaria, siendo estimado a veces cuando el cauce es muy elevado.

- Para épocas de Estiaje se ha construido un medidor Parshall de 12 pies de ancho en la garganta con limnigrafo y ubicado 20m algunas abajo de la toma .

b).- EMBALSE DE LAGUNAS EN LA CUENCA ALTA.-

En época de estiaje, la agricultura del valle del río Moche se ve precisada a recurrir al uso intensivo del agua del sub-suelo para tratar de asegurar su normal desenvolvimiento, pues el volumen de agua disponible en el río, en esa época, es muy reducido, no habiéndose ejecutado obras de regulación, en la cuenca alta, para dicho fin.

Con fines de uso doméstico e industrial, la compañía minera NORTHERN PERU MINING CORPORATION, concluyó en el año 1,966 el represamiento de la laguna de " LOS ANGELES " para un volumen utilizable de 250,000 M<sup>3</sup> se debe destacar que esta obra constituye una derivación de la cuenca del río Santa y sirve para abastecer de agua potable a los pueblos de QUIRUVILCA y SHOREY siendo usada también para el tratamiento del mineral. Se puede afirmar que esta obra no afecta mayormente al escurrimiento natural del río Moche,.

c.) ANALISIS DE LA INFORMACION DISPONIBLE.-

1.º Análisis Hidrológico General .-

Los requerimientos de agua del valle de Moche no son cubiertos por la disponibilidad hidricas, siendo necesario recurrir en un alto porcentaje al uso de agua Subterránea, sobre todo en esta época de Estiaje. Además no existen obras de regulación que puedan aliviar la aguda escasez que se experimenta en dicho periodo .

CUADRO N° 1-RH  
INFORMACION ANUAL DEL RIO MOCHE  
 (Estación Quirihuaac)

Año	Volumen Total Anual (Millones de m3.)	Descarga Media Anual (m3/seg.)	Descarga Máxima ( m3/seg. )	Descarga Mínima ( m3/seg. )
1931	136.718	4.34	47.85	0.08
1932	302.189	9.56	61.11	0.51
1933	738.348	23.41	550.00	0.41
1934	556.873	17.66	137.75	0.52
1935	394.275	12.50	129.42	0.20
1936	344.515	10.89	58.30	0.23
1937	119.809	3.80	51.56	0.12
1938	196.170	6.22	64.68	0.03
1939	230.723	7.32	49.23	0.52
1940	198.463	6.28	59.79	0.07
1941	249.675	7.92	226.27	0.06
1942	98.164	3.11	22.00	0.06
1943	315.375	10.00	81.31	0.09
1944	367.767	11.63	152.33	0.00
1945	382.389	12.13	250.16	0.19
1946	476.188	15.10	347.40	0.59
1947	325.529	10.32	115.16	1.50
1948	563.081	17.81	556.88	0.14
1949	248.360	7.88	94.82	0.08
1950	77.085	2.44	56.00	0.04
1951	105.757	3.35	30.80	0.00
1952	389.088	12.30	170.16	0.00
1953	443.707	14.07	94.32	0.26
1954	270.930	8.59	93.26	0.07
1955	250.117	7.93	132.75	0.12
1956	461.374	14.59	212.88	0.13
1957	422.852	13.41	197.92	0.09
1958	192.034	6.09	88.32	0.05
1959	278.611	8.83	117.49	0.06
1960	211.508	6.69	198.63	0.08
1961	167.552	5.31	43.91	0.06
1962	471.836	14.96	180.30	0.06
1963	187.328	5.94	117.56	0.04
1964	391.937	12.39	119.18	0.28
1965	211.715	6.71	78.39	0.18
1966	203.081	6.44	58.40	0.09
1967	491.631	15.55	337.00	0.19
1968	53.101	1.68	23.41	0.04
1969	227.246	7.21	91.81	0.08
1970	287.150	9.11	96.10	0.33

- El análisis hidrológico ha sido ejecutado con la información de descargas diarias registradas en la estación de AFOROS de QUIRIHUAC, para el periodo 1,931-1,970, habiéndose elaborado una serie de cuadros que permiten evaluar, en forma objetiva, las características y variaciones en el río Moche.

En el cuadro No 1-RH. se muestra la relación cronológica de las descargas anuales medias, así como la masa total para todo el periodo considerado. Puede apreciarse que la descarga máxima *Maximerum* ha sido de  $556.88 \text{ M}^3 / \text{seg.}$  y la *Minima Minimerum* de cero. Se observa además que el volumen anual se presentó en el año 1,933 con una masa total de  $788'348,000 \text{ M}^3$  y que el mínimo anual se registró en 1,968 con  $53'101,000 \text{ M}^3$ .

-Con respecto a los valores medios, el volumen medio anual es de  $300'743,000 \text{ M}^3$  equivalente a  $9.53 \text{ M}^3 / \text{seg.}$

Se estableció así mismo que la descarga media anual máxima fue de  $24.41 \text{ M}^3 / \text{seg.}$  y la media anual mínima de  $1.68 \text{ M}^3 / \text{seg.}$

- En base al volumen medio anual y al área de la cuenca húmeda se calculó el rendimiento medio anual, resultando de  $215'123 \text{ M}^3 / \text{km}^2$ .

## 2.- Comportamiento Estacional del río Moche.-

Las variaciones estacionales del régimen de descargas son una respuesta directa al comportamiento de las precipitaciones que ocurren en la región, principalmente en la cuenca alta.

El régimen natural, se ha dividido en tres periodos, que conforman un ciclo anual en las variaciones que son:

- PERIODO DE AVENIDAS
- PERIODO DE ESTIAJE
- PERIODO DE TRANSICIONAL
- PERIODO



ANEXO V RECURSOS HIDRICOS

CUADRO N° 2

DESCARGAS MEDIAS MENSUALES DEL RIO MOCHE

Estación Quirihuaac

( m<sup>3</sup>/seg. )

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1931	2,25	2,14	11,61	24,64	2,50	1,04	0,60	0,39	0,30	1,12	0,37	5,15
1932	10,42	26,32	15,86	21,70	14,48	4,23	1,75	1,63	1,01	1,26	3,12	13,70
1933	16,75	40,21	122,43	86,47	7,64	2,68	2,21	0,78	1,12	1,72	0,73	0,76
1934	12,46	23,28	82,74	65,26	16,76	3,61	3,12	1,53	0,85	0,96	0,95	0,92
1935	1,56	3,06	44,48	35,27	9,81	1,84	1,11	0,90	0,48	1,51	14,12	35,02
1936	29,64	11,34	23,37	25,58	29,29	3,14	1,59	0,93	1,15	2,46	1,36	0,50
1937	1,50	1,95	16,43	11,10	2,20	0,90	0,50	0,23	0,28	0,86	3,11	6,35
1938	1,58	11,12	21,34	25,68	8,29	2,49	0,91	0,54	0,49	0,64	0,20	1,96
1939	3,97	7,28	18,01	25,96	12,58	5,13	2,46	1,50	2,69	2,40	1,25	4,78
1940	7,15	11,05	15,29	22,17	8,21	3,25	0,93	0,45	1,06	3,62	1,41	1,13
1941	9,22	32,54	39,48	3,22	7,10	0,85	0,66	0,51	0,37	0,10	0,58	1,91
1942	2,08	4,14	4,68	9,82	11,30	2,39	1,00	0,51	0,37	0,27	0,23	0,67
1943	2,11	33,26	25,36	38,75	11,49	2,33	1,28	1,08	0,72	0,96	1,11	3,90
1944	4,60	26,80	59,72	29,71	14,41	2,09	0,95	0,41	0,21	0,10	0,06	1,01
1945	9,68	24,11	66,71	42,25	8,36	1,65	0,77	0,49	0,45	0,39	0,68	1,01
1946	30,40	23,19	32,41	62,37	20,27	2,28	1,90	1,04	0,79	1,69	3,18	2,74
1947	4,25	7,04	14,77	47,96	21,87	5,88	2,99	2,23	2,55	3,17	4,02	7,42
1948	107,63	16,33	17,22	26,19	13,60	2,70	1,65	1,16	0,46	11,37	13,14	1,23
1949	0,57	7,85	39,03	28,96	12,18	2,19	0,97	0,41	0,25	0,28	1,65	0,22
1950	0,49	6,16	4,78	10,08	1,04	0,62	0,37	0,17	0,09	0,32	0,87	4,74
1951	2,58	12,91	10,50	12,56	1,89	0,51	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1952	16,78	15,27	56,35	47,38	6,18	2,25	0,69	0,25	0,00	0,14	0,00	2,58
1953	13,38	49,22	42,54	39,89	11,35	2,45	1,05	0,52	0,93	0,71	4,42	5,50
1954	16,86	8,27	48,38	11,44	4,52	1,46	0,51	0,26	0,23	3,75	5,71	1,17
1955	6,06	34,89	28,70	11,68	5,89	3,30	0,68	0,26	0,58	1,84	1,10	2,23
1956	10,49	35,86	70,16	44,07	7,95	2,04	0,68	0,35	0,30	3,43	0,53	0,22
1957	1,14	20,76	54,88	67,23	11,17	2,18	0,83	0,30	0,50	0,38	1,34	1,47
1958	6,13	9,43	35,08	14,48	4,63	1,26	0,42	0,26	0,11	0,96	0,14	0,23
1959	0,12	5,46	24,88	48,77	13,66	1,93	0,82	0,31	0,37	1,76	2,18	6,02
1960	7,72	18,06	30,77	15,83	3,90	0,90	0,32	0,21	0,48	0,75	0,66	1,11
1961	9,26	5,09	18,34	16,10	7,58	2,23	0,50	0,14	0,08	0,17	0,99	3,18
1962	15,63	31,86	68,23	52,63	7,42	2,31	0,76	0,36	0,25	0,26	1,07	0,28
1963	0,41	0,64	24,62	28,43	6,57	0,79	0,35	0,18	0,06	0,27	1,43	7,23
1964	9,82	16,56	38,83	59,12	10,80	1,89	0,78	0,84	0,68	3,25	6,68	0,85
1965	1,70	3,39	37,01	20,58	6,82	1,33	0,58	0,32	0,43	1,66	3,37	3,02
1966	30,30	10,20	11,46	9,95	5,95	0,89	0,38	0,19	0,19	3,00	3,94	0,85
1967	22,05	94,59	49,36	13,09	5,94	1,43	0,80	0,35	0,24	3,42	1,21	0,74
1968	0,69	1,10	7,75	4,80	0,51	0,24	0,13	0,11	0,24	2,16	1,58	0,82
1969	0,62	4,63	27,65	29,96	3,80	1,89	0,45	0,17	0,13	0,78	3,73	12,64
1970	28,18	4,37	7,99	24,12	18,06	3,52	0,96	0,59	0,87	3,90	5,75	10,44



El periodo de avenidas empieza aproximadamente la primera quincena del mes de Enero y se manifiesta con los primeros repuntes notables del rio, terminando la segunda quincena de Abril. El periodo transicional entre avenidas y estiajes empieza al finalizar el periodo de avenidas ( 2da. quincena de Abril) y se prolonga hasta la mitad del mes de Junio.

El periodo estiaje sucede luego, prolongándose hasta la época de avenidas ( mitad de enero).

En el cuadro No 1-RH se puede apreciar que el rio Moche descarga el 76% de su volumen total anual durante el periodo de avenidas y solo un 15% durante el de Estiaje.

Los resultados de estos análisis se muestran en los cuadros RH-1 y RH-2 donde se aprecian las fichas que comprende cada periodo: Además en cuadro RH-2 se puede apreciar que el rio Moche descarga el 76% de su volumen total anual durante el periodo de avenidas que es de duración muy corta 3.5 meses y tan solo el 5% durante el periodo de estiaje y que es larga duración ( 7 meses ).

En su cuenca húmeda, pues, como ya es mencionado, no existen en la cuenca alta nevada de importancia que contribuyan, por efecto del deshielo, a modificar el escurrimiento superficial ni tampoco obras de regualación de importancia.

Mediante el análisis de los hidrogramas de descargas diarias ha sido posible dividir el régimen natural.

## d) Resumen de Descargas y Volúmenes del Río MOCHE.

Datos presentados en los cuadros anteriores nos permiten los siguientes parámetros para el Río Moche:

MODULO ANUAL = 9.53 m<sup>3</sup>/seg.  
 MAXIMO MEDIO ANUAL 23.41 m<sup>3</sup>/seg.  
 MINIMO MEDIO ANUAL = 1.68 m<sup>3</sup>/seg.  
 MAXIMO MAXIMORUM 556.88 m<sup>3</sup>/seg.  
 MINIMO MINIMORUM 0.000

VOLUMEN MEDIO ANUAL= 300'743,000 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN MAXIMO ANUAL= 738'348,000 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN MINIMO ANUAL= 53'101,000 m<sup>3</sup>

## RENDIMIENTO MEDIO ANUAL :

CUENCA TOTAL ..... 161,342 m<sup>3</sup>/ Km<sup>2</sup>  
 CUENCA HUMEDA..... 215,123 m<sup>3</sup>/ Km<sup>2</sup>

CARACTERISTICAS MENSUALES Y ANUALES DE LAS DESCARGAS DEL RIO MOCHE

Estación de aforos: QUIRIHUAC Area de la cuenca hasta la estación de aforo

Ubicación

Longitud 78º 52'

Area total : 1,864 Km2

Latitud 8º04'

Area Húmeda : 1,398 Km2

Altura 170 m SNM

PERIODO DE REGISTRO CONSIDERADO: 40 AÑOS (1,931-1970)

DESCRIPCION

MESES

Caudal prom.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
MAX. DIARIO	557	337	550	347	88	12	5.9	3.8	7.7	41	64	78
MAX.MENSUAL	408	95	123	87	29	5.9	3.1	2.2	2.7	11	14	35
MAX. DIARIO	0.06	0.1	0.9	0.9	0.3	0.16	0.	0.	0.	0.	0.	0.
min.mensual	0.12	0.6	4.7	3.2	0.5	0.24	0.13	0.	0.	0.	0.	0.
DIF MENSUAL	107	94	118	83	29	5.6	3.0	2.2	2.7	11.4	14.1	35

NOTA.- Los valores de las descargas están dadas en M3/seg.

Una consideración importante de anotar es la tendencia a decrecer el volumen de la descarga anual, siendo apreciable a largo plazo, así tenemos que para el periodo 1951-1950 el volumen medio anual fué de 315'800000 M<sup>3</sup> mientras que para el periodo de 1951-1970 fue de 285'500,000 M<sup>3</sup> o sea una baja 30'300,000 M<sup>3</sup> ( 10%) con respecto al anterior.

- Respecto a la demanda agrícola del valle, se ha establecido que la deficiencia de agua es notoria durante gran parte del Periodo ( 16 años), lo cual parece indicar que no es de esperar una mejoría la crítica situación actual, más aún con la tendencia a decrecer de las descargas.

‡ Consecuentemente, es de necesidad regular el régimen de descargas del río Moche y/o buscar nuevas fuentes de agua, ya que los recursos disponibles, al no poder ser regulados en su totalidad por limitaciones de orden topográfico, no podrán cubrir los requerimientos de agua del sector agrícola.

#### CALIDAD DE AGUAS SUPERFICIALES.-

Las muestras tomadas en diferentes puntos así como en la estación de AFOROS de QUIRIHUAC y en los tomes de canales principales, indican la presencia de sales, aumentando a medida que se desciende desde la parte alta hacia el litoral, siendo por tanto recomendable que las aguas de la zona costera sean utilizadas en suelos de buena permeabilidad, debiendo ser el cultivo seleccionado tolerante a la sal no existiendo peligro por su contenido de sodio.

-La sal imperante en las muestras tomadas en el valle es el Sulfato de Calcio; el contenido de Boro, no representa ningún peligro, estando por debajo del límite permisible.

- El PH del agua varia entre 3.9-7.6; predominantemente Acida en la parte alta del Valle y tendiendo a básica ( sales) hacia la parte costera.

- Además se encuentran elementos tóxicos y elementos Nocivos lo que representan un peligro tanto para la labor agrícola, como para el abastecimiento humano, todas estas apreciaciones se hacen teniendo en cuenta las normas de potabilidad de las aguas.

† uno de los análisis químicos dan para las aguas de la zona alta en PH de 3.3, lo que significa que estas son acidas y de uso negativo para todo tipo de cultivo; esto, como consecuencia de la concentración de elementos de características acidas altamente nocivos y tóxicos. Destacando la presencia de :

- CIANURO = 23 ppm
- ARSENICO = 251 ppm
- ALUMINIO = 26 ppm

† Otros de los análisis posteriores dan para las aguas un PH de 6.10 aparentando la existencia de condiciones normales presentando sin embargo elementos tóxicos :

- PLOMO 83 ppm
- CIANURO= 42 ppm
- ARSENICO=200 ppm
- SELENICO=37 ppm

Esto representa un peligro inclusive para la utilización pecuaria.

† MINAS. NPMC -----CONCLUSIONES  
 !  
 !-----ELEMENTOS TOXICOS.

### 3.3.2.- AGUAS SUBTERRANEas.-

#### a) GENERALIDADES.-

Uno de los recursos más importantes con que cuenta el valle de Moche para su desarrollo Agrícola es el constituido por el Agua subterránea; por esta razón, en base a la información existente en el área, se ha tratado de realizar un diagnóstico preliminar del uso actual del agua subterránea y de las fuentes en actual explotación.

- Las fuentes de información, las mismas que han permitido abarcar la casi totalidad del Area cultivada, han sido la COOPERATIVA AGRARIA DE PRODUCCION LAREDO LTDA. No 16 y la CORPORACION DE FOMENTO ECONOMICO Y SOCIAL DE LA LIBERTAD ( CORLIB).

De acuerdo a dichas fuentes, se ha podido establecer que en el valle de MOCHE existe 410 pozos, ubicados en la zona comprendida entre la localidad de CATUAY y la desembocadura del rio MO - CHE, de las cuales 385 se hallan en actual explotación. Además se ha detectado la existencia de puqios y drenajes, ubicados en la Cooperativa antes citada, la que las controla y explota, y manantiales, localizados a la altura del Fundo-BARRAZA y cuyos recursos se emplean para el riego de la campaña de TRUJILLO, estando bajo el control de la Administración Técnica de las Aguas de los Rios Moche y Virú.

La CORLIB estima que en el Valle de MOCHE se extrae una masa total anual de 52'000,000 M<sup>3</sup>.

- La Cooperativa Agraria LAREDO aprovecha en sus tierras una masa de 6'850,000 M<sup>3</sup>, la que proviene de puqios y drenajes, lo que hace una masa total anual de 58'850,000 M<sup>3</sup>. De este total 43'960,000 M<sup>3</sup> ( 74.7% ) se destina a la agricultura.



ó empleándose para el consumo doméstico que es de 9'200,000 M<sup>3</sup> ( 15.6 % ) y el resto 5'690,000 para el sector industrial.

- El rendimiento de los pozos TUBULARES varia de 6-70 lit/seg. El de los pozos a taje abierto fluctúa de 3 a 12 lit/seg.

- La profundidad de los pozos varia para los primeros entre 8 a 60m y para los segundos entre 6 y 12.5 m . La fuente de energia empleada en la explotación del agua subterránea varia, asi la mayoria de los pozos de LAREDO opera a base de motores eléctricos alimentados por una planta térmica y los pozos restantes del valle son accionados por motores DIESEL, a excepción de los explotados para abastecer de agua a la ciudad de TRUJILLO los que emplean, para su funcionamiento, motores eléctricos . Se ha estimado que el Acuífero del Valle de Moche, existe un volumen almacenado de 113'400,000 M<sup>3</sup>.

#### B) CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DE LA NAPA FREÁTICA.-

De los pozos existentes principalmente cercanos de la zona en estudio, se tiene uno que es utilizado para el abastecimiento del parque industrial, denominado EL, cuyo perfil, adjuntamos, del corte Geológica se puede observar ciertas características estratigráficas:

- Los primeros metros ( 12 ) son de arena fina, como hemos descrito antes sigue luego cantos rodados con una potencia de 12 m. y sigue sucesivamente cascajo y arena fina, cascajo con arena gruesa y cantos rodados hasta aprox. una profundidad de 42m. Hasta aqui con características favorables de permeabilidad.

- Sigue luego una capa impermeable de unos 7m. por composiciones de arcilla y fragmento de roca.

- Aparece otra vez estratos permeables compuestos de cantos rodados y arena gruesa con una potencia aprox. de 59m = 60 m.

- Luego aparecen estratos impermeables por arcillas compactados con arena. Se tiene también un corte Geológico del pozo denomi

nado E2, ubicado cerca al canal de irrigación " LA MOCHICA ",  
 e sea en la zona de vegetación e cultivos. Presenta las caracte-  
 rísticas siguientes:

- Como es de esperarse, la primera capa es de tierra de culti-  
 vo, de aprox. 1.5 m. siguiendo luego mas 15m. de arena muy fi-  
 na cónica, suelta características típicas del lugar.

- Siguen gravas con arenas gruesas y finas como gravillas has-  
 ta aprox. unos 60 m. a partir del cual comienza a aparecer ma-  
 terial impermeable.

De estas características podemos concluir que las característi-  
 cas geológicas del suelo, permiten el flujo subterráneo dada  
 la permeabilidad de los estratos. Así mismo, la presencia de -  
 conglomerados y Gravas, producto de rellenos cuaternarios, dan  
 a la napa, ciertas características favorables para el almacena-  
 miento del agua entre sus poros.

- La dirección e sentido del flujo de la Napa en esta zona es  
 de Sur este a Nor este y drena al Océano Pacifico.

La Gradiente Hidráulica promedio es de 0.95 ‰ ó 0.0095.

- De los pozos existentes se pueden observar que los niveles  
 estáticos en esta zona es para el pozo E2 de 37m. mientras que  
 para el pozo es de 32m. medidos ambos desde la superficie del  
 suelo. Esto es debido a la Topografía del terreno ya que El se  
 encuentra mas cerca a las playas ( mas bajo).

Estos datos nos dan una idea de la profundidad de la Napa Freá-  
 tica en la zona.

e).- DETERMINACION DEL VOLUMEN DE RECARGA DE LA NAPA.- Por el  
 ciclo hidrológico se tiene que del agua que cae a la tierra en  
 forma de lluvia ( PRECIPITACION), algunas caen directamente so

bre las superficies acuáticas; otra parte fluye sobre la tierra ( AGUAS DE ESCORRENTIA ) y hace su ruta por arroyos y ríos, formando estanques y Depósitos naturales ( Labas) así como descargando en Mares y Océanos.

Parte de ella retorna inmediatamente a la atmósfera por evaporación desde las superficies acuáticas y terrestres , así como por EVAPORACION-TRANSPIRACION de las zonas vegetativas y otra parte se infiltra en la tierra.

Parte del agua infiltrada es retenida cerca de la superficie de donde alguna cantidad se evapora directamente y otras es tomada por la vegetación para ser retomada por la atmósfera mediante la transpiración .

La Napa del Valle de Santa Catalina, consideramos que en éste se hacen riegos para la agricultura, a través de canales, deducimos que se alimenta o recarga por 3 medios de Infiltración:

- 1.- Por infiltración directamente de lluvia.
- 2.- Por infiltración debido al transporte fluvial.
- 3.- Por infiltración por riegos Agrícolas

1.- INFILTRACION POR LLUVIAS.- El Valle de Santa Catalina, dispone de una cuenca húmeda de 1,418 Km<sup>2</sup> . De los datos de precipitaciones obtenidas en las diferentes estaciones CLIMATOLÓGICAS ( Cuadro No 1-1 y teniendo en cuenta que las estaciones de Otúzco ( Julcán y Quiruvilca, con precipitaciones fluviales ANUAL de 417.2, 863.4 y 1,388.9 mm. respectivamente pertenecen a la cuenca húmeda . A falta de datos de las Areas de Influencia de las Estaciones respectivas, asumiremos una precipitación para la cuenca húmeda en un caso bastante desfa

TRANSPIRACION.- Es la evaporación o exhalación de agua o vapor de agua desde las células de las plantas.

verable de  $P = 300 \text{ mm/año}$  siendo inferior a los mencionados,,  
 dándonos de esta manera un margen de seguridad obtenemos un  
 volumen anual en la cuenca húmeda de:  $V = 1418 (106) (0.300) =$   
 $425'400,000 \text{ M}^3/\text{año}.$

$$V = 425'400,000 \text{ M}^3/\text{año}.$$

Dadas las características geológicas y topográficas de la cuen-  
 enca, se puede utilizar una aprox. de 20 % de infiltración del  
 total llovido en la cuenca, correspondiendo el resto al volú-  
 men de Escorrentia y evapotraspiración. Así tenemos que para  
 la situación más desfavorable, el volumen de infiltración será

$$V_1 = 425'400,000 (0.20) = 85'080,000 \text{ M}^3/\text{año}$$

## 2.- INFILTRACION POR TRANSPORTE FLUVIAL.-

Es originada por las aguas de escorrentia a través del río Me  
che principalmente, ya que la zona que estamos estudiando es  
 la parte baja o costera de la cuenca.

La Administración Técnica de las aguas del río Meche, nos ha  
 proporcionado datos de aforos del río y también estimaciones  
 acerca de las infiltraciones de las aguas del río a través de  
 su recorrido hasta su desembocadura en las playas de Meche. Se  
 estima un 25% del volumen transportado por el río. Consideran-  
 do el año de menor rendimiento<sup>iii</sup> que es de :  $53'101,000 \text{ M}^3.$

Luego el volumen de infiltración por transporte fluvial será:

$$V_2 = 13'275,250 \text{ M}^3/\text{año}.$$

## 3.- INFILTRACIONES POR RIEGOS DE TIERRAS.-

Las grandes extensiones de tierras cultivables en el valle, Ma  
cen que este volumen de infiltración sea importante. El volú-  
 men de agua infiltrada a la mapa, debido a riegos de tierras

iii No se considera los meses de sequia extrema ocurridos una  
 sola vez en todo el periodo registrado.

en el valle es del orden del 20% del volumen de riego, dados las características de Geología y Topografía así como ecológicas del valle.

Teniendo en cuenta que el volumen anual para riegos de la zona es de 43'960,000 M<sup>3</sup>, (subterráneas) más 136'820,000 M<sup>3</sup>/año por desviaciones del río Moche, siendo el volumen usado para riegos de 180'780,000 M<sup>3</sup>/año.

El volumen de infiltración será:  $V_3 = 180'960,000 (0.20) = 36'156,000 \text{ M}^3/\text{año}.$

El cuadro No 4- RH muestra datos tomados de canales de conducción, en los cuales se pueden ver que las pérdidas solo en la conducción es de 0.275 M<sup>3</sup>/seg. que representa el volumen anual de:

$(0.275) (86,400)(360) = 8'553,600 \text{ M}^3/\text{año}$  (producida solo por pérdidas en canales) .

se espera que parte de esta agua sea retenida por el terreno por el terreno superficial y formará parte de la recarga de la napa.

Cabe anotar que en este cuadro no se consideró el aforo correspondiente al canal de riego denominado " LA MOCHICA " que es uno de los más importantes del valle con una capacidad aprox. de 10 M<sup>3</sup>/seg. y que riega las zonas colindantes con los pueblos jóvenes del Porvenir, Florencia de Mora y la Esperanza. . . . .

#### RECARGA DE LA NAPA SUBTERRANEA.-

De las consideraciones anteriores se concluye que las aguas de infiltración a la Napa Subterránea son: aproximadamente

- Por lluvias directas .....  $V_1 = 85'080,000 \text{ M}^3$

CUADRO Nº 4--RH

EFICIENCIA DE CONDUCCION EN CANALES-PERDIDAS

VALLE DE MOCHE O SANTA CATALINA

NOMBRE DEL CANAL	CAUDAL DE ENTRADA m <sup>3</sup> /seg	CAUDAL DE SALIDA m <sup>3</sup> /seg	DIFERENCIA m <sup>3</sup> /seg	PERDIDAS 1/s/Km	EFICIENCIA %	LONGITUD DE CONDUCC Km
POROTO	0.080	0.068	0.012	29	15	0.42
QUIRIHUAC-1	0.119	0.107	0.012	11	10	1.10
QUIRIHUAC-2	0.097	0.071	0.026	26	27	1.00
MORO	0.195	0.181	0.014	5	7	3.00
WINCHAZAO-1	0.405	0.368	0.037	19	9	2.00
WINCHAZAO-2	0.48	0.414	0.066	66	14	1.00
STO.DOMINGO1	0.701	0.670	0.031	31	4	0.60
STO.DOMINGO2	0.393	0.343	0.050	50	13	1.00
SANTA LUCIA DE MOCHE	0.452	0.425	0.027	39	6	0.70

NOTA.--Los aforos mostrados corresponden al año 1,972

--El canal comunal "LA MOCHICA", el mas importante del valle, que riega el sector "LA ESPERANZA", no se aforó por carecer de gasto .

\* La fuente de información: Ministerio de Agricultura-Zona Agraria III-Trujillo



- Por transportes fluvial ..... $V_2 = 13'275,250 \text{ M}^3$
- Por riegos en el Valle ..... $V_3 = 36'156,000 \text{ M}^3$

---

TOTAL INFILTRACION..... $V_1 = 134'511,250 \text{ M}^3/\text{año}$ .

que vendria a constituir las aguas de recarga de la napa, dependiendo su potencia de la permeabilidad, asi como de su capacidad de retención de las aguas .

NOTA: Otra manera de determinar el volumen de recarga de la Napa hubiera sido:

-Conociendo el volumen  $V_p$  por precipitación de lluvias( se necesitaria conocer la precipitación total media de la cuenca húmeda).

-Conociendo el volumen  $V_r$  de aguas de escorrentia (volumen anual anual del Rio Moche ).

-Las pérdidas  $V' = V_p - V_r$  , representarian las aguas infiltradas a la Napa mas las aguas de evapotranspiración o sea las que regresan a la atmósfera .Conociendo el volumen por evaporación que algunas estaciones registran por diferencia obtendriamos las aguas de infiltración o de percolación que seria los de recarga a la Napa Freática .

Indicamos que este procedimiento requiere de precipitaciones y áreas de zonas de influencia de las estaciones fluviométricas para toda la cuenca. Para evaporación se requiere también las zonas de influencia de las estaciones respectivas.

d) .- CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS.-

Los analisis del peso  $E_1$  , mencionado que sirve exclusivamente al Parque Industrial, dan para las aguas de esta zona los siguientes resultados Fisico Quimicos:



PH = 7 ; color = 4 unidades JAKSON turbidez 6ppm

Alcalinidad Total = 160 p.p.m como  $\text{CaCO}_3$ .

Dureza total = 366 ppm como  $\text{CaCO}_3$ .

Calcio = 101 ppm como  $\text{CaCO}_3$

Magnesio = 15.5 ppm como  $\text{CaCO}_3$

Cloruros = 54 ppm como  $\text{Cl}^-$ .

Sulfatos = 117 ppm como  $\text{SO}_4^{=}$

Fierro = 0,02 ppm como Fe

Sólidos totales = 596 ppm

A continuación, damos los valores consideradas por las Normas Peruanas para agua potable :

Normas:

- color = 20 unidades

- turbidez = 10 ppm

- Alcalinidad total = 120 ppm

- Dureza :

Aguas Blandas .....0.75 ppm

" Semiduras.....75-150 ppm

" Duras .....150-300 ppm

" muy duras..... mayor de 300 ppm

Fluoruros = 2ppm

Fierro y Magnesio = 0.5 ppm ( juntos)

Sulfatos = 250 ppm

- Cloruros = 250 ppm

- Sólidos totales = 500-1,000 ppm

Nota.-  $\text{Ca}^{++}$  y  $\text{Mg}^{++}$  constituyen los principales componentes de dureza del agua .

Como vemos , la Dureza y alcalinidad exceden los límites normales

Respecto a la dureza que es de 306 ppm diremos que las aguas son clasificadas como DURAS, pero no se ha demostrado ninguna correlación entre las aguas con alto contenido de dureza y daños al organismo. Los problemas son más bien de tipo doméstico e industrial; tales como: consumo de jabón, daños a calderas y tuberías y accesorios por incrustaciones de los iones Mg y Ca ; daños a la industria de tejidos, teñido, bebidas embotelladoras, procesamiento de alimentos, fotografías, papel, etc. Por estas consideraciones será necesario un ablandamiento del agua por casos requeridos.

-Respecto a la alcalinidad, las normas recomiendan 120 ppm, e el agua de esta zona, tiene 180 ppm, la alcalinidad en el agua, se debe generalmente a la presencia de bicarbonatos ( $\text{HCO}_3^-$ ), carbonatos ( $\text{CO}_3^{--}$ ) e hidróxidos ( $\text{OH}^-$ ). En las aguas naturales, sea aquellas que no han sufrido tratamiento alguno, los bicarbonatos representan generalmente la alcalinidad desde que son formados en considerable cantidad, por la acción del  $\text{CO}_2$ , sobre materiales básicos del suelo.

Es así que la alcalinidad, no tiene mayor importancia desde el punto de vista sanitario, originando un mal sabor en excesos. Su aplicación más bien en la industria.

Por lo expuesto diremos que el agua es aceptable para consumo humano, por lo que la fuente, la consideraremos la adecuada.

### 3.4.- USO Y ADMINISTRACION DE LAS AGUAS.

#### DESCRIPCION GENERAL.-

En esta parte trataremos sobre el uso y la administración del agua de la cuenca del río Moche, principalmente en las activide

dades:

- AGRICOLAS
- GENERACION DE ENERGIA
- INDUSTRIALES
- ABASTECIMIENTO DE POBLACIONES.

- Las fuentes de agua más importantes para el desarrollo del Valle de Moche corresponden a los aportes superficiales no regulados del río mismo nombre ; cuya masa anual media es de 300'740,000 M<sup>3</sup> y los volúmenes disponibles en el RESERVOIRIO - SUBTERRANEO, del cual se viene explotando, en la actualidad un total estimado en 58'850,000 M<sub>3</sub>.

- La utilización del agua con fines de generación de energía es prácticamente nula, existiendo en la ciudad de OTUZCO una CENTRAL HIDROELECTRICA de 30 KW de potencia instalada, la que en la se encuentra paralizada, contándose además con 21 centrales Térmicas y pequeños electrógenos , cuyas potencias instaladas alcanzan a un total de 34,006 KW con una producción anual conocida de 44'212,000 KWH.

-En las poblaciones urbanas el abastecimiento de agua están constituidos por pozos y los rurales por acequias, usándose muchas veces las aguas residuales para riegos, lo que constituye un peligro.

-La cantidad encargada de la distribución de las aguas del Río MOCHE, es la Administración Técnica de Aguas de los rios MOCHE y VIRU, dependencia de la zona AGRARIA III del Ministerio de Agricultura, la que cuenta con personal técnico y Administrativo para la ejecución de las labores de Medición y reparto de las aguas

La infraestructura de riego para el valle consiste básicamente de 39 obras de CAPTACION de CONSTRUCCION RUSTICA O SEMIRUSTICA salvo el caso de las bocatomas de la Mochica, Wichanzae y Mero y de 234.80 Km. de canales o acequias que en la generalidad los casos no estan revestidos.

USO ACTUAL DEL AGUA EN EL VALLE DE MOCHE .- En la actualidad las aguas del valle tienen 3 usos:

- Uso agricola
- Uso domestico
- Uso industrial

3.4.1.- USO AGRICOLA.- Las fuentes que abastecen de agua al Area Agricola son los representados por los recursos hidricos de escurrimiento superficial del Rio Moche y los recursos hidricos subterráneos.

De acuerdo a la entidad administradora existen en el valle de Moche un total de 19,940 Ha. de la cual 10,500 Ha ( 53%) están bajo cultivo, siendo divididas en zonas agricolas que son:

ZONAS:

- TRUJILLO ( Conache, Winchansae, Mochica alta y baja)
- Puquios, Perote, Huanchaco, SAMNE,TAZA BOTADOR,SANTA LUCIA DE MONCHESANDOR, Cardón, Bharat, la Cueta,Simbal, Huangabal y Cumbray.

- Además según el inventario de la ONERN. los cultivos básicos son:

<u>PRODUCTO</u>	<u>SUPERFICIE</u>	<u>DEMANDA DE AGUA</u>
Caña de azúcar .....	3,800 Ha (19.11%).....	48%
Alfalfa .....	1,250 Ha 6.3%).....	17.5%
Lenteja y Zarandaja.....	660 Ha ( 3.3%).....	6.4%
Yuca.....	650 Ha ( 3.2%).....	4.8%

. Maiz..... 630 Ha. (3.2%) .....6.6%

- El desarrollo agrícola se realiza mediante el aprovechamiento de 2 fuentes de agua:

a) Una de régimen muy irregular no controlable y está representada por las descargas naturales del río Moche.

b) Otra de régimen controlable representada por las aguas SUBTERRANEAS, las que se originan por pozos tubulares, a taje abierto y de puquios ( Manantiales) y Drenajes.

A continuación se muestra la disponibilidad de agua promedio anual, de las diferentes fuentes existentes en el área.

FUENTE	VOLUMEN millones de M <sup>3</sup>	PORCENTAJE %
1.-AGUA SUBTERRANEA	58.85	16.37
-De pozos	52	-----
-De puquios y drenajes.	6.85	-----
2.-AGUA SUPERFICIAL ( RIO MOCHE)	300.74	83.63
TOTAL	359.59	100.

La información disponible con respecto al uso del agua es muy deficiente, debido a la falta de infraestructura adecuada de control y medición para la distribución del agua, así como a los Reducidos Presupuestos Anuales de operación de la Administración de Aguas, lo que ha limitado la ejecución de obras y la realización de estudios e investigaciones al respecto.

Actualmente, se ha instalado aforadores Parshall de concreto en los principales canales del Valle Moche, los que facilitarán

Medir las masas de agua empleados en la agricultura y así es-  
tablecer la incidencia de su utilización en el proceso de  
Producción Agrícola.

A continuación describimos el grado de aprovechamiento de  
Aguas tanto superficial como Subterránea para usos Agrícolas

#### A) AGUA SUPERFICIAL PARA USO AGRICOLA:

Se ha determinado dichos volúmenes en base a la capacidad de  
captación del valle y mediante el análisis a nivel diario de  
las descargas en la estación de QUIRIHUAC, habiéndose asumi-  
do los sgts. criterios:

‡ La capacidad de captación máxima estimada para el valle, -  
tomando en cuenta todas las tomas localizadas aguas abajo de  
la CATUAY y considerando que se encuentran en buen estado de  
funcionamiento es de 21.5 m<sup>3</sup>/seg. Se ha asumido que tal capa-  
cidad se ve reducida, al cabo de ciertos días se inicia el  
período de AVENIDAS, aproximadamente el 60 % de su valor ini-  
cial, fijándose en consecuencia una capacidad de derivación  
máxima de 13 m<sup>3</sup>/seg.

‡ La gran variabilidad diaria en las descargas del río, ca-  
racterizada por la presencia de puntos de agua, obliga a man-  
tenabierta las tomas durante las 24 horas del día, a lo largo  
de todo el período de AVENIDAS.

En base a estas hipótesis, se ha establecido que el valle de  
MOCHE, ha utilizado en la agricultura, durante el período  
1951-1970 un volumen promedio de 136'820,000 M<sup>3</sup> anuales, de  
una disponibilidad media anual aferada en QUIRIHUAC de 287'  
830,00 M<sup>3</sup> anual, discurriendo hacia el mar un promedio anual  
de : VPA = 151'010,000 M<sup>3</sup>, según se muestra en el cuadro



CUADRO N° 5-RH

USO ACTUAL DEL AGUA SUPERFICIAL EN EL VALLE DE MOCHE

AÑO	Volumen descargado Mill. M <sup>3</sup>	Volumen Derivado al valle		Volum. descarga al mar	
		Mill. M <sup>3</sup>	%	Mill. M <sup>3</sup>	%
1,951	105.76	82.74	79.23	23.02	21.77
1,952	389.09	154.31	39.66	234.78	60.34
1,953	443.71	194.48	43.83	249.23	56.17
1,954	270.93	151.81	55.81	119.73	44.19
1,955	250.12	145.38	58.12	104.74	41.88
1,956	461.37	148.82	32.26	312.55	67.74
1,957	422.85	131.40	31.07	291.45	68.93
1,958	192.03	113.94	59.33	78.09	40.67
1,959	278.61	131.09	47.05	147.52	52.95
1,960	211.52	114.30	54.04	97.22	45.96
1,961	167.55	131.44	78.45	36.11	21.55
1,962	471.84	155.26	32.91	316.58	67.09
1,963	187.33	105.48	56.31	81.85	43.69
1,964	391.94	178.46	45.53	213.48	54.47
1,965	211.72	125.18	59.13	86.54	40.87
1,966	203.08	144.62	71.21	58.46	28.79
1,967	491.63	155.72	31.67	335.91	68.33
1,968	53.10	51.76	97.48	1.34	2.52
1,969	227.24	133.53	58.76	93.71	41.24
1,970	325.15	187.35	57.62	137.80	42.38
<b>TOTAL</b>	<b>5,756.57</b>	<b>2,736.46</b>	<b>--</b>	<b>3,020.11</b>	<b>--</b>
<b>Pr omedio</b>	<b>287.83</b>	<b>136.82</b>	<b>47.54</b>	<b>151.01</b>	<b>52.46</b>



Nº ( 5-RH) . Dicha masa utilizada representa el 47.5 % de la masa promedio anual descargada por el río lo que significa que hacia el mar se pierde anualmente el 52.5% .

#### SISTEMA DE DISTRIBUCION DE LAS AGUAS DE RIEGO.-

El sistema de distribución del valle MOCHE dispone de 39 obras de captación, de las cuales 2 son de tipo permanente, construidas con muros de concreto, compuertas de captación y previstas de barrajes rústicos y las 35 restantes son de tipo rústico , construidas a base de palos y piedras, previstas de barrajes - también rústicos.

-El sistema de distribución casi en su totalidad, está constituido por una serie de canales en tierra, revestimiento, de características geométricas poco definidas, presentando tramos vegetados y colmatados, en el fondo con material fino y grueso debido a la ausencia de estructura de limpia y desarenadores.

El sistema de captación , tanto los de tipo firme como los de tipo rústico operan en condiciones muy pobres, debiendo asegurarse su funcionamiento mediante la ejecución de adecuados labores de mantenimiento, especialmente después que ha pasado el periodo de AVENIDAS.

A continuación describimos las características principales de los canales más importantes:

#### - CANAL POROTO.-

Canal de tipo comunal se halla ubicado en la parte alta del valle sobre la margen izquierda del río MOCHE . Cuenta con una toma de concreto el cauce del canal es de sección irregular y variable con dimensiones que varían del 1 a 1.50 m de ancho - y de 0.40 a 0.60 m de profundidad presentando tramos en mal es

tado de conservación. A 500 m. de la toma se da origen al canal POROTO bajo, el que dispone de una compuerta metálica que regula el ingreso de agua. Las dimensiones del canal son 1.60 m. de ancho por 0.30 m. de alto; el canal es de tierra y no cuenta con estructuras de medición.

#### CANAL LA GENERAL DE SANTA LUCIA DE MOCHE.-

Es el primer canal de importancia de la margen izquierda del río MOCHE y el segundo de todo el valle después de la MOCHICA. Para la distribución y reparto de las aguas dispone de 12 tomas laterales c/u con su respectiva compuerta metálica.

La toma es de concreto con 2 compuertas metálicas de 2 mx1.20 de alto, dispone además de un botador. Tiene un barraje rústico con piedras y caballetes de paños.

Este canal en su totalidad tiene sección en tierra habiéndose proyectado la construcción de un medidor PARSHALL. La conservación del canal es deficiente por la gran cantidad de ramas y piedras que se encuentran en el cauce, lo que se debe en gran parte a que en un punto del partido se distribuye agua por rebalse, teniéndose que elevar el nivel del agua con ramas y paños. La sección es irregular y de dimensiones variables con profundidades que oscilan de 0.50 a 0.80 m. y anchos en la base de 2 a 2.60 a una distancia de 1,200 m. aprox. existe un partido que da origen al lateral de JUSHAPE, el que cuenta con una compuerta metálica de 1.20 m. de ancho por 0.80 m. de alto, los laterales de mayor importancia de este canal por la longitud y área que sirven son los CHOC CECOC y de SUN.

#### - CANAL LA MOCHICA.-

La estructura de captación de la MOCHICA es la más importante

del valle del río Moche, pues tiene una capacidad de 10 m<sup>3</sup>;  $\frac{1}{4}$  seg. Se encuentra ubicada en la margen derecha aprox. a - 8.5 Km. de la localidad de LAREDO y se halla en mal estado debido a que ha sufrido serios desperfectos a través de los muchos años de funcionamiento, denotando la falta de una buena labor de mantenimiento ( Ver Foto No 4 ).

- La estructura de construcción permanente de los sgts. elementos:

† Barraje de concreto de 33m. de longitud el que se encuentra semi-destruido lo mismo que el colchón DISIPADOR de ENERGIA.

† MURO DE CAPTACION, constituido por 5 ventanas, las que carecen de compuertas captando eficientemente solamente 3 dispone de canaletas laterales para mediante tablonas reducir el ingreso de agua o clausurar la toma.

† CANAL DE FONDO, ubicado en forma perpendicular al sentido del flujo, cuenta con 2 compuertas de acero de izaje manual fuera de funcionamiento y un puente de maniobras.

† OBRAS DE ENCAUZAMIENTO DEL RIO, conformado por amontonamiento de piedras de río, que se reconstruye todos los años, después del periodo de avenidas, para asegurar la captación en época de ESTIAJE.

† ESTRUCTURA DE DEMASIA, de rebase lateral de 20 m. de longitud, vierte los excesos al río mediante un vertedero lateral de perfil O66E y un canal de sección en tierra. El VERTEDERO es elevado mediante tablonas para aumentar la captación.

-EL CANAL " LA MOCHICA " junto con sus 4 laterales más importantes, es de uso comunal.

Para efectos del reparto y distribución de las aguas cuenta con 66 tomas laterales, la mayoría de ellas con su perspectiva compuerta metálica .

En los inicios del canal se ha construido un medidor PARSH-ALL de concreto, con un ancho de garganta de 17 pies, en donde se ha instalado una CASETA DE CONTROL con su limnigrafo.

El 90 % del total de usuarios son pequeños propietarios y el 10% restante corresponde a medianos y grandes propietarios, los que disponen del 82.25% de las tierras de cultivo que reciben de este canal.

Este canal toma el nombre de la " MOCHICA ALTA " hasta el Km. 14 donde existe un PARTIDOR llamado " LOS FILTROS " que da origen al canal " LA MOCHICA BAJA ", el partidore es de concreto y en él se ha instalado 2 compuertas de acero, cuyas dimensiones son de 1.50 m. de ancho y 1m. de alto c/u. El canal " LA MOCHICA ALTA " presenta en su tramo inicial una sección de 6m. de ancho por 1.30 m. de prof. para luego disminuir en tramos posteriores a una sección de un ancho que varia entre 3 a 4m. y de una profundidad de 0.80 a 1.20 m. El cauce está sin revestir, presentando en sus bordes vegetación ARBUSTIVA y ARBOREA, en el fondo se encuentra gran cantidad de piedras, dando la impresión de un pequeño río. En este tramo cuenta con 20 tomas, las que originan pequeños laterales a excepción de los laterales que sirven a los fundos de BARRAZA y SANTA ROSA. Además de servir a los pueblos de LAREDO ,LA FORTUNA y EL PORVENIR.

En el partidore los filtros, pasando el PORVENIR, se originan

FOTO N° 3



El suscrito, inspeccionando el canal mas importante del valle : " LA MOCHICA "

los ramales Mochica Baja y el cauce Mampuesto, sigue luego éste terminando en un partidero que da origen a las acequias de MANSICHE y chacras que corresponden al distrito de Trujillo. La cequia MANSICHE da riego a pequeños fundos, teniendo un ramal denominado " GALLINAZO GRANDE " que sirve al CORTIJO

El ramal Cauce Mampuesto da riego a todos los terrenos de la Margen izquierda del cauce de tomas derivadas directamente del canal se encuentra en mal estado de conservación, sirviendo como desague de los pueblos jóvenes del el PORVENIR y la ESPERANZA. Este canal sigue hasta la zona VALDIVIA, distrito de la ESPERANZA , que da riego a toda el area mediante 25 tomas

Cabe anotar que el canal " LA MOCHICA " da riego a una extensión total de 4,859 Ha.

#### B).- USO DEL AGUA SUBTERRANEA PARA AGRICULTURA.-

En el valle de MOCHE el agua subterránea es bastante explotada debido a la gran escasez estacional de agua superficial en los meses de Mayo a Diciembre, como consecuencia del régimen de descargas tan irregular del río MOCHE.

- De acuerdo a la información obtenida de la CORPORACION DE FOMENTO ECONOMICO Y SOCIAL DE LA LIBERTAD ( CORLIB) y de la COOPERATIVA DE PRODUCCION LAREDO LTDA. No 16, en el valle existen 410 pozos, ubicados en la zona comprendida entre la localidad de CATUAY y la desembocadura del río MOCHE, de los cuales 385 se hallan en actual explotación.

-Además, se ha detectado la existencia de recursos de agua - en forma de pozos y drenajes, los que se hallan localizados



en los terrenos de la COOPERATIVA AGRARIA DE PRODUCCION LAREDO LTDA No 16 entidad que los controla y explota y la presencia de manantiales a la altura del fundo BARRAZA, los que dan origen al distrito agricola de los puquios, agua que sirve a los terrenos agricolas de la campiña de TRUJILLO y que es controlada por la Administración Técnica de Aguas de los Rios Moche y Virú.

-La corporación de Fomento Económico y Social de la Libertad (CORLIB) ha estimado que en el valle de Moche se explota una masa total anual de 52'000,000 M<sup>3</sup> y la Cooperativa Agraria de Producción LAREDO LTDA. No 16 registra una utilización de 6'6'850,000 M<sup>3</sup> de agua de Puquios y drenajes, lo que en total arroja una masa de 58'850,000. De dicho total 43'960,000 M<sup>3</sup> ( 74.7%) se dedica a la agricultura 9'200,000 M<sup>3</sup> ( 15.6%) se emplea en el consumo doméstico y la diferencia 5'690,000 se destina a cubrir las demandas del sector industrial.(9.7%). En el cuadro No 6-RH , se presenta en resumen de los pozos de la Cooperativa Agraria de Producción Laredo Ltda. No 16 según su uso tanto agricola como para consumo humano.

CUADRO 6-RH

RESUMEN DE POZOS SEGUN SU USO ( LAREDO

CANTIDAD DE POZOS		DESCARGA TOTAL		USO
Numero	%	Lit/seg.	%	
5	4.27	18.8	0.89	Frutales
1	0.86	14.4	0.68	Pan llevar
5	4.37	112.7	5.30	Fábricas
83	10.94	1,172.4	83.41	caña de azúcar
5	4.27			abandonado



CANTIDAD DE POZOS		DESCARGA TOTAL		USO
Numero	%	Lit/seg.	%	
18	15.39	206.40	9.72	Agua Potable.
117	100	2,124.58	100	TOTAL

De acuerdo a estudios se ha estimado que existe un volumen almacenado en el acuífero del valle de Santa Catalina de 113' - 400,000 M3.

#### 3.4.2.- USO DOMESTICO

Actualmente todos los centros poblados del valle satisfacen sus requerimientos de agua potable en base a la explotación del agua subterránea. Dentro de este conjunto, cabe mencionar al sistema de AGUA POTABLE y eliminación de desagües de la Ciudad de TRUJILLO y sus urbanizaciones como el más importante de la zona, las que describimos someramente a continuación:

##### AGUA POTABLES.-

El abastecimiento de agua para el servicio público se realiza a través de 22 pozos tubulares, los que tienen una profundidad que varían entre 35 y 60 m . de diámetro que fluctúan entre 4 y 10 pulg. . El almacenamiento se realiza en 7 reservorios que cuentan con una capacidad total de 4,850 M3 y que son alimentados mediante el bombeo del recurso, por motores que trabajan el 70% con energía eléctrica y el 30 % de combustible interna .

CONCLUSIONES SOBRE ESTUDIO DE FUENTES DE AGUA EN EL VALLE DE MOCHE.-

a).- Los recursos hídricos disponibles en el valle Moche son de tipo superficial y subterráneo. Los primeros comprenden - las descargas naturales de la cuenca hidrográfica del río Moche y las constituidas por las aguas de retorno e de recuperación.

-Los recursos SUB-TERRANEOS son los obtenidos mediante el bombeo de la NAPA ACUIFERA del SUBSUELO.

b).- El valle de Moche desarrolla una agricultura bajo riego en condiciones deficitarias, debido a que el río Moche, que constituye su principal fuente de abastecimiento de AGUA es - de régimen muy irregular y de carácter torrencioso . Estas características se manifiestan a través de un alto grado de concentración del volumen de las descargas durante los meses de ENERO a ABRIL y una severa escasez en el periodo de JUNIO a - DICIEMBRE.

c).- La irregularidad del régimen de descargas del río Moche está evidenciada , además, por la marcada diferencia que existe entre sus parámetros extremos. El análisis de los registros de descargas diarias de 40 años consecutivos ( 1931-1970) señala que la descarga máxima ha sido de 556.88 M<sup>3</sup>/seg. y la mínima de 0.00 m<sup>3</sup>/seg.

Con una media anual de 9.53 M<sup>3</sup>/seg. equivalente a un volumen medio anual de 300'743,000 M<sup>3</sup>.

d).- La cuenca del río Moche, con un área de Drenaje total de 2,708 Km<sup>2</sup>. descarga el 76% del volumen total anual discurrido durante el periodo de AVENIDASm cuya duración es de 3.5 meses

un 15% en los 7 meses del periodo de ESTIAJE y el 9% restante durante el periodo transicional existente entre AVENIDAS y ESTIAJE, cuya duración es de 1.5 meses.

e).- Las irregularidades en las descargas del río están relacionadas con el régimen tan irregular de precipitaciones que ocurre en la parte alta de la cuenca, cuya capacidad de almacenamiento se debe a su topografía agreste, a su escasa cobertura vegetal y a su pronunciada pendiente; a ello se aúna la ausencia de Nevados en la cordillera, cuyos deshielos podrían producir escurrimientos de relativa importancia en el periodo de ESTIAJE, reduciéndose la fuerte irregularidad existente.

f).- El río Moche cuenta con una estación de AFOROS, la de QUIRIHUAC, situada al frente del pueblo del mismo nombre y a una altura de 170 msnm. Es controlada por la ADMINISTRACION TECNICA DE AGUAS del río Moche disponiéndose de registros de descargas diarias desde el mes de Enero de 1,912, es de tipo - Limnómetro. La estación de QUIRIHUAC controla el escurrimiento de una cuenca colectora total de 1,864 Km<sup>2</sup> de extensión de la cual corresponde a la cuenca húmeda 1,398 Km<sup>2</sup>.

Su ubicación no le permite registrar integralmente el caudal total disponible en cabecera de valle.

g).- Se estima que la explotación actual del agua subterránea alcanza un máximo anual de 58.85 millones de M<sup>3</sup> del cual 43.96 millones de M<sup>3</sup>, se dedican para uso agrícola.

Para uso doméstico 9.20 millones de M<sup>3</sup>. Para uso industrial se usa el resto .

Del total citado 6.85 millones de M<sup>3</sup> provienen de pozos y drenajes los cuales son empleados integralmente por la COOPERATIVA

LAREDO y los 52 millones de M<sup>3</sup> restantes se extraen de pozos perforados.

h).- Las fuentes de aguas subterráneas ascienden a un total de 410 pozos, de los cuales 385 se hallan en actual explotación. Además se ha detectado la existencia de puquios y drenajes ubicados en Laredo, las que la controla y explota y manantiales, localizados a la altura del Fundo BARRAZA empleados para el riego de la campiña de TRUJILLO, estando bajo el control de la ADMINISTRACION TECNICA DE AGUAS.

i).- La entidad encargada del control y distribución de los recursos hídricos del río Moche es la ADMINISTRACION TECNICA DE AGUAS de los ríos Moche y Virú, dependencia de la zona Agraria III del Ministerio de Agricultura cuya sede se encuentra en la ciudad de TRUJILLO, dicha entidad, carece de personal técnico capacitado para la vigencia y control de la distribución de las aguas, así como medios de transportes y equipo.

J).<sup>4</sup> Los recursos hídricos de la cuenca del río Moche son utilizados con fines agrícolas, energéticos, industriales y domésticos.

Se estima que el valle emplea un promedio 136'820,000 M<sup>3</sup> al año o sea un 47.5% de la masa media anual descargada por el río.

Actualmente el desarrollo Hidroeléctrico en la cuenca es nulo encontrándose limitado por el comportamiento hidrológico de la cuenca.

‡ Se tiene además que las poblaciones se abastecen a base de

de las aguas Subterráneas, destacando dentro de este conjunto la Ciudad de TRUJILLO y zonas colidantes, la misma que cuenta con redes de agua y alcantarillados, actualmente administrados por ESAT.

K).- La red de canales de conducción del valle de Moche comprende 236.3 Km. de canales principales y laterales más importantes, la totalidad de las cuales se halla sin revestir.

l).- El balance entre las disponibilidades y las demandas de agua del valle ha permitido establecer la existencia de un déficit estacional y permanente que afecta seriamente el desarrollo de las actividades agrícolas .

El volumen de agua deficitario promedio anual ha sido estimado en 84'400,000 m<sup>3</sup> .

## CAP-IV

### SISTEMAS DE CAPTACION

#### 4.1.-GENERALIDADES

#### 4.2.-ALTERNATIVAS DE CAPTACION

- Afluentes del Río Moche.
- Captación de lagunas.
- Captación del Río Moche.
- Captación de manantiales de Iaredo.
- Captación del acuífero subterráneo.

#### 4.3.-SISTEMAS RECOMENDADOS.-

- Captación con P.T. del Río Otuzco.
- Captación con P.T. de la "Laguna Grande".
- Captación del acuífero subterráneo por pozos tubulares.

#### 4.4.-ESTUDIO DE ALTERNATIVAS ECONOMICAS.

##### 4.4.1.-COMPARACION DE COSTOS INICIALES O DE INVERSION.

- A.-Sistema de captación con P.T. del Río Otuzco.
- B.-Captación del acuífero subterráneo por pozos tubulares.

##### 4.4.2.-CONCLUSION



## CAP - IV

## SISTEMAS DE CAPTACION

4.1.-GENERALIDADES.-

Del estudio de fuentes de agua del capítulo anterior, tenemos:

- a) Las fuentes superficiales disponibles en la cuenca del valle de Santa Catalina son:

-La fuente principal, constituida por el Río Moche, que recorre todo el largo del valle desde la "Laguna Grande", donde nace, hasta su desembocadura en el mar, costas de Moche, comprendiendo una longitud de 130 Km.

-Los afluentes del Río Moche, ubicados en la cuenca alta, de 2,000 a 4,000 ms.n.m. y a distancias mayores de 50 Km.; entre los principales tenemos: Río Motil; Chota, Otuzco, Cumbray, Catuay.

-De las pocas lagunas existentes, se encuentra la "Laguna Grande" ubicada en la parte alta, que es la que da origen al Río Moche a más de 4,000ms.n.m. y a 130 Km. de Trujillo. También se tiene conocimiento de la laguna artificial "Los Angeles", obra de represamiento ejecutada por la Cía minera Nort Hern Perú Mining Corporation, siendo una derivación del Río Santa. Su ubicación corresponde a los 4,000ms.n.m y a 125 Km. al norte de Quiruvilca.

- b) Las afluentes subterráneas disponibles están constituidas por

-Manantiales de fondo, ubicados en el fundo Barraza, cuyos recursos se emplean para el riego de la Campiña de Trujillo estando bajo el control de la administración técnica de las aguas de los ríos Moche y Virú.

-Acuíferos subterráneos, en el que se ha estimado que existe un volumen almacenado de  $113'400,000 \text{ M}^3$  ; con una capacidad de recarga aproximada de  $134'511,250 \text{ M}^3$  por año, siendo extraído anualmente  $58'850,000 \text{ M}^3$  para uso agrícola principalmente, así como también para el abastecimiento de la ciudad de Trujillo.

#### 4.2.-ALTERNATIVAS DE CAPTACION.

Las alternativas, para captar el agua, según las fuentes disponibles, desde el punto de vista técnico, resumimos a continuación:

##### **A.-Captación de los afluentes del Río Moche.-**

De los afluentes principales del Río Moche tenemos: San Francisco, Chota, Motil, Cumbray, Catuay y Otuzco. De éstos, el más desfavorable es el Río Otuzco. por lo siguiente:

-Es el río más cercano de todos los afluentes, distante 60 Km. de la ciudad de Trujillo.

-No posee descargas de minerales, producidas por concentradoras de asientos mineros.

##### **B.-Captación de las lagunas existentes.-**

De las lagunas existentes, la Laguna "Los Angeles", es obra de represamiento ejecutado por la Cía Minera Northern Perú Mining Corp. ; para su abastecimiento doméstico, así como para el tratamiento de sus minerales.

La única Laguna disponible es la "Laguna Grande", que es la que da origen al Río Moche. Posee las siguientes características:

-Dista de la Ciudad de Trujillo, aprox. unos 130 Km. y a 4,000ms.n.m. al norte de los pueblos de Quiruvilca y Shorey.

-Sus condiciones de fuente de agua superficial, hace que

esté propensa a contaminaciones, lo que implica un tratamiento adecuado, para obtener las características de potabilidad del agua; siendo necesario por lo tanto una Planta de Tratamiento Completa; esto es, compuesta de: Desarenadores, sedimentadores, coaguladores, filtros, equipos de cloración, etc.

-Dada la ubicación Geográfica sobre el nivel del mar (4,000m) es probable que su conducción no requiera de Equipos de Bombeo, sino mas bien de equipos liberadores de Presión (Cámaras rompe presión o válvulas reductoras).

#### C.-Captación del Río Moche.-

Dadas las características Físico Químicas desfavorables, por la presencia de elementos tóxicos tales como cianuro, arsénico, plomo, etc. en concentraciones excesivas, debido a las descargas residuales de mienrales provenientes de las minas de Quiruvilca y Shoyer, cuyas concentradoras sin ningún control arrojan sus desagües al río, contaminando un valioso recurso. Esta situación hace que estas aguas sean altamente peligrosas para consumo humano e incluso para la actividad pecuaria; por lo que no es recomendable, como fuente actual para abastecimiento de agua humano, porque su tratamiento sería sumamente difícil y delicado.

#### D.-Captación de manantiales de Laredo.-

Desde que no se cuenta con mayor información que la proporcionada por la Cooperativa Agraria Laredo; no conociéndose el origen, el historial, tampoco los aforos de estas aguas. Tampoco se dispone de registros, ya que la Cooperativa lo explota solo en temporadas de déficit; esto origina una situación incierta de la disponibilidad de esta fuente. Concluimos que estas fuentes no dan la seguridad debida para un proyecto de abastecimiento humano por lo que se descarta

para el presente Proyecto.

#### E.-Captación del acuífero subterráneo.-

Dadas las características, tanto de permeabilidad, capacidad, de retención así como de recargas del acuífero del valle, como se ha visto en el capítulo anterior al estudiar las fuentes existentes. Existiendo además en la zona cercana

a la elaboración del presente Proyecto, pozos con un rendimiento normal aprox. de 50 lit./seg. y con varios años de funcionamiento, lo que dan índice de la eficiencia de la Napa. Estos pozos son los que abastecen al Parque Industrial de Trujillo.

-La zona de la Esperanza posee una parte de tierras agrícolas, las que al regarse, producen infiltraciones, así como también sus canales de distribución que no tienen revestimiento.

-Por esta zona discurre el mas importante canal del valle de Santa Catalina, que es el denominado "La Mochica", símbolo de la región, siendo éste de una capacidad de 10,000 lit/seg. @ 10 M<sup>3</sup>/seg.

-Además se cuenta, con los perfiles geológicos, de los pozos mencionados, los que muestran para la zona una estratigrafía favorable hasta los 70m., tanto de permeabilidad y porosidad.

Todas estas condiciones, hacen que el acuífero descrito sea uno de los recursos mas favorables para abastecimiento o de consumo humano; los que serían aprovechados mediante la excavación o perforación de pozos profundos, dependiendo esto de las características litológicas e hidráulicas .

#### 4.3.-SISTEMAS RECOMENDADOS.-

Por lo expuesto, en el acápite anterior, las captaciones factibles desde el punto de vista técnico, serían:

- 1.-Captación con planta de tratamiento del Río Otuzco.
- 2.-Captación con planta de tratamiento de la Laguna Grande.
- 3.-Captación por pozos del acuífero subterráneo de la zona.

#### 4.4.-ESTUDIO DE ALTERNATIVAS ECONOMICAS.-

Vista la factibilidad técnica-Hidrológica, basado principalmente en la calidad de las aguas, seguridad de las fuentes, características hidrológicas, etc. A continuación vamos a tratar de hacer determinaciones desde el punto de vista económico, de acuerdo a las diferentes estructuras y elementos requeridos para los 3 sistemas propuestos consideramos los dos criterios básicos en este tipo de determinaciones:

- Primer costo, costo inicial o de Inversión.
- Segundo costo o costos de operación y mantenimiento.

Para ello se tendrá en cuenta, el periodo de diseño de los diferentes elementos, y para las diferentes etapas comprendidas.

Además podemos observar de las 3 alternativas propuestas, que las dos primeras difieren básicamente en la longitud de la línea de conducción necesitándose para la alternativa A y por la B 130 Km., por lo que en un primer costo, la alternativa A es mas favorable siendo sus costos de operación y mantenimiento, similares por sus elementos componentes de ambos sistemas.

Por estas consideraciones, descartamos la captación de la Laguna Grande para abastecer el pueblo Jerusalén.

4.4.1.-COMPARACION DE COSTOS INICIALES.-

1.-SISTEMA DE CAPTACION CON PLANTA DE TRATAMIENTO DEL RIO OTUZCO.

Este sistema consistiría de una captación del Río Otuzco, de 100 lit./seg., el que sería transportado aprox. 60 Km., mediante tuberías de Ø 14", luego de ser sometido a tratamiento completo. Sus elementos componentes serían:

-CAPTACION.-Estructura de captación con desarenador y compuertas costo .....S/.12\*000,000

-LINEA DE CONDUCCION.-A través de 60 Km. de tuberías Ø 14" A.c y tuberías de acero para máximas presiones, así como de concreto y accesorios a razón de 4,000 \$/m.1 ..240,000,000

-PLANTA DE TRATAMIENTO.-Completa para aprox. 100 lit/seg. a razón de 200,000 \$/lit./seg. .... 20\*000,000

COSTO ... S/. 272\*000,000

-Gastos generales de construcción, leyes sociales, utilidad del contratista, imprevistos, gastos de administración

((40% del total estimado )) 108\*800,000

COSTO TOTAL .... 380\*800,000

2.-SISTEMA DE CAPTACION DEL ACUIFERO SUBTERRANEO, POR POZOS PROFUNDOS.-

Aprovechamiento del acuífero subterráneo, mediante la construcción de 2 pozos profundos con un rendimiento de 50 lit/se c/una, con equipos de bombeo y equipos de desinfección con casetas respectivas.

El sistema hace posible la construcción por etapas, comprendiendo:



## PRIMERA ETAPA.

-Construcción de un pozo profundo, prof. 70m y rendimiento igual 60 lps. con 1 caseta de bombeo y 1 caseta de fuerza.

-Instalación de tuberías y accesorios.

-Equipos de bombeo y equipo generador, cables, etc. con un motor de 150 HP. (trifásico 220v y 60 cps.) .... 8'000,000

-Línea de conducción Ø 10" (500m.l), con instalación, excavaciones y calefacteos a razón de 300 \$/m.l ... 1'500,000

COSTO .... 9'500,000

Gastos generales de construcción, utilidad

del contratista, imprevistos, gastos de ad-

ministración (40% del total estimado) ..... 3'800,000

Costo total 1<sup>ra</sup> etapa 13'300,000

## SEGUNDA ETAPA:

Dadas las características de la zona a servir se necesitará de otro pozo de características similares al anterior, por lo que sus precios actuales, serán aprox. los mismos.

Entonces: costo 2<sup>da</sup> Etapa ..... 13'300,000

TOTAL COSTO ..... 26'600,000

4.4.2.-CONCLUSION.-Vemos que la diferencia de costos iniciales,

representa para el sistema con planta de tratamiento un incremento de costo de inversión de mas de \$350,000,000, por lo que dadas las características socio-económicas de Jerusalén, como hemos visto antes, no estaría en condiciones de realizar esta inversión extra, mas aún siendo el sistema poco sensible a la construcción por etapas.

Los segundos costos o sea de operación y mantenimiento, en los de planta de tratamiento, superan al sistema de pozos, por lo que ya no evaluamos este aspecto, ya que se incrementaría aún mas el costo equivalente anual extra.

Por estas consideraciones expuestas y por las condiciones técnicas, es que la fuente de agua para Jerusalén será el acuífero subterráneo, realizándose la captación por pozos profundos, como expondremos mas adelante.

## CAP - V

### SISTEMA DE CAPTACION ADOPTADO - AGUAS SUBTERRANEAS

#### 5.1.-GENERALIDADES

porosidad

permeabilidad

coeficiente de transmisibilidad

#### 5.2.-PRUEBAS DE BOMBEO DE POZOS

Nivel estático

Nivel dinámico

Abatimiento

Gasto de pozo

Capacidad específica o rendimiento de pozos

#### 5.3.-HIDRAULICA DE POZOS

Comportamiento hidráulico de pozos

Determinación del rendimiento y la permeabilidad

Determinación del radio de influencia segun DUPUIT

Relación entre abatimiento y rendimiento.

#### 5.4.-FACTORES DE DISEÑO DE UN POZO

Diámetro

Profundidad

Filtros

#### 5.5.-CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL ACUIFERO

Datos de pozos existentes

Cálculo de la permeabilidad.

## CAP - V.

## SISTEMA DE CAPTACION ADOPTADO --AGUAS SUBTERRANEAS

5.1.-GENERALIDADES.-La captación de aguas subterráneas, requiere conocimientos profundos de las características de los acuíferos así como de la hidráulica de pozos; a continuación exponemos algunos principios básicos, que nos permitirán diseñar la captación de las aguas subterráneas para el pueblo Joven Jerusalen.

Hemos visto en el ciclo hidrológico de las aguas, que una parte de las aguas de lluvia, así como las de escorrentía, se infiltran al subsuelo; dependiendo la velocidad de escurrimiento de las características geológicas de los estratos, básicamente de su porosidad y su permeabilidad.

Es así que los acuíferos desempeñan dos importantes funciones: almacenamiento y transmisibilidad, esto es, funcionan como reservorios o como conductores. Los intersticios y poros de un acuífero, sirven tanto para acumulación de agua, como para su movimiento (Red de conductores). Este movimiento es generalmente lento, de tal manera que es posible medir velocidades en cm. ó m/día, salvo en casos excepcionales como en las cavernas calcáreas.

Vemos pues que un acuífero dispone de un volumen inmenso de poros, los que son copados por el agua.

Un acuífero puede ser en general de Napa libre o confinada. Son de Napa libre, cuando el nivel superior escurre libremente con una Gradiente hidráulica coincidente con dicho nivel.

Los de Napa confinada se hallan limitado entre estratos impermeables, su Gradiente Hidráulica está encima del Nivel Superior.

Cuando se perforan pozos en estos, aflora el agua a presión (Pozos Artesianos).

Estos acuíferos se consideran de régimen de equilibrio y no equilibrio.

El régimen de equilibrio, supone la existencia de recargas de la Napa, en todo sentido, se pone como ejemplo el caso de una Isla en corriente superficial.

El régimen de NO - EQUILIBRIO, se presenta cuando el acuífero no recibe carga de cualquier procedencia.

**POROSIDAD.**-La porosidad de una formación geológica puede ser debida a :

-Intersticios entre partículas granulares.

-Fracturas en rocas duras.

-Secuencia de canales, cavernas calcáreas y aberturas resultantes de contracciones y desprendimiento de gases y lavas del interior del subsuelo.

La porosidad de un acuífero se expresa como porcentaje (%) del volumen de vacíos; indica la cantidad de agua que puede ser almacenada en un material saturado.

**PERMEABILIDAD.**-Es la capacidad del medio poroso de transmitir agua. El movimiento de agua, sucede al establecerse una diferencia de presión entre dos puntos.

El coeficiente de permeabilidad P, es la cantidad de agua que atraviesa a la unidad de área de sección transversal, en la unidad de tiempo, cuando el Gradiente Hidráulico es la unidad y a una temperatura dada.

Henry Darcy, Ingeniero Francés, investigó el flujo de agua a través de camas de arena, estableciendo su famosa fórmula:

$Q =$  Gasto de escurrimiento.

$I =$  gradiente hidráulico.

$A =$  área de flujo.

$P =$  coeficiente de permeabilidad, que depende del tamaño de la partícula.

**COEFICIENTE DE TRANSMISIBILIDAD.**—El flujo a través de una sección vertical de un acuífero puede ser expresada por la fórmula de Darcy como:

$$Q = P \cdot I \cdot A \quad ; \quad A = mL$$

$$Q = P \cdot I \cdot m \cdot L$$

donde:  $P =$  permeabilidad

$I =$  gradiente hidráulico

$m =$  espesor del acuífero.

$L =$  longitud del acuífero.

si  $L = 1$  (unidad)

$$Q = P \cdot m \cdot I$$

el producto  $Pm$  es llamado transmisibilidad ( $T$ ) representa el flujo a través de una sección de longitud y gradiente unitarios.

$$T = P \cdot m$$

sus unidades son:  $m^3/\text{hora}$  ó  $m^3/\text{día}$ .

Este coeficiente es determinado en las pruebas de bombeo al construirse un pozo.

### 5.2.—PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS.— La prueba ó test de bombeo,

como su nombre lo indica, sirve para determinar el comportamiento de un pozo en funcionamiento, terminado su construcción.

Se toman lecturas de los diferentes niveles del agua, de acuerdo al gasto y para un determinado  $N^\circ$  de horas de bombeo.

Estas determinaciones, permitirán seleccionar la bomba que



mejor se adaptará a la operación permanente del pozo.

Un test preliminar cuidadoso, determinará características más precisas de la bomba a adquirir y será altamente compensador por las reducciones de gastos de energía.

Muchas veces el funcionamiento insatisfactorio de bombas recae en altos costos de operación, los que erróneamente son atribuidos al pozo, cuando en verdad, son errores provenientes de la selección de la bomba, que no se adapta a las características del pozo.

-Las pruebas de bombeo, también se aprovechan para obtener datos importantes para reservorios de aguas profundas, así mismo para obtener otros datos, a partir de la aplicación de la Hidráulica de pozos.

Las pruebas de bombeo, exigen algunas definiciones importantes:

**NIVEL ESTÁTICO O HIDROSTÁTICO.**-Es el nivel alcanzado por un acuífero de Napa libre cuando no se realiza ningún bombeo. Es medido desde la superficie del suelo, hacia la profundidad.

**NIVEL DINÁMICO O HIDRODINÁMICO.**-Es el nivel del agua que permanece en el interior del pozo, cuando de él se extrae un gasto  $Q$  por bombeo.

**ABATIMIENTO.**-Es el descenso del nivel del agua, a partir del nivel estático en el acuífero, como consecuencia del bombeo del pozo.

**GASTO DEL POZO.**-Es el volumen de agua extraído en la unidad de tiempo.

**CAPACIDAD ESPECÍFICA O RENDIMIENTO ESPECÍFICO DEL POZO.**-Es el gasto de un pozo, por unidad de abatimiento. Generalmente se expresa en lit./seg./metro de abatimiento.

-El nivel estático, dinámico, los abatimientos y su rendimiento específico pueden ser medidos tanto en el mismo pozo como en otro próximo de observación.

### 5.3.-HIDRAULICA DE POZOS.-

Un pozo es una estructura Hidráulica que, bien proyectada y construida, permite una extracción económica de agua de una formación saturada. La manera de como cumple esa finalidad depende 3 factores:

- 1.-Aplicación de los principios de Hidráulica.
- 2.-Pericia en la perforación y construcción de pozos que permita obtener las mayores ventajas de las condiciones geológicas.
- 3.-Selección de los materiales, equipos y accesorios que aseguren larga duración. Ambos, proyectista y ejecutor deberán conocer la Hidráulica de pozos.

A continuación exponemos ligeramente los principios fundamentales de la Hidráulica de pozos y la determinación de sus parámetros mas importantes.

#### A.-COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE POZOS.

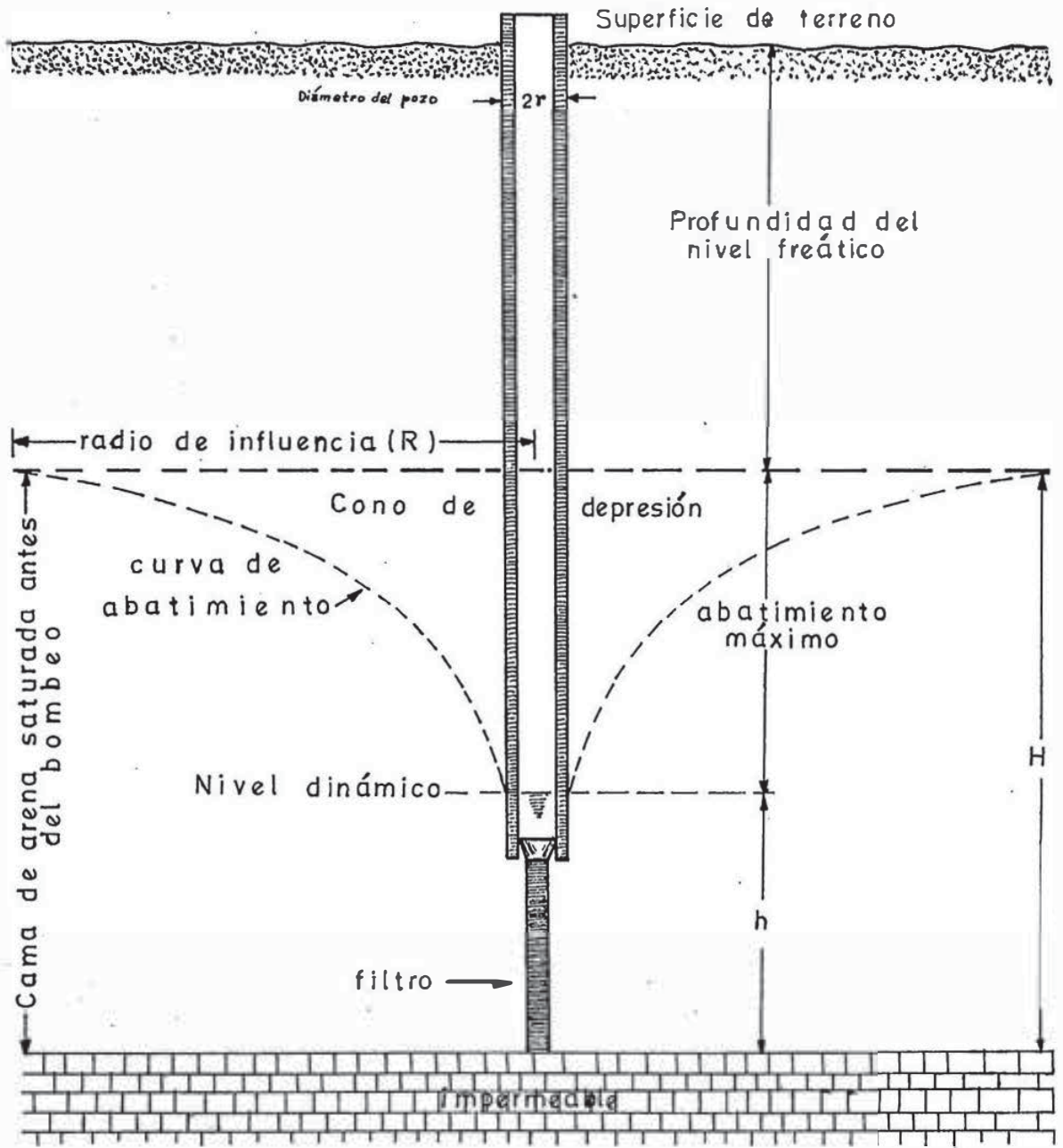
-Cuando un pozo es bombeado, comienza a bajar el nivel del agua, este descenso es el llamado abatimiento. El abatimiento máximo ocurre en el mismo pozo, decrece a medida que se aleja del pozo, tornándose nulo a gran distancia; ésta es el Radio de influencia del pozo (R).

Alrededor del pozo se forma el llamado CONO DE DEPRESION o de ABATIMIENTO.

La forma del cono es invertido, cuyo vértice coincide con el eje del pozo, (FIG.5-1).

#### B.-DETERMINACION DEL RENDIMIENTO.

Para determinar los abatimientos de la Napa, así como el Radio de influencia y el rendimiento, se construye pozos



Nomenclatura de Hidráulica de Pozos

FIG. (5-1)

de observación o de prueba tales como  $P_1$  y  $P_2$  (FIG.5-2) ubicados a  $r_1$  y  $r_2$  respectivamente, en los cuales se miden los abatimientos  $a_1$  y  $a_2$ .

En el sistema cartesiano  $x, y$  (FIG.5-2) consideremos el perfil del cono de abatimiento, llamado curva de ABATIMIENTO :  $dx/dy$  es la gradiente de la curva (Gradiente Hidráulica).

Sea  $A$  = área lateral de un cilindro de radio  $x$  y altura  $y$ , a través del cual ingresa el agua por toda su área y en forma uniforme.

$$A = 2 \pi x y$$

Por la Ley de Darcy para flujos a través de mantos porosos:

$$Q = P \cdot I \cdot A \quad \left. \begin{array}{l} P = \text{permeabilidad.} \\ I = \text{Gradiente hidráulica.} \\ A = \text{área a través de la cual se produce el} \\ \text{escurrimiento.} \\ Q = \text{gasto.} \end{array} \right\}$$

Reemplazando valores obtenemos:

$$Q = P (dx/dy) \cdot 2\pi xy$$

$$Q(dx/x) = 2(\pi)P \cdot h dh$$

Integrando entre límites:

$x$  .....  $r_1$  hasta  $r_2$

$y$  .....  $H_1$  hasta  $H_2$

$$\int_{r_1}^{r_2} Q \frac{dx}{x} = 2(\pi) P \int_{H_1}^{H_2} y dy$$

$$Q \cdot \ln(r_2/r_1) = 2(\pi) P (1/2) (H_2^2 - H_1^2)$$

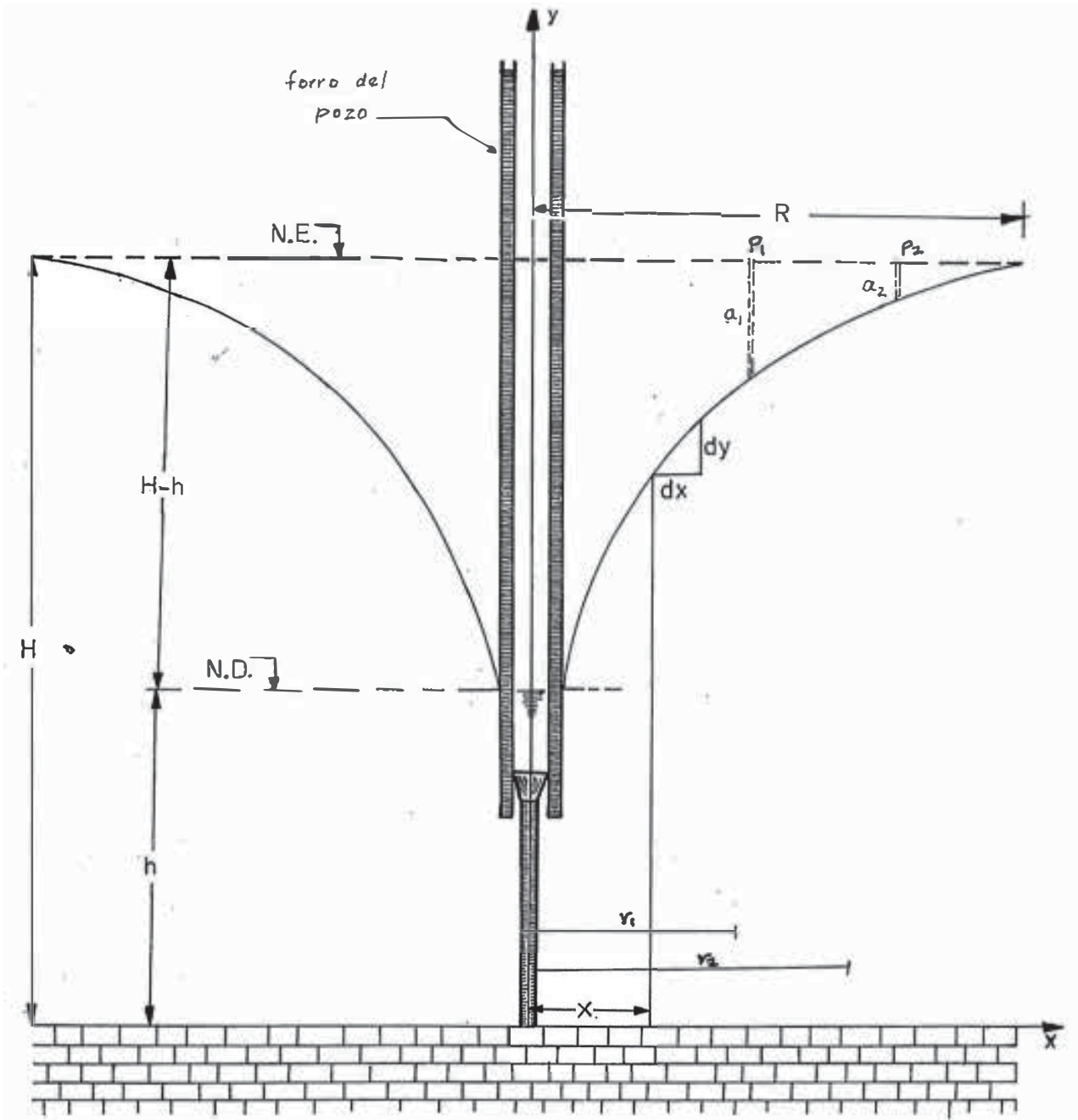


FIG (5-2)

$$Q = \frac{2(\pi) P (H_2^2 - H_1^2)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (*)$$

En esta fórmula vemos que si conocemos los abatimientos de los dos pozos de observación,  $a_1$  y  $a_2$  podemos hallar  $H_1$  y  $H_2$  y conocer luego el rendimiento del pozo si conocemos su permeabilidad o viceversa.

Además en la fórmula (\*) si  $r_2 = R$  y  $r_1 = r$  (radio del pozo)  $H_1 = h$  (altura del abatimiento máximo)  $H_2 = H$  (espesor del acuífero) como se muestra en (FIG.4-4).

$$Q \cdot \ln(R/r) = 2(\pi) \cdot P (H^2 - h^2)$$

de donde:

$$P = \frac{Q \cdot \ln(R/r)}{2\pi (H^2 - h^2)} \quad (1)$$

$R$  = radio de influencia en m

$r$  = radio del pozo en m

$H$  = espesor del acuífero

$h$  = altura de agua para rendimiento máximo en m.

$Q$  = rendimiento en  $m^3/\text{día}$ .

$P$  = permeabilidad en  $m^3/\text{día}/m^2$ .

de la fórmula (1) podemos hallar la permeabilidad del pozo, si conocemos el radio de influencia  $R$ .

#### C. - Determinación de R según el método de equilibrio de

##### DUPUIT.

De (1) .

$$Q = \frac{2\pi P (H^2 - h^2)}{\ln(R/r)}$$

De Darcy =  $Q = P \cdot I \cdot A$  para  $A = 2\pi R \cdot H$

Luego:  $Q = 2\pi P \cdot I \cdot R \cdot H$

$$Q = \frac{2\pi P (H^2 - h^2)}{\ln(R/r)} = 2\pi P \cdot I \cdot R \cdot H$$

de donde

$$R = \frac{H^2 - h^2}{4.7 L.H \log(R/r)} \quad (2)$$

#### D.-RELACION ENTRE ABATIMIENTO Y RENDIMIENTO.

Para pozos correspondientes a Napas libres, el cono de depresión es desaguado durante el bombeo.

Este modifica la relación entre el abatimiento y el rendimiento. En este caso cuando se duplica el abatimiento, el rendimiento será menor que el doble, consecuentemente la capacidad específica disminuye con aumento de abatimiento. La (FIG.5-3) muestra la relación entre el abatimiento, rendimiento y la capacidad específica.

La curva A muestra la relación entre el abatimiento y el rendimiento. Se considera abatimiento máximo, el descenso del agua hasta el fondo del pozo. El rendimiento máximo es la cantidad de agua que producirá el pozo al abatimiento máximo.

La curva B (Recta) muestra como están relacionados la capacidad específica y el abatimiento del pozo. Teóricamente la capacidad específica máxima se obtendrá cuando no hay abatimiento; el mínimo se obtienen cuando ocurren el abatimiento máximo y el rendimiento máximo

Las características óptimas de un pozo se obtienen, cuando el producto del rendimiento por la capacidad específica es la mas grande. Se demuestra matemáticamente que esto ocurre alrededor del 67% del abatimiento máximo, siendo por ello que en los diseños, generalmente se enrejilla aprox. el tercio inferior del pozo, siempre que correspondan a Napas freáticas libres.

Según esto, es anti-económico operar un pozo con un aba-



RELACION DE PORCENTAJES ENTRE ABATIMIENTO  
CAPACIDAD ESPECIFICA- GASTO

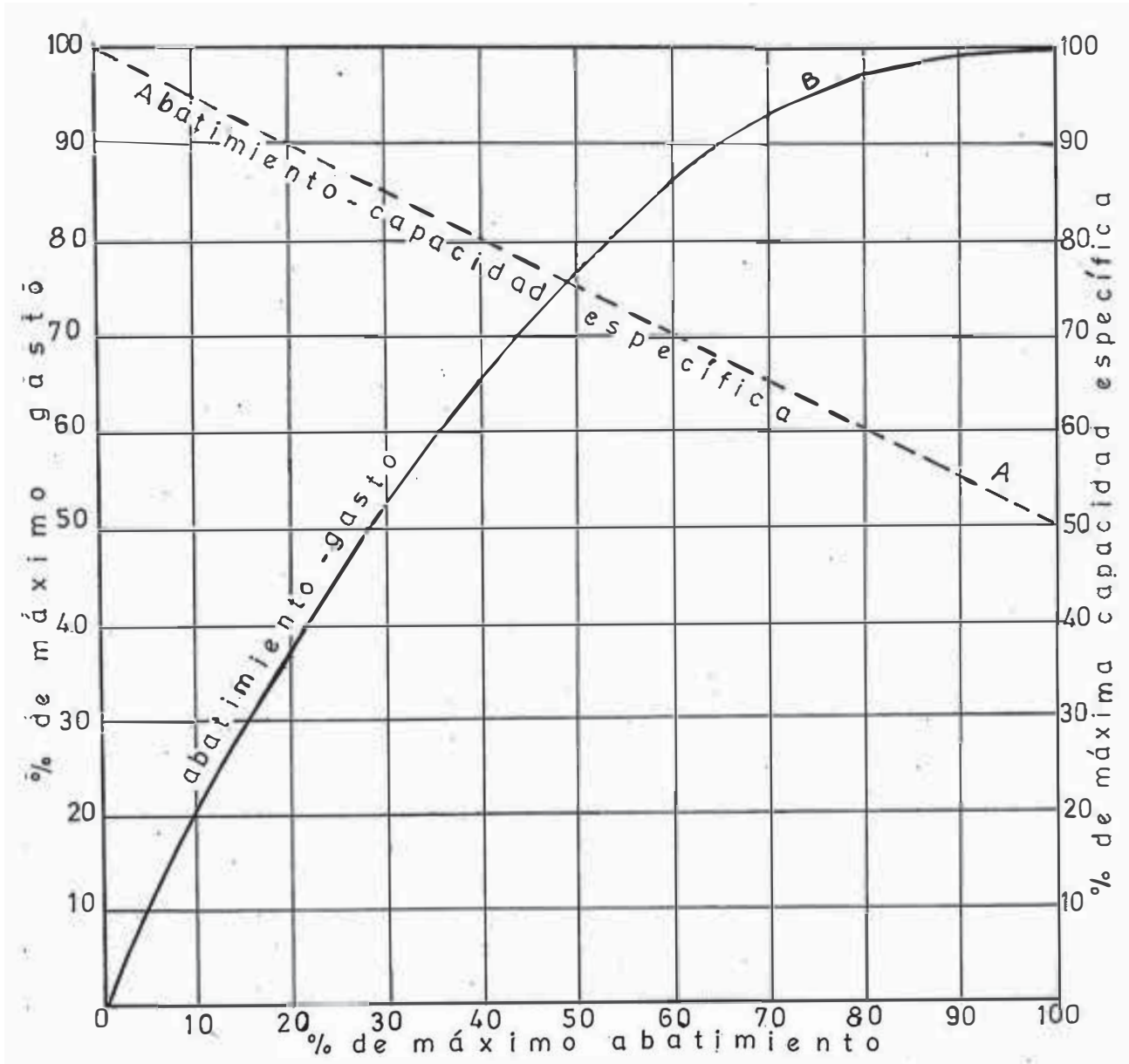


FIG - (5-3)

timiento superior al 70% del máximo.

#### 5.4.-FACTORES DE DISEÑO DE UN POZO

##### DIAMETRO DEL POZO

Una selección del  $\emptyset$  del pozo debe satisfacer los requisitos siguientes:

- 1.-El revestimiento del pozo debe tener una sección suficientemente amplia para el acomodo de la bomba, permitiendo un espacio libre para su instalación y operación.
- 2.-El  $\emptyset$  de la succión de la entrada de agua, debe ser tal que asegure una buena eficiencia hidráulica.

-La sección de revestimiento es establecida en función del  $\emptyset$  nominal de la bomba, de acuerdo al rendimiento potencial del pozo.

El cuadro N° (5-4) siguiente, dan los valores más adecuados para esta selección:

Rendimiento pozo lps.	$\emptyset$ Nominal carcaza bomba (pulg.))	$\emptyset$ óptimo de revestimiento del pozo . (pulg)
menos de 6.5	4"	6" - I
12	5"	8" - I
25	6"	10" - I
42	8"	12" - I
57	10"	14" - E
83	12"	16"
113	14"	20"

FIG. N° (5-4)

**PROFUNDIDAD DEL POZO.**-La profundidad que se espera de un pozo es generalmente determinada por el perfil de una prueba de perforación, o por el perfil de otros pozos

próximos en el mismo acuífero, o por los datos en la misma perforación del pozo. Indudablemente que esta última es la que determina la profundidad exacta del pozo.

**FILTROS PARA POZOS.**-La longitud óptima para el filtro, es función del espesor del acuífero.

Para acuíferos freáticos libres, la teoría y la experiencia muestran que el filtro debe comprender el TERCIO INFERIOR del acuífero. Su profundidad está en función de la mayor permeabilidad de los estratos. Puede haber casos que es necesario pasar por varios estratos, a fin de encontrar el más permeable.

**ABERTURAS DE FILTROS.**-Son obtenidos mediante el análisis granulométrico, de muestras representativas de la formación del acuífero.

$\emptyset$  FILTRO.-Es función de las aberturas del filtro. Si el acuífero es homogéneo, el  $\emptyset$  será uniforme, de lo contrario puede ir variando de acuerdo al tamaño de las aberturas, las cuales como hemos dicho dependen de la granulometría de los estratos.

La tabla N° (5-5) dan valores recomendados para filtros de POZO JOHNSON-Modelo telescópico.

$\emptyset$ Filtro	Áreas abiertas por pie lineal (pulg. <sup>2</sup> )					
	Abertura del filtro *					
	10	20	40	60	80	100
3"	10	19	32	42	43	55
4"	14	26	44	57	58	74
6"	21	39	65	85	87	111
8"	28	51	87	113	116	131
10"	36	65	110	143	147	166
12"	42	77	130	170	174	180
14"	38	71	123	163	177	198

TABLA N° (5-5)

\* El # de aberturas indica el largo de las aberts. en milésimos de pulgada.

Ejemplo: Para un filtro JOHSON de  $\varnothing$  8" con aberturas N° 60 (0.15 mm ó 0.060"), el área abierta será de 113 pulg.<sup>2</sup>

### 5.5.-CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL ACUIFERO

Es un parámetro que nos será muy útil en la determinación del rendimiento del acuífero.

Nos basamos en los datos de los pozos existentes:

POZO N° E 1 (sirve al Parque Industrial de Trujillo)

Fecha: año 1,978

FEBRERO	AGOSTO
N.E en m 31	33
N.D en m 42	44
Rend.lit/seg 65	65
Profund.(m) 68	-
Ranuración para filtros 38-63	-
$\varnothing$ pozo 18"	-
Costo topográfico de ubicación 62.25	-

POZO N° E 2.-Sirve a la Urb. Primavera de la Ciudad de Trujillo.

Fecha: año 1,978

FEBRERO	AGOSTO
N.E en m 35	34
N.D en m 49	51
Rendimiento lit/seg.... 58	-
Profundidad en m 70.5	-
Ranuración para filtros (m) 45-65	-
$\varnothing$ pozo 21"	-
Cota topográfica de ubicación (m); 72.30	-

Consideraremos para el presente Proyecto, los promedios de los datos anteriores:

Nivel estático = 33 m.

Nivel dinámico = 44 m.

Profundidad = 68 m.

Rendimiento = 65 lps.

Ranuración para filtros = 45-65

En el capítulo 3 del presente proyecto se ha visto que la gradiente promedio del acuífero es :  $S = 0.0095$

CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL ACUIFERO SUBTERRANEO.-A.

partir de los datos anteriores hallamos el radio de influencia :

$$R = \frac{H^2 - h^2}{4.6 S.H. \log\left(\frac{R}{r}\right)}$$

$H = 68 - 33 = 35 \text{ m.}$   
 $h = 1/3 H = 11.67 \text{ m.}$   
 $r = 9'' = 0.228 \text{ m. (asumimos } \phi = 18'')$   
 $S = 0.0095$   
 $R = ?$

$$R = \frac{35^2 - (11.67)^2}{4.6 (0.0095)(35) \log\left(\frac{R}{0.228}\right)} = \frac{712}{\log\left(\frac{R}{0.228}\right)}$$

$$R = \frac{712}{\log\left(\frac{R}{0.228}\right)}, \text{ de donde } R = 232 \text{ m.}$$

Luego para hallar la permeabilidad, aplicamos la fórmula:

$$P = \frac{2.3 Q \cdot \log\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi (H^2 - h^2)}, \text{ para } Q = 65 \text{ lps} = 5616 \text{ M}^3/\text{día}$$

Luego:

$$P = \frac{2.3 (5616) \log\left(\frac{232}{0.228}\right)}{\pi (35^2 - (11.67)^2)} = 11.35 \text{ m/día} \cdot 6$$

$$P = 1.31 \times 10^{-4} \text{ m/seg.}$$

## CAP- VI

### SISTEMA DE REGULACION

#### 5.1.-OBJETIVO.-

#### 5.2.-VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO

Almacenamiento para regulación.

Almacenamiento para incendio.

Almacenamiento de Reserva.

#### 5.3.-ALMACENAMIENTO TOTAL.

## CAP - VI

### SISTEMA DE REGULACION

**5.1.-OBJETIVO.-** El sistema de regulación se realiza mediante obras de almacenamiento para cumplir con los siguientes objetivos:

- a) Atender la demanda en las horas de máximo consumo, debida a que el consumo no es uniforme durante las 24 horas del día.
- b) Regular y uniformizar las presiones en la red de distribución.
- c) Proporcionar la altura mínima (energía disponible) requerida, para proporcionar al sistema la presión mínima deseada, en las zonas mas desfavorables.
- d) Obtener un volumen de agua disponible para casos de incendios.
- e) Obtener un volumen de reserva para casos de discontinuidad del flujo de agua del reservorio.

### **5.2.-VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO.-**

- Almacenamiento para regulación.
- Almacenamiento para incendio.
- Almacenamiento de reserva.

**A.-ALMACENAMIENTO PARA REGULACION.-** Es el volumen de agua que se debe almacenar para satisfacer la demanda de la población cuando ésta sea mayor que el consumo promedio diario. Este volumen está determinado para abastecer en forma regular a la población, en el día de máximo consumo.

La capacidad de regulación debe fijarse de acuerdo al estudio del diagrama Masa correspondiente a las variaciones



horarias de la demanda. Como no disponemos de esta información según hemos expuesto antes, adoptamos la recomendación de la Dirección de Obras Sanitarias:

25% del promedio diario anual de la demanda.

Por lo tanto:

Demanda diaria.

$$250 \times 20,850 = 5,212,500 \text{ litros } \text{ ó } 5,212 \text{ M}^3.$$

Volumen de regulación.

$$0.25 \times 5,212 = 1,303$$

B.-Almacenamiento para incendio. -Para el almacenamiento de

agua para casos de incendio, se debe tener en cuenta:

- a) Existencia de zonas propensas a incendios y que justifiquen su protección, caso de industrias, zonas de comercio y público dado el incremento de costos de los sistemas.
- b) Extensión de la zona por proteger.
- c) Densidad de las edificaciones.
- d) Grado de inflamación de los materiales de las edificaciones.
- e) Facilidades existentes para la protección del lugar.

Como hemos visto en la zonificación del lugar, se han proyectado una zona Semi-Industrial (Pequeña Industria) así como comercial, las que serán necesarias proteger. Por otro lado dada la cercanía de Trujillo (8 minutos) donde existe la Compañía de bomberos es justificable considerar un sistema contra incendio, siendo necesario un volumen de agua.

Otros pueblos jóvenes, de características similares han diseñado su sistema con una demanda tal que la que requieran dos grifos simultáneamente, funcionando durante dos horas

y siendo cada grifo para un gasto de 30 lit./seg.

Por lo tanto el volumen para reserva de incendio será:

$$2 \times 30 \times 2 \times 3,600 \times 0.001 = 432 \text{ M}^2$$

**C.-ALMACENAMIENTO DE RESERVA.**-Es el volumen de agua adicional que deberá tomarse en cuenta para poder abastecer normalmente a la población en caso de que se produzcan fallas o anomalías imprevistas en el servicio de abastecimiento. De las experiencias obtenidas por la Dirección de Obras Sanitarias del M.V y C, para este tipo de poblaciones, considera que un almacenamiento de 2 horas del consumo promedio diario, es un volumen de reserva, suficiente para subsanar el desperfecto.

Además de estas consideraciones técnicas se tienen que tener en cuenta las condiciones socio-económicas de la población, que como hemos analizado en capítulos anteriores si bien no es del todo peor, tampoco es muy favorable tal situación, para Jerusalén; por lo que para el presente Proyecto no consideraremos el volumen de reserva, ya que encarece el sistema, por aumento de volumen de reservorios, tuberías, accesorios, etc.

**5.3.-ALMACENAMIENTO TOTAL.**- Será el necesario para regulación, incendio y reserva; para el caso:

Vol.regulación	=	1,303 M <sup>3</sup>
Vol.incendio	=	432 M <sup>3</sup>
Volumen Total		<hr/> 1,735 M <sup>3</sup>

## CAP - VII

### DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

#### 7.1.-GENERALIDADES.-Zonas de presión.

#### 7.2.-ANALISIS DE ALTERNATIVAS TECNICAS DE DISEÑO:

A.-Sistema alimentado por un pozo y un reservorio de cabecera.

B.-Sistema alimentado por 2 pozos y 1 reservorio flotante apoyado.

C.-Sistema alimentado por un pozo con RC y un pozo a la red.

D.-Sistema alimentado por un pozo con RC y 1 pozo con tanque elevado.

E.-Sistema alimentado por 2 pozos con RC

#### CONCLUSION DE ALTERNATIVAS TECNICAS

#### 7.3.-ANALISIS ECONOMICO

-Sistema N° 1.-costos iniciales-costos de operación y funcionamiento.

-Sistema N° 2.-costos iniciales-costos de operación y funcionamiento.

-Sistema N° 3.-costos iniciales-costos de operación y funcionamiento.

#### 7.3.1.-COMPARACION DE ALTERNATIVAS ECONOMICAS

-Costo anual de A

-Costo anual de B

-Costo anual de C

#### CONCLUSION FINAL.

## CAP - VII

### DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

#### 7.1.-GENERALIDADES.-Zonas de presión.

El presente Proyecto considera, el abastecimiento de agua, para cubrir las necesidades actuales así como las requeridas para el desarrollo futuro de la población.

El Proyecto total contempla, servir a una población de saturación de 20,850 Hab. distribuidos en un área de 92.50 Ha.

La fuente como hemos analizado antes, será el acuífero subterráneo, del que será extraído un gasto equivalente al

Q. M. D. = 78.43 lps. por bombeo, continuo de 24 horas.

Dadas las características topográficas del terreno, se ha dividido, el área a servir en dos zonas de presión:

ZONA A.-Que comprende la parte nor-este del pueblo (alta), y que abarcará en la primera etapa a un área de 67.40 Has. que servirá a una población de aprox. 14,000 Hab. Esta zona constituye la actual ocupada y parte de la futura expansión.

Las presiones máximas originadas por carga estática en esta zona es de aprox. 40m con cotas topográficas entre 120 y 80 m.

ZONA B.-Que comprende la parte sur-oeste del pueblo y que abarcará en una segunda etapa a un área de 25.10 Ha. para servir a una población de 7,000 Hab. esta zona constituye la zona futura de expansión.

Las presiones máximas estáticas originadas es de aprox. 25m entre las cotas topográficas 80 y 55

#### 7.2.-ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO.

A continuación pasamos a hacer un análisis de diseño del

Sistema, con varias alternativas, de acuerdo a sus respectivos componentes, desde las dos consideraciones básicas: Técnica, económica, para luego escoger la mas conveniente: Técnica-económica.

ALTERNATIVA A.-SISTEMA ALIMENTADO POR UN POZO Y UN RESER-  
VORIO DE CABECEERA

Implicaría el rendimiento del pozo un gasto equivalente al Q M D = 78.43 lit./seg. para un bombeo continuo de 24 horas, por un lado el rendimiento de la Napa hemos visto que es de tan solo 65 lit./seg. en promedio.

Por otro lado, si el equipo de bombeo trabaja menos de 24 horas se requerirá aumentar el gasto, lo cual no sería posible. Por lo que este sistema queda descartado.

ALTERNATIVA B.-SISTEMA ALIMENTADO POR DOS POZOS Y UN RE-  
SERVORIO FLOTANTE APOYADO.

Este sistema comprendería 2 pozos, bombeando directamente a la red el Q M D = 78.43 lps. durante 24 horas ó 52.29 lit./seg. cada uno para 18 horas de bombeo.

En las horas de máximo consumo serían ayudados por el reservorio flotante de cota top. = 117.74 m.

-Durante el mínimo consumo, el excedente se aprovecharía para llenar el reservorio.\*

La capacidad de este sería de 1,700 M<sup>3</sup>, el cual sería llenado aprox. en 7 horas.

VENTAJAS.-

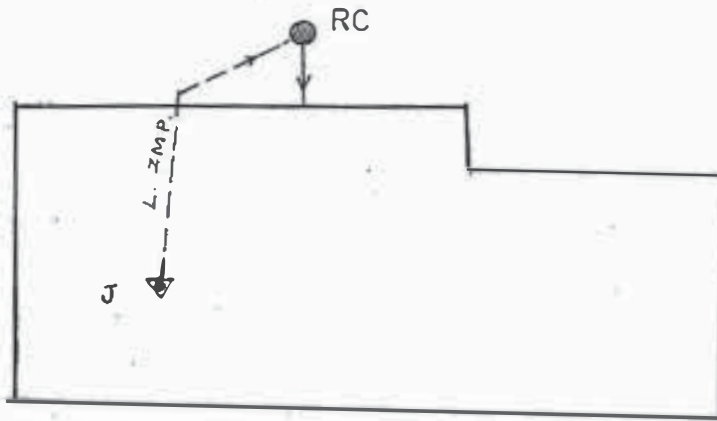
- Las líneas de impulsión son de longitudes mínimas.
- Se aprovecha al máximo la capacidad del sistema.
- Son muy económicos, sobre todo en la inversión inicial.

DESVENTAJAS.-

- Producen generalmente sobrepresiones en la red.

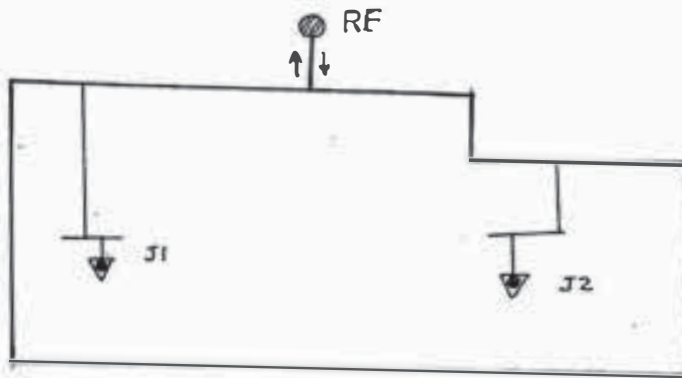
\* Generalmente en las noches, dadas las características de la pob.

### ALTERNATIVA - A



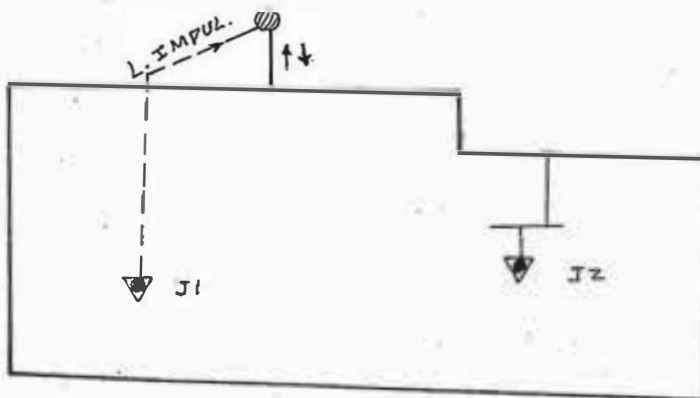
un solo pozo con  
Reservorio de  
cabecera

### ALTERNATIVA - B



pozos J1 y J2  
trabajan con  
un solo Reservo  
rio Flotante

### ALTERNATIVA - C



pozo J2 Bombea  
a la Red. El  
excedente ingresa  
al Reservorio

-El llenado del reservorio flotante es ineficiente, cuando el rendimiento del pozo comienza a disminuir o la población crece.

-Se originan lecturas incorrectas en los medidores, por ingreso de aire del equipo de bombeo a la red.

#### CÁLCULOS HIDRÁULICOS.-

Se verificaron los cálculos Hidráulicos en la red, para consumos máximos y mínimos, los resultados se muestran en las páginas siguientes.

El pozo J 2, origina sobrepresiones mayores de 70 m en la zona baja, siendo el punto D el más desfavorable de cota igual a 63.50 y  $H_{D T} = 58.74$  m y  $\sum H_p = 2.73$  m siendo la cota piezométrica de ingreso .

$$(E_2) = 78.70 + 58.74 - 2.73$$

se tiene:

$$cp D = 132.71 \quad y \quad P D = 132.71 - 63.5 = 71.20m.$$

Estas sobrepresiones se originan, dada la llevada  $H_{D T}$  que debe proporcionar el equipo para llenar el reservorio en el mínimo consumo .

Es así que la alternativa B queda descartada, por esto y sus desventajas expuestas.

#### ALTERNATIVA C.-SISTEMA ALIMENTADO POR UN POZO CON RC Y UN POZO A LA RED

Un reservorio de cabecera, implica en este caso el tendido de líneas de impulsión independiente o sea directamente al reservorio.

Consideramos la Línea de Impulsión desde J1 al reservorio por ser la de menor distancia.

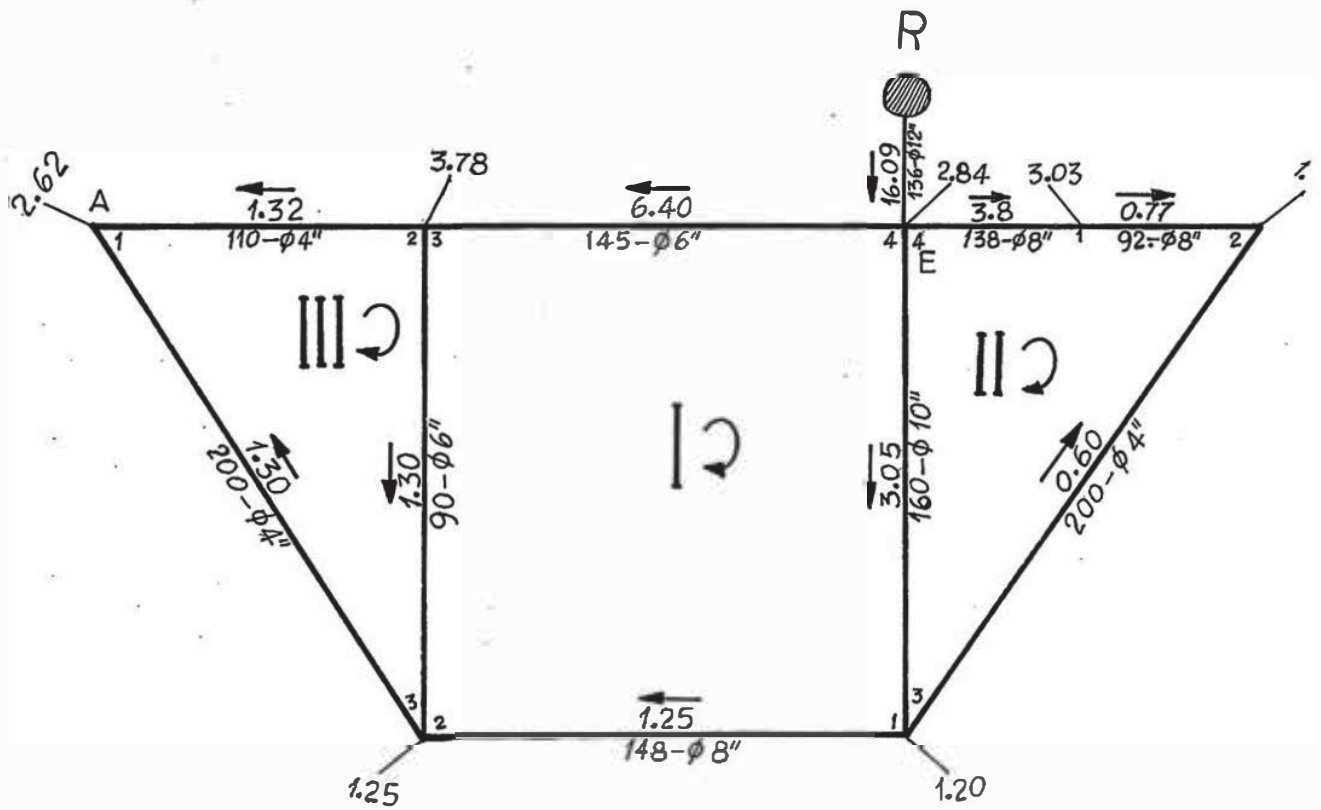
El pozo J2 alimentará directamente a la red, y al exceden-



# ALTERNATIVA-B

CONSUMO = QMH

## ZONA ABASTECIDA POR R

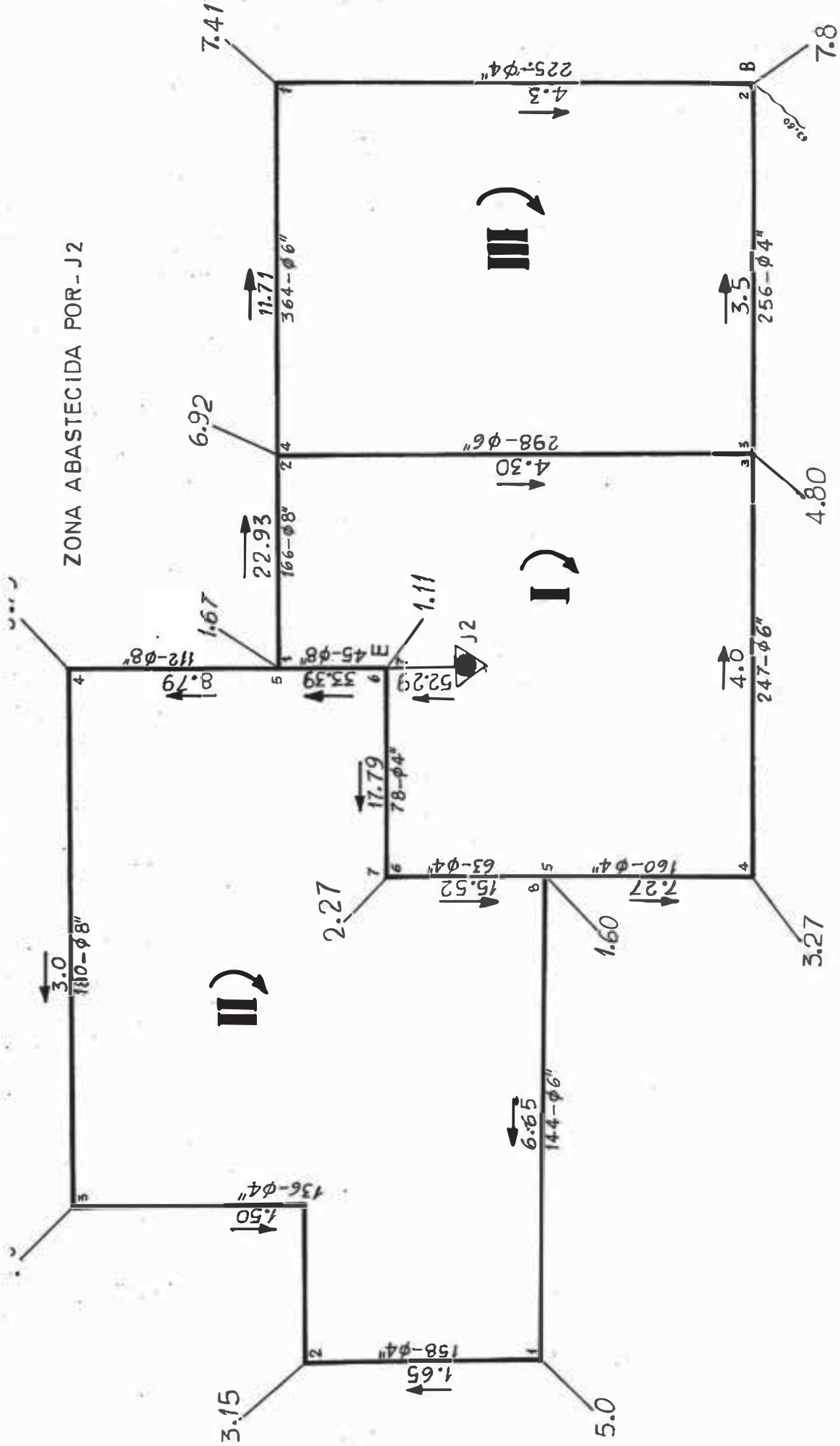


# ALTERNATIVA - B

CONSUMO = QMH

TRAMO	L	φ	r	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q
1-1	.160	10"	.000402	3.05	.003	.000984	5.59	.0097	.001740	5.94	.0108	.001818
1-2	.148	8"	.001103	1.25	.002	.001600	3.90	.014	.003589	4.40	.0171	.003886
1-3	.090	6"	.002719	-1.30	-.005	.003846	1.40	.005	.003571	1.80	.0081	.004480
1-4	.145	6"	.004382	-6.40	-.136	.021250	-3.75	-.050	.013370	-3.25	-.0388	.011930
					-.136	.027680		-.021	.023230		-.0028	.022114
							$\Delta Q_1 = \frac{\sum h}{n \sum h/a} = \frac{-.136}{1.85(.02768)} = -2.65$					$\Delta Q_3 = -.06$
2-1	.138	8"	.0010287	3.80	.012	.003158	3.91	.013	.003325	-5.94	-.02778	.004676
2-2	.092	8"	.000685	0.77	.001	.001299	.88	.001	.001136	1.03	.00070	.000700
2-3	.200	4"	.043250	-0.60	-.017	.002833	-.49	-.016	.032653	-0.34	-.00587	.017290
2-4	.160	10"	.000402	-3.05	-.003	.000984	-5.59	-.009	.001610	-5.94	-.01085	.001830
					-.007	.033774		-.011	.038724		-.04380	.024496
							$\Delta Q_1 = \frac{-.007}{1.85(.033774)} = -0.112$					$\Delta Q_3 = -.096$
												$\Delta Q_2 = -.15$
3-1	.200	4"	.043250	1.30	.070	.053846	1.25	.065	.052000	1.35	.07535	.055817
3-2	.110	4"	.023788	-1.32	-.040	.303030	-1.37	-.043	.031386	-1.27	-.03700	.029147
3-3	.090	6"	.0027198	1.30	.004	.003077	-1.40	-.005	.003571	-1.80	-.00807	.004482
					.034	.359953		-.017	.086957		.03028	.089446
							$\Delta Q_1 = \frac{0.034}{1.85(.359953)} = 0.051$					$\Delta Q_3 = 0.18$
												$\Delta Q_2 = -0.10$

ALTERNATIVA  
CONSUMO = QMH

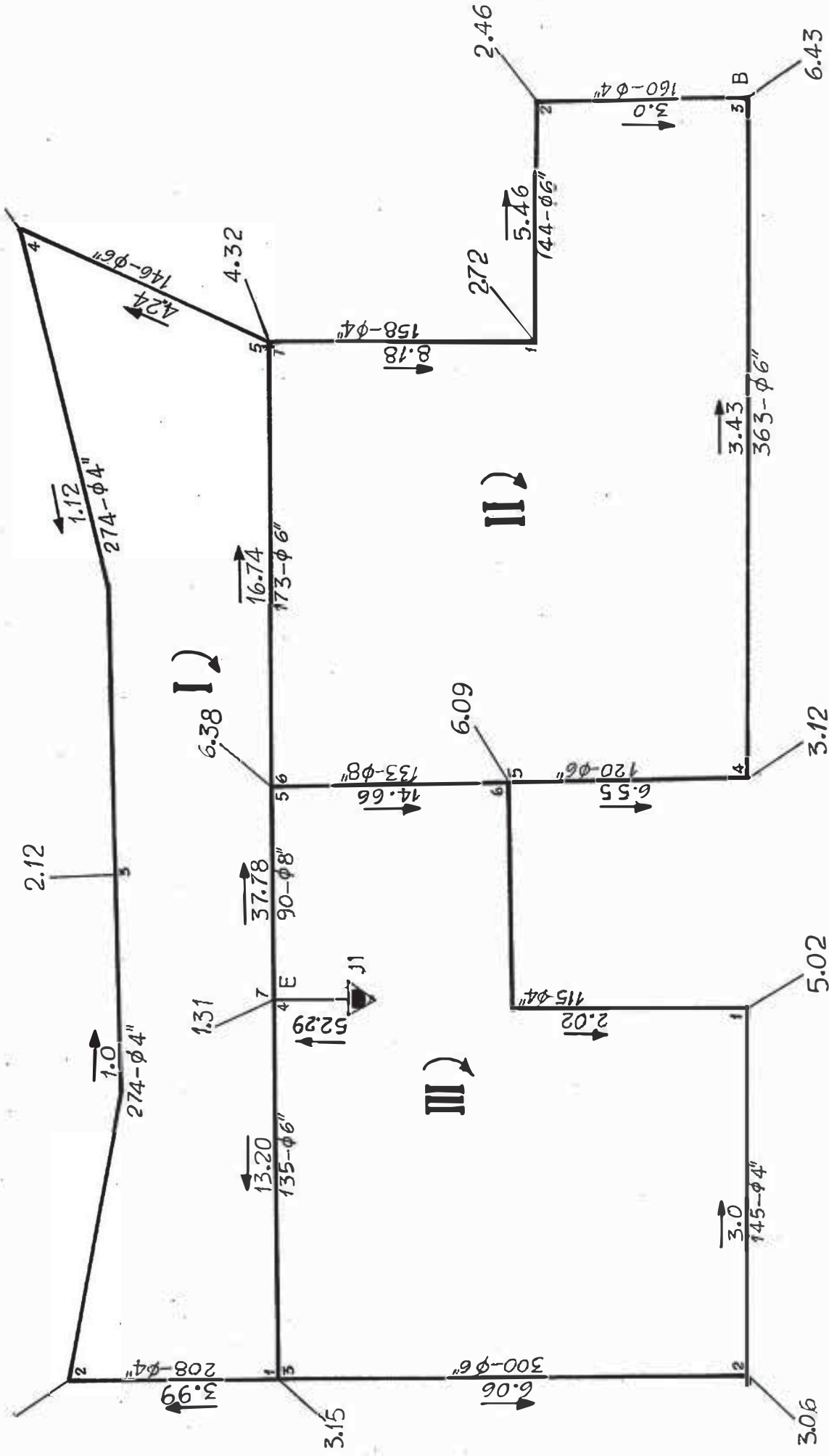


# ALTERNATIVA-B

CONSUMO = QMH

mm	L	$\phi$	r	Q	h	h/Q	Q'	h	h/Q'	Q	h	h/Q
1-1	.045	8"	.000381	33.39	.250	.00752	45.40	.443	.00976	42.17	.386	.0092
1-2	.166	8"	.001406	22.93	.462	.02020	28.52	.692	.02420	27.72	.656	.0237
1-3	.298	6"	.00900	4.30	.133	.03110	12.65	.984	.07780	9.98	.635	.0636
1-4	.247	6"	.00741	-4.0	-.097	.02420	1.59	.017	.01110	0.79	.005	.0061
1-5	.160	4"	.03460	-7.27	-1.358	.18680	-1.68	-.090	.05380	-2.48	-.185	.0748
1-6	.063	4"	.013624	-15.52	-2.175	.14010	-3.51	-.139	.03960	-6.74	-.465	.0689
1-7	.078	4"	.016868	-17.79	-3.466	.19480	-5.78	-.433	.07490	-9.01	-.985	.1093
					-6.251	.6047		.433	.29120		.0468	.03556
					$\Delta Q_1 = -5.588$			$\Delta Q_2 = .804$			$\Delta Q_3 = .0711$	
2-1	.144	6"	.004352	6.65	.145	.02178	0.23	.0003	.0012	2.65	.026	.0099
2-2	.158	4"	.034168	1.65	.086	.05230	-4.77	-.615	.1289	-2.35	-.166	.0706
2-3	.136	4"	.029410	-1.50	-.062	.04150	-7.92	-1.352	.1708	-5.50	-.689	.1253
2-4	.180	8"	.001342	-3.0	-.010	.00341	-9.42	-.085	.0090	-7.0	-.049	.0070
2-5	.112	8"	.000835	-8.79	-.046	.00529	-13.80	-.107	.0077	-11.38	-.075	.0066
2-6	.450	8"	.000335	-33.39	-.221	.00661	-45.40	-.389	.0086	-42.17	-.339	.0080
2-7	.780	4"	.16868	17.79	3.466	.19480	5.78	.433	.0749	9.01	.985	.1093
2-8	.630	4"	.013624	15.52	2.175	.14010	3.51	.139	.0396	6.74	.465	.0689
					5.533	.4658		-1.976	.4407		.158	.4056
					$\Delta Q_1 = 6.421$			$\Delta Q_2 = -2.424$			$\Delta Q_3 = .210$	
3-1	.364	6"	.011000	11.71	1.043	.08906	8.94	.633	.0708	10.81	.899	.0832
3-2	.375	4"	.08109	4.30	1.205	.28020	1.53	.178	.1164	3.40	.780	.2295
3-3	.256	4"	.05536	-3.50	-.562	.16060	-6.27	-1.652	.2636	-4.40	-.858	.1950
3-4	.298	6"	.00900	-4.30	-.134	.03110	-12.65	-.984	.0778	-9.98	-.635	.0636
					1.552	.561		-1.825	.5286		.186	.5713
					$\Delta Q_1 = 2.766$			$\Delta Q_2 = -1.866$			$\Delta Q_3 = .176$	

# ALTERNATIVA-B



# ALTERNATIVA-B

CONSUMO = QMH

Tramo	L	φ	r	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q
1-1	.135	6"	.004079	13.20	.483	.03656	13.58	.5086	.0375	13.30	.4894	.03679
1-2	.208	4"	.044980	3.99	.582	.14583	4.81	.8222	.1709	4.54	.7389	.16275
1-3	.274	4"	.592525	1.00	.059	.05900	1.82	.1794	.0986	1.55	.1333	.08599
1-4	.274	4"	.059250	-1.12	-.073	.06524	-0.30	-.06388	.2129	-0.57	-.0209	.03674
1-5	.146	6"	.004412	-4.24	-.076	.01800	-3.42	-.0429	.0125	-3.69	-.0494	.01338
1-6	.173	6"	.005228	-16.74	-.960	.05735	-12.59	-.5667	.0450	-11.16	-.4534	.04063
1-7	.090	8"	.000671	-37.78	-.555	.01470	-37.40	-.5452	.0146	-37.68	-.5527	.01467
					-0.599	.39653		.2915	.5920		.2852	.39095
					$\Delta Q_1 = -.82$			$\Delta Q_2 = .27$			$\Delta Q_3 = .39$	
2-1	.158	4"	.034167	8.18	.1668	.20391	4.85	.6342	.1308	3.15	.2854	.09061
2-2	.144	6"	.004352	5.46	.101	.01842	2.13	.0176	.0083	0.43	.0009	.00212
2-3	.160	4"	.034600	3.0	.264	.08800	-0.33	-.0044	.0135	-2.03	-.1282	.06316
2-4	.363	6"	.0109699	-3.43	-.1073	.03130	-6.76	-.0059	.0009	-8.46	-.5699	.06737
2-5	.120	6"	.003626	-6.55	-.1173	.01790	-9.88	-.2510	.0254	-11.58	-.3367	.02908
2-6	.133	8"	.000991	-14.66	-.142	.00970	-18.43	-.2174	.01179	-20.14	-.2562	.01272
2-7	.173	6"	.005228	16.74	.960	.05730	12.59	.5667	.04502	11.16	.4534	.04063
					2.626	.42653		.73977	.23569		-.5513	.30569
					$\Delta Q_1 = 3.33$			$\Delta Q_2 = 1.70$			$\Delta Q_3 = 0.47$	
3-1	.115	4"	.024868	2.02	.0913	.0452	2.46	.1315	.05345	2.47	.1325	.05363
3-2	.145	4"	.031356	-3.0	-.239	.0798	-2.56	-.1785	.06971	-2.55	-.1772	.06948
3-3	.300	6"	.009066	-6.06	-.254	.0419	-5.62	-.2210	.03933	-5.61	-.2203	.03927
3-4	.135	6"	.004080	-13.20	-.483	.0366	-13.58	-.5088	.03746	-13.30	-.4895	.03681
3-5	.090	8"	.000671	37.78	.555	.0147	37.40	.5452	.01458	37.68	.5527	.01467
3-6	.133	8"	.000991	14.66	.142	.0097	18.43	.2174	.01179	20.14	.2562	.01272
					-.187	.2279		-.0142	.56346		.0544	.22658
					$\Delta Q_1 = -.44$			$\Delta Q_2 = -.01$			$\Delta Q_3 = .13$	



te en las horas de consumo mínimo.

**VENTAJAS.-**

-El sistema C' es mas ventajoso que el de B ya que el reservorio de cabecera, asegura una eficiencia del llenado, y por ende del abastecimiento.

-Elimina las deficiencias de lectura de medidor por ingreso de aire a la red.

**DESVENTAJAS.-**

-El costo por la línea de impulsión se incrementa.

-El pozo J1, que bombea a la red, originaría las deficiencias de la alternativa A especialmente para la zona baja. Verificando el cálculo hidráulico, se obtienen siempre para el punto D mas desfavorable (el mas bajo) presiones mayores de 70m.

Una solución para este sistema, sería la colocación de válvulas reductoras de presión, en las matrices de la zona baja.

Tendríamos así una variante de esta alternativa que sería aceptable.

**ALTERNATIVA D.-SISTEMA ALIMENTADO POR UN POZO CON RESERVORIO DE CABECERA Y UN POZO CON TANQUE ELEVADO**

Este diseño es similar al C, sino que el pozo de la zona baja (J2) trabajaría con un reservorio elevado con regulador de presiones.

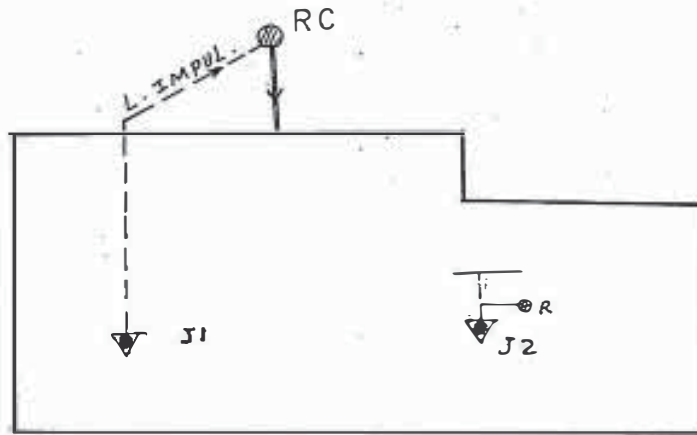
**VENTAJAS.-**

-Se elimina totalmente las deficiencias de los pozos con bombeo directo a la red.

-El reservorio elevado regula los excesos de presiones de la zona baja.

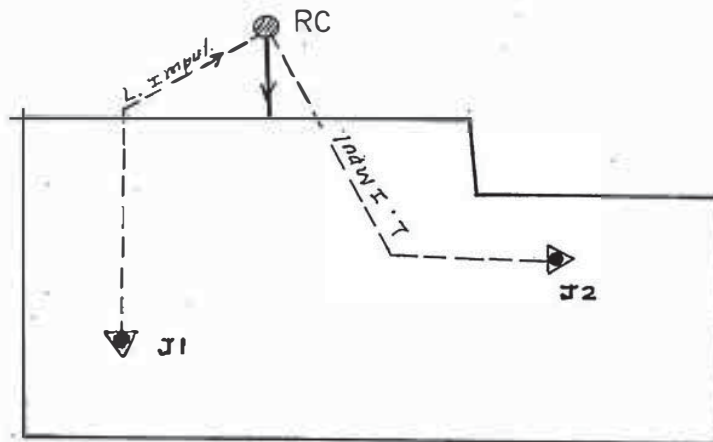


### ALTERNATIVA - D



J1 Abastece a una zona A con RC.  
J2 Abastece a la zona B a través de R. elevado.

### ALTERNATIVA - E



J1 y J2 Alimentan a RC. con líneas de Impulsión directas

-Se distribuye mejor el almacenamiento de regulación del sistema (2 reservorios).

-Se disminuye el consumo de energía (costo) por reducción de potencia del equipo de bombeo.

-Se disminuye la capacidad del reservorio de  $1,700 \text{ M}^3$  a un volumen menor lo suficiente para alimentar a la zona A mientras que el reservorio elevado almacena la otra parte.

#### DESVENTAJAS.-

-Se incrementa el costo del sistema por el reservorio elevado así como de las líneas de impulsión y aducción.

#### ALTERNATIVA E.-SISTEMA ALIMENTADO POR DOS POZOS CON RC.

Implica el tendido de líneas de impulsión desde J1 y J2 respectivamente.

#### VENTAJAS.-

-Se asegura el llenado del reservorio de  $1,700 \text{ M}^3$ , así como el abastecimiento normal del sistema.

-No existen las deficiencias de los bombes directos a la red.

#### DESVENTAJAS.-

-Se incrementa el costo por el tendido de líneas de impulsión J2 - RC.

-Se incrementa el costo inicial de la bomba, así como el consumo de energía, por mayor altura dinámica requerida.

#### CALCULO HIDRAULICO.-

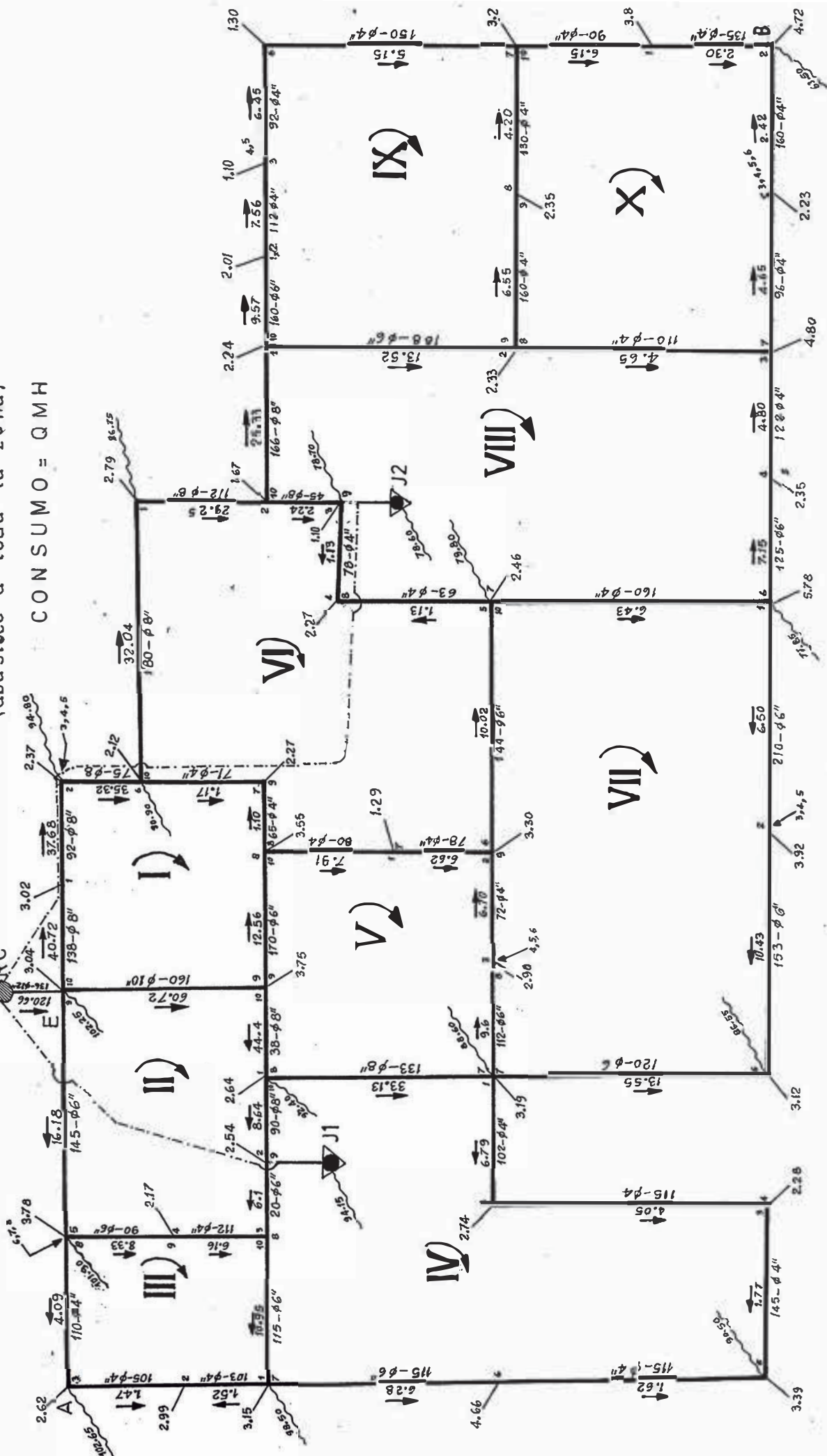
En este diseño la red, tiene una sola entrada desde RC que es el punto E.

-Se ha verificado el cálculo hidráulico para los consumos horarios máximos y mínimos.

-Dada la amplitud de mallas, (10) de 10 tramos, se empleó

# ALTERNATIVA-E: SISTEMA ALIMENTADO POR 2 POZOS Y RC (abastece a toda la zona)

CONSUMO = QMH



CALCULO DE LA RED.

LA	RAMO	H	Q	V	L	D	COTAT	COTAP
1	1	0.70	34.08	0.68	138.0	8.0	101.50	116.06 14.56
1	2	0.39	31.05	0.62	92.0	8.0	94.90	115.66 20.76
1	6	0.28	28.69	0.57	75.0	8.0	90.95	115.38 24.43
1	7	0.02	1.17	0.09	71.0	4.0	86.70	115.36 28.66
1	8	-0.02	-1.10	-0.09	65.0	4.0	87.80	115.38 27.58
1	9	-0.55	-12.56	-0.44	170.0	6.0	92.20	115.93 23.73
1	10	-0.80	-60.72	-0.77	160.0	***	102.50	116.74 14.24
2	1	0.36	47.60	0.95	38.0	8.0	92.50	115.57 23.07
2	2	0.06	11.84	0.24	90.0	8.0	94.70	115.51 20.81
2	3	0.04	9.30	0.33	20.0	6.0	95.60	115.47 19.87
2	4	-0.18	-2.56	-0.24	112.0	4.0	98.05	115.65 17.60
2	5	-0.06	-5.13	-0.18	90.0	6.0	101.90	115.71 13.81
2	9	-1.08	-19.62	-0.69	145.0	6.0	102.50	116.79 14.29
2	10	0.88	63.92	0.81	160.0	***	92.50	115.91 23.41
3	1	0.42	13.39	0.47	115.0	6.0	98.55	115.05 16.50
3	2	-0.14	-2.67	-0.21	103.0	4.0	101.80	115.19 13.39
3	3	-0.56	-5.66	-0.45	105.0	4.0	102.75	115.75 13.00
3	8	-1.19	-8.28	-0.66	110.0	4.0	101.90	116.94 15.04
3	9	0.22	10.77	0.38	90.0	6.0	98.05	116.72 18.67
3	10	1.30	8.60	0.68	112.0	4.0	95.60	115.42 19.82
4	1	0.76	36.36	0.72	133.0	8.0	88.60	114.81
4	2	0.21	3.39	0.27	102.0	4.0	91.70	114.60 22.90
4	3	0.01	0.65	0.05	115.0	4.0	89.15	114.59 25.44
4	5	-0.08	-1.63	-0.13	145.0	4.0	90.50	114.66 24.1
4	6	-0.49	-5.02	-0.40	115.0	4.0	94.25	115.16 20.91
4	7	-0.23	-5.68	-0.34	115.0	6.0	98.55	115.39 16.84
4	8	-0.15	-2.72	-0.27	115.0	6.0	95.60	115.54 19.94
4	9	-0.00	-2.87	-0.10	20.0	6.0	94.70	115.55 20.85
4	10	-0.02	-5.41	-0.11	90.0	8.0	92.50	115.56 23.06
5	1	0.77	7.75	0.62	80.0	4.0	85.00	114.61 29
5	2	0.53	6.46	0.51	78.0	4.0	84.15	114.0
5	3	-0.55	-6.86	-0.55	72.0	4.0	86.65	114.63 27.98
5	7	-0.23	-9.76	-0.35	112.0	6.0	88.60	114.86 26.26
5	8	-0.65	-33.29	-0.66	133.0	8.0	92.50	115.51 23.01
5	9	-0.32	-44.56	-0.89	38.0	8.0	92.20	115.83 23.63
5	10	0.54	12.40	0.44	170.0	6.0	87.80	115.29 27.49
6	1	0.60	27.09	0.54	180.0	8.0	86.75	114.78 28.03
6	2	0.31	24.31	0.48	112.0	8.0	78.90	114.48 35.58



3	0.00	3.92	0.08	45.0	8.0	78.90	114.47	35.57
4	0.11	2.81	0.22	78.0	4.0	81.10	114.36	33.26
5	0.00	0.55	0.04	63.0	4.0	79.80	114.35	34.55
6	-0.22	-8.34	-0.29	144.0	6.0	84.15	114.57	30.42
7	-0.33	-4.94	-0.39	78.0	4.0	85.00	114.90	29.90
8	-0.51	-6.23	-0.50	80.0	4.0	87.80	115.41	27.61
9	0.09	2.78	0.22	65.0	4.0	86.70	115.32	28.62
10	0.00	0.51	0.04	71.0	4.0	90.95	115.31	24.36
1	1.28	7.01	0.56	160.0	4.0	77.95	113.08	35.13
2	-0.68	-12.54	-0.44	210.0	6.0	82.85	113.76	30.91
6	-0.82	-16.47	-0.58	153.0	6.0	86.60	114.59	27.99
7	-0.89	-19.59	-0.69	120.0	6.0	88.60	115.48	26.88
8	0.25	10.18	0.36	112.0	6.0	86.65	115.23	28.58
9	0.62	7.28	0.58	72.0	4.0	84.15	114.61	30.46
10	0.34	10.60	0.37	144.0	6.0	79.80	114.27	34.47
1	0.35	21.19	0.42	166.0	8.0	73.00	114.13	41.13
2	0.96	16.01	0.57	188.0	6.0	72.65	113.17	40.52
3	0.91	7.14	0.57	110.0	4.0	71.60	112.26	40.66
4	-1.53	-8.94	-0.71	122.0	4.0	74.40	113.79	39.39
6	-0.33	-11.29	-0.70	125.0	6.0	77.95	114.12	36.17

7	-0.44	-3.94	-0.31	160.0	4.0	79.80	114.47	35.57
8	0.15	3.62	0.29	63.0	4.0	81.10	114.41	33.31
9	0.03	1.36	0.11	78.0	4.0	78.90	114.38	35.48
10	0.00	0.25	0.00	45.0	8.0	78.90	114.47	35.57
1	0.15	6.29	0.22	160.0	6.0	67.95	113.98	46.0
3	0.36	4.28	0.34	112.0	4.0	65.75	113.62	47.87
6	0.17	3.17	0.25	92.0	4.0	65.25	113.45	47.87
7	0.10	1.87	0.15	150.0	4.0	63.75	113.35	49.60
8	-0.02	-0.85	-0.07	80.0	4.0	68.50	113.37	49.60
9	-0.30	-3.20	-0.25	160.0	4.0	72.65	113.67	41.02
10	-0.41	-10.17	-0.36	188.0	6.0	73.00	114.08	41.08
1	0.05	1.69	0.13	90.0	4.0	63.70	113.35	49.60
2	-0.12	-2.16	-0.17	135.0	4.0	63.50	113.35	49.60
3	-1.23	-6.88	-0.55	160.0	4.0	68.85	114.65	45.80
7	-1.24	-9.11	-0.72	96.0	4.0	71.60	115.89	44.29
8	-0.13	-2.48	-0.20	110.0	4.0	72.65	116.02	43.37
9	1.91	8.72	0.69	160.0	4.0	68.50	114.11	45.61
10	0.87	6.37	0.51	130.0	4.0	63.75	113.24	49.49

S  
 OBJECT CODE= 4024 BYTES, ARRAY AREA= 4520 BYTES, TOTAL AREA A'  
 NUMBER OF ERRORS= 0, NUMBER OF WARNINGS= 0, NUMBER I

CALCULO DE LA RED

AMO	H	Q	V	V	D	COTAT	COTAP	PREN
1	0.01	2.80	0.06	138.0	8.0	101.50	117.72	16.22
2	0.00	2.50	0.05	92.0	8.0	94.90	117.72	22.82
6	0.00	2.26	0.04	75.0	8.0	90.95	117.72	26.77
7	0.00	0.12	0.01	71.0	4.0	86.70	117.72	31.02
8	-0.00	-0.11	-0.01	65.0	4.0	87.80	117.72	29.92
9	-0.00	-0.13	-0.00	170.0	6.0	92.20	117.72	25.52
10	-0.01	-6.07	-0.08	160.0	***	102.50	117.73	15.23
1	0.00	4.23	0.09	38.0	8.0	92.50	117.71	25.21
2	0.04	9.15	0.18	90.0	8.0	94.70	117.67	22.97
3	0.00	0.50	0.02	20.0	6.0	95.60	117.67	22.07
4	-0.01	-0.73	-0.06	112.0	4.0	98.05	117.69	19.64
5	-0.00	-0.94	-0.03	90.0	6.0	101.90	117.69	15.79
9	-0.03	-3.00	-0.11	145.0	6.0	102.50	117.72	15.22
10	0.01	5.96	0.08	160.0	***	92.20	117.71	25.51
1	0.01	1.74	0.06	115.0	6.0	98.55	117.66	19.11
2	-0.01	-0.47	-0.04	103.0	4.0	101.80	117.67	15.87
3	-0.01	-0.77	-0.06	105.0	4.0	102.75	117.68	14.93
8	-0.03	-1.03	-0.08	110.0	4.0	101.90	117.71	15.81
9	0.01	1.48	0.05	90.0	6.0	98.05	117.70	19.65
10	0.04	1.27	0.10	112.0	4.0	95.60	117.66	22.06
1	0.01	4.17	0.08	133.0	8.0	88.60	117.70	29.10
2	0.00	0.27	0.02	102.0	4.0	91.70	117.70	26.00
3	0.00	0.00	0.00	115.0	4.0	89.15	117.70	28.55
5	-0.00	-0.24	-0.02	145.0	4.0	90.50	117.70	27.20
6	-0.01	-0.57	-0.05	115.0	4.0	94.25	117.71	23.46
7	-0.00	-1.04	-0.04	115.0	6.0	98.55	117.71	19.16
8	-0.00	-0.23	-0.01	115.0	6.0	95.60	117.71	22.11
9	0.00	0.25	0.01	20.0	6.0	94.70	117.71	23.01
10	0.00	0.00	0.00	90.0	8.0	92.50	117.71	25.21
1	0.01	0.89	0.07	80.0	4.0	85.00	117.70	32.70
2	0.01	0.76	0.06	78.0	4.0	84.15	117.69	33.54
3	-0.01	-0.57	-0.05	72.0	4.0	86.65	117.70	31.05
7	-0.00	-0.86	-0.03	112.0	6.0	88.60	117.70	29.10
8	-0.01	-3.21	-0.06	133.0	8.0	92.50	117.71	25.21
9	-0.00	-4.34	-0.09	38.0	8.0	92.20	117.71	25.51
10	0.01	1.36	0.05	170.0	6.0	87.80	117.70	29.90
1	0.01	2.27	0.05	180.0	8.0	86.75	117.71	30.96
2	0.00	1.99	0.04	112.0	8.0	78.90	117.71	38.81

3	0.00	0.56	0.01	45.0	8.0	78.90	117.71	38.81
4	0.00	0.45	0.04	78.0	4.0	81.10	117.70	36.60
5	0.00	0.23	0.02	63.0	4.0	79.80	117.70	37.90
6	-0.00	-0.66	-0.02	144.0	6.0	84.15	117.70	33.55
7	-0.00	-0.32	-0.03	78.0	4.0	85.00	117.71	32.71
8	-0.00	-0.45	-0.04	80.0	4.0	87.80	117.71	29.91
9	0.00	0.45	0.04	65.0	4.0	86.70	117.71	31.01
10	0.00	0.23	0.02	71.0	4.0	90.95	117.71	26.76
1	0.03	0.97	0.08	160.0	4.0	77.95	117.67	39.72
2	-0.01	-1.59	-0.06	210.0	6.0	82.85	117.68	34.83
6	-0.02	-1.98	-0.07	153.0	6.0	86.60	117.70	31.10
7	-0.02	-2.29	-0.08	120.0	6.0	88.60	117.72	29.12
8	0.01	1.29	0.05	112.0	6.0	86.65	117.71	31.06
9	0.02	1.00	0.08	72.0	4.0	84.15	117.70	33.55
10	0.01	1.34	0.05	144.0	6.0	79.80	117.69	37.89
1	0.00	1.81	0.04	166.0	8.0	73.00	117.70	44.70
2	0.02	1.90	0.07	188.0	6.0	72.65	117.69	45.04
3	0.02	1.01	0.08	110.0	4.0	71.60	117.66	46.06
4	-0.04	-1.20	-0.10	122.0	4.0	74.40	117.70	43.30
6	-0.01	-1.43	-0.05	125.0	6.0	77.95	117.71	39.76

7	-0.00	-0.09	-0.01	160.0	4.0	79.80	117.71	37.91
8	0.01	0.66	0.05	63.0	4.0	81.10	117.70	36.60
9	0.00	0.44	0.04	78.0	4.0	78.90	117.70	38.80
10	0.00	0.33	0.01	45.0	8.0	78.90	117.70	38.80
1	0.00	0.43	0.02	160.0	6.0	67.95	117.70	49.75
3	0.00	0.23	0.02	112.0	4.0	65.75	117.70	51.95
6	0.00	0.12	0.01	92.0	4.0	65.25	117.70	52.45
7	-0.00	-0.01	-0.00	150.0	4.0	63.75	117.70	53.95
8	0.00	0.33	0.03	130.0	4.0	68.50	117.70	49.20
9	0.00	0.10	0.01	160.0	4.0	72.65	117.70	45.05
10	-0.00	-0.60	-0.02	188.0	6.0	73.00	117.70	44.70
1	-0.00	-0.08	-0.01	90.0	4.0	63.70	117.70	54.00
2	-0.01	-0.46	-0.04	135.0	4.0	63.50	117.71	54.21
3	-0.03	-0.93	-0.07	160.0	4.0	68.85	117.74	48.89
7	-0.03	-1.15	-0.09	96.0	4.0	71.60	117.77	46.17
8	0.00	0.12	0.01	110.0	4.0	72.65	117.77	45.12
9	0.05	1.23	0.10	160.0	4.0	68.50	117.71	49.21
10	0.03	1.00	0.08	130.0	4.0	63.75	117.69	53.94

OBJECT CODE= 4024 BYTES, ARRAY AREA= 4520 BYTES, TOTAL AREA =

NUMBER OF ERRORS= 0, NUMBER OF WARNINGS= 0, NUMBER



el programa Fortran IV elaborado por los alumnos de la PROMOCION 1,979-I de Ingeniería Sanitaria.\*

Los resultados se muestran en la página siguiente.

-Puede observarse presiones adecuadas, siendo para el mínimo horario, presiones máximas de 53.94 m en el punto D más desfavorable de cota 63.50 m, lo cual es tolerable.

-Para el consumo máximo, las presiones menores son de 13 m en el punto mas alto de la red (punto D') de cota topográfica = 102.65 m

CONCLUSION DE ANALISIS TECNICO DE ALTERNATIVAS.-Según el análisis del acápite anterior, los diseños técnicamente aceptables son:

- 1.-Sistema alimentado por un pozo (J1) con RC y 1 pozo (J2) a la red. In cluye válvulas reductoras de presión.
- 2.-Sistema alimentado por un pozo (J1) con RC y 1 pozo (J2) con reservorio elevado.
- 3.-Sistema con dos pozos y 1 RC.

Nos encontramos entonces, con que la solución al problema es económico.

### 7.3.-ANALISIS ECONOMICO.-

Consideraremos los costos de los componentes adicionales de los diferentes sistemas, ya que los elementos comunes tendrán el mismo costo.

Se tendrá en cuenta:

- Costos iniciales de inversión inmediata.
- Costos de operación y mantenimiento, representados por costos equivalentes anuales, los que podrán significar también ahorros.

\* Destacamos el gran trabajo realizado por mi compañero Ruddy Noriega en la elaboración del programa.

## SISTEMA N° 1.-

## a) Costos iniciales:

<u>Elementos adicionales</u>	<u>costo (\$)</u>
1 válvula reductora presión Ø 8"	250,000
1 " " " Ø 6"	160,000
2 " " " Ø 4"	203,800
2 " " " Ø 3"	149,500
2 " " " Ø 2"	126,400

Cajas para válvulas reductoras de  
presión a todo costo (8") 1'504,000

Costo inicial \$ 2'393,700

## b) Costos de operación y mantenimiento.

Son mínimos. Se incluyen como mantenimiento general del sistema.

Estimado: 1% costo inicial

Costo/año = 23,937

No se generan ahorros en el sistema.

## SISTEMA N° 2:

Comprende el pozo J1 con línea de impulsión independiente hasta RC y el pozo J2 con tanque elevado.

## a) Costos iniciales.

<u>Elementos adicionales</u>	<u>Costo (\$)</u>
-Reservorio elevado de 600M <sup>3</sup> incluye caseta de válvulas y accesorios (a todo costo)	6'670,000
-Tubería para línea impulsión 30 m.l Ø 8" CLASE-75, incluye accesorios e instalación (1,943 \$/m.l)	58,300
-Tubería para L. Aducción 40 m.l, Ø 10" (2,199 \$/m.l) .....	87,960

-Ahorros por reducción de capacidad de reservorio apoyado (600M<sup>3</sup> menos) : ..... -3'710,000

-Ahorro costo inicial bomba ..... -200,000

Costo neto inicial : \$ 2'804,700

b) Costo de operación y mantenimiento:

-Dada la cercanía al pozo, el reservorio tendrá el mismo sistema de mantenimiento.

Desenvolse estimado (1% costo) 68,347

-Ahorros por consumo de Energía por menor potencia del motor eléctrico (menor H D T ) (10 Kw menos)

Costo anual energía = 365 (cnk) ..... (1)  
eléctrica.

c = costo unitario (\$/Kw-hora)

n = N° horas de funcionamiento del equipo de bombeo.

k = potencia del equipo en Kw.

para c = 3 \$/Kw-hora , n = 18 , k = 7

en (1) : Ahorro anual = 365 (3)(18)(10) = -197,100

Ahorro neto anual : \$ 129,553

SISTEMA N° 3

a) Costo inicial

Elementos adicionales	<u>Costo (\$)</u>
-Tubería para línea impulsión	
900 m.l, Ø 8", CLASE-105 (1,943 \$/m.l)	1'748,700

b) Costo de operación y mantenimiento.

Costo anual por incremento de consumo de energía (mayor H D T) ... 197,100

RESUMEN:

Se tiene para los 3 sistemas:

-Sistema N° 1:

Costo inicial : 2'393,700

Costo operación y mantenimiento : 23,940/año.

-Sistema N° 2 :

Costo inicial: 2'804,700

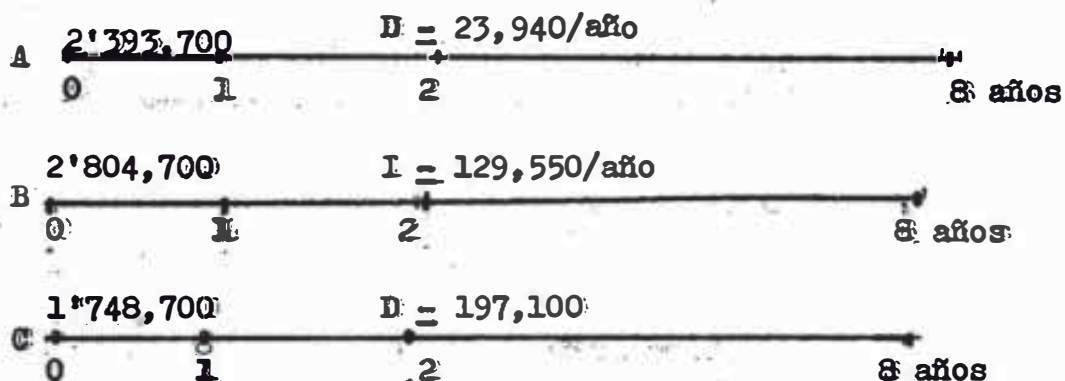
Ahorros anuales: \$ 129,550

-Sistema N° 3 :

Costo inicial : 1'748,700

Costo de operación y mantenimiento : 197,100

Representando en la escala económica de tiempo se tiene:



### 7.3.1.-COMPARACION DE ALTERNATIVAS ECONOMICAS

Usaremos el método del costo anual, para ver que alternativa nos es favorable.

Sea:  $P$  = costo inicial

$i$  = tasa de interés (10%)

$n$  = periodo de vida de los equipos

$AC$  = costo equivalente anual

$D$  = desembolsos anuales,

$I$  = ingresos anuales

Costo equivalente anual de A

$$AC_A = P \cdot (Crf) + D$$

$$P = 2'393,700$$

$$Crf (i = 10\%, n = 8) = 0.1875 \text{ (Tablas financieras)}$$

$$D = 23,940$$

$$AC_A = (2'393,700)(0.1875) + 23,940 = 473,000$$

Costo equivalente anual de B .

$$AC_B = P.(Cr_f) - I$$

$$P = 2'804,700$$

$$I = 129,550$$

$$AC_B = (2'804,700)(0.1875) - 129,550 = 396,330$$

Costo equivalente anual de C .

$$AC_C = P (Cr_f) + D$$

$$P = 1'748,700$$

$$D = 197,100$$

$$AC_C = (1'748,700)(0.1875) + 197,100 = 524,980$$

#### CONCLUSION FINAL

Vemos que la alternativa B, posee el menor costo equivalente anual, además como se ha visto, ofrece buenas condiciones técnicas de funcionamiento, ya que a parte de permitir una excelente regulación de presiones, se adecúa a la ejecución por etapas programadas, ya que el reservorio elevado será para la segunda etapa del Proyecto.

Por lo expuesto, el sistema de abastecimiento de agua para Jerusalem será la ALTERNATIVA B o sea que el pozo N° J2 trabajará con un reservorio elevado para la zona baja (futura).

## CAP - VIII

### SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ADOPTADO

#### 8.1.-DESCRIPCION DEL SISTEMA

#### 8.2.-DISEÑO DE LA CAPTACION

- Diseño del pozo J1
- Cálculo del rendimiento
- Diseño del pozo J2

#### 8.3.-LINEAS DE IMPULSION J1-RC

- Diseño de la línea de impulsión J1-RC
- Línea de impulsión J2-R

#### 8.4.-LINEAS DE ADUCCEON

- Líneas de admisión RC-E
- Línea de aducción R-E'

#### 8.5.-RESERVORIOS DE REGULACION

- Reservorio de cabecera-apoyado (1100m<sup>3</sup>)
- Reservorio elevado (600 M<sup>3</sup>)

#### 8.6.-EQUIPOS DE BOMBEO

- Del pozo J1.-Especificaciones
- Del pozo J2.-Especificaciones

#### 8.7.-RED DE DISTRIBUCION

- DESCRIPCION.-Líneas troncales y secundarias
- Presiones límites
- Cálculos hidráulicos
- Materiales y accesorios.



## CAP - VIII

### SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ADOPTADO

#### 8.1.-DESCRIPCION DEL SISTEMA.-

El sistema proyectado, capta del acuífero subterráneo, un gasto equivalente al Q M D = 78.43 lps para 24 horas de bombeo, a través de 2 pozos que denominamos J1 al primero y que se espera extraer 50 lit./seg., que es conducido directamente al reservorio apoyado de cabecera (RC) de 1100M<sup>3</sup>. Este pozo será construido en la primera etapa de ejecución del Proyecto y servirá a la zona A.

El segundo pozo que denominamos J2 abastece en la segunda etapa a la zona baja.

Este pozo alimenta a un reservorio elevado, con un gasto de 28.43 lit./seg. (Q M D ).

-Las líneas de impulsión de ambos pozos, disponen de conexión a la línea de aducción, para alimentar a la red después de llenar los reservorios respectivos.

-La red de distribución comprende tuberías de Ø 10" hasta Ø 4" para las troncales (primarias) y tuberías de Ø 3" y 2" para las tuberías de relleno (secundarias).

PARTES DEL SISTEMA.-El sistema comprende las siguientes partes:

- 1.-CAPTACION.-Compuesto de 2 pozos J1 y J2 con sus respectivos equipos de bombeo.
- 2.-LINEAS DE IMPULSION.-Son 2; una línea que une a J1 con RC y la otra J2 con el reservorio elevado.
- 3.-LINEAS DE ADUCCION.-Comprenden las líneas que parten de los reservorios hasta los puntos de entrada de la red.
- 4.-RESERVORIOS DE REGULACION.-Son dos: un reservorio apoyado de 1,100 M<sup>3</sup> que es alimentado por J1 y el otro que es

elevado de  $600 \text{ M}^3$  y es alimentado por J2.

5.-RED DE DISTRIBUCION.-Que comprende el conjunto de tuberías y accesorios, necesarios para el funcionamiento del sistema.

### 8.2.-DISEÑO DE LA CAPTACION.-

La fuente de captación será el acuífero subterráneo, construyéndose para ello 2 pozos tubulares, denominados J1 y J2 .

#### DISEÑO DEL POZO J1

Dadas las características de la zona a servir así como las condiciones geológicas de los estratos, y teniendo en cuenta las características de los pozos existentes, según se ha expuesto en el CAP. IV, se recomienda para este pozo, las siguientes características de diseño:

Rendimiento requerido = 50 lit./seg (24 horas de bombeo)

Radio del pozo = 16" (Cuadro N° 5-4)

Profundidad : 70 m.

Nivel estático esperado = 40 m.

Nivel dinámico = 52 m.

El diseño del diámetro y las aberturas del filtro dependerán del análisis granulométrico, durante la perforación del pozo.

-El filtro será colocado en el tercio inferior del espesor del acuífero y en los estratos mas permeables como se indica en la FIG. N° (8-1)

#### CALCULO DEL RENDIMIENTO ESPERADO DEL POZO PROYECTADO J1 .

Con el dato de la permeabilidad hallada y los demás datos:

$$P = 1.31 \times 10^{-4} \text{ m/seg.}$$

$$r = 0.228 \text{ m } (\varnothing 18")$$

ESQUEMA DEL POZO PROYECTADO - J1

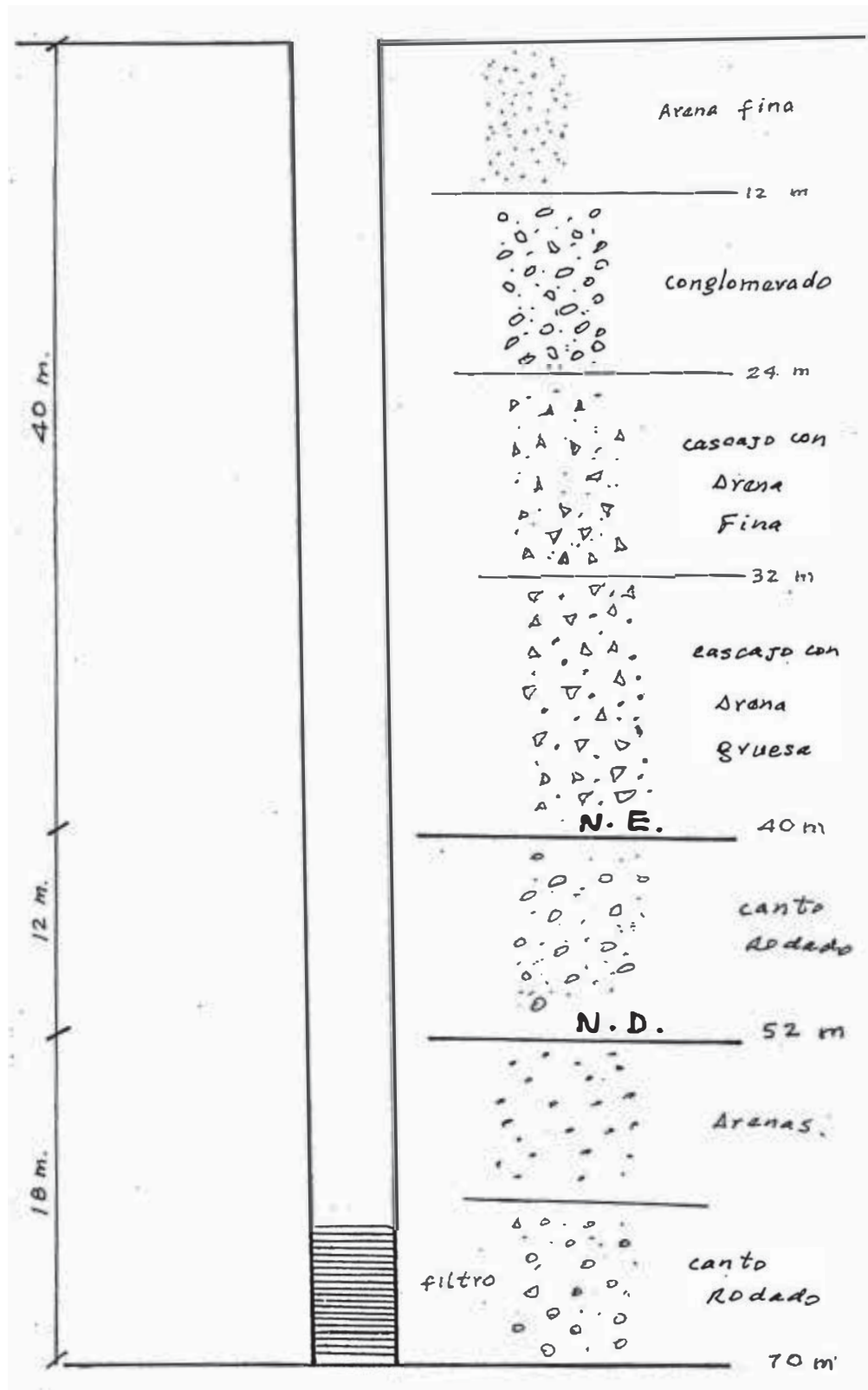


FIG. (8-1)

Nivel estático = 40 m (adoptado)

Gradiente S = 0.0095

Profundidad = 70 m

Luego:  $H = 70 - 40 = 30$  m y  $h = 1/3 (30) = 10$  m

El radio de influencia del pozo será:

$$R = \frac{30^2 - 10^2}{4.6 (0.0095)(30) \text{Log}(R/0.228)}$$

$$R = \frac{610}{\text{Log}(R/0.228)} \quad \text{de donde } R = 206 \text{ m.}$$

y el rendimiento del pozo esperado será:

$$Q = \frac{P_x(w)(H^2 - h^2)}{2.3 \text{Log}(R/r)}$$

$$P = 11.35 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$$

$$H = 30 \text{ m.}$$

$$h = 10 \text{ m.}$$

$$R = 206 \text{ m.}$$

$$r = 0.228 \text{ m.}$$

$$Q = ? (\text{m}^3/\text{día})$$

$$Q = \frac{11.35 \times 3.14 (30^2 - 10^2)}{2.3 \text{Log}(206/0.228)} = 4193 \text{ m}^3/\text{día. } \hat{6}$$

$$Q = 48.5 \text{ lit./seg.}$$

este es el caso más desfavorable o sea en la máxima depresión.

Cuando el nivel estático tiene una profundidad de 35 m (lo mas adecuado) se tiene:

$$H = 35 \text{ m. } \quad \text{y}$$

$$Q = \frac{11.35 \times 3.14 (35^2 - 10^2)}{2.3 \text{Log}(206/0.228)} = 5,895 \text{ m}^3/\text{día. } \hat{6}$$

$Q = 68 \text{ lit./seg.}$ , que es lo que normalmente rinde la Napa, de acuerdo a los datos de los pozos existentes.

DISEÑO DEL POZO J2 .-Estará ubicado a un costado del terreno destinado a complejo deportivo del pueblo Jerusalem a 30 m de la intersección de las calles CHANCAI y JOSE JOAQUIN.

Su cota topográfica es de 78.60m según puede observarse en el PLANO N° H.

El pozo deberá poseer las siguientes características:

-Rendimiento requerido : 28.43 lit./seg. con bombeo continuo equivalente al Máximo diario requerido para la zona baja del pueblo, denominada ZONA B y que es de proyección futura en la segunda etapa o sea a iniciarse en 1,990.

Dadas las características de rendimiento de la Napa, según hemos analizado antes, se espera obtener el gasto requerido.

DIAMETRO DEL POZO.-Según el cuadro N° V el  $\emptyset$  óptimo de rendimiento del pozo será de 12" ( $\emptyset$  interior).

PROFUNDIDAD DEL POZO.-Se recomienda perforar hasta los 70m

-El diámetro y las aberturas del filtro estarán sujetos al análisis granulométrico de los diferentes estratos y se adoptará los valores recomendados en la TABLA N° (5-5).

### 8.3.-LINEAS DE IMPULSION.-

Se tiene dos líneas de impulsión:

DISEÑO DE LA LINEA DE IMPULSION J1-RC.-Comprende desde el pozo J1 (c.t.= 94.15) hasta el reservorio RC (c.t.=117.74) abarca una longitud de 442m, para conducir un gasto de 66.67 lit./seg., equivalente al Q M D y para 18 horas de trabajo del equipo de bombeo (PLANO N° H2).

Su diseño dependerá de 2 puntos de vista: Técnico y económico .

CONSIDERACIONES TECNICAS:

a) Supongamos un  $\phi = 8''$  :

$L = 442\text{m}$  ,                       $Q = 66.67 \text{ lit./seg.}$

La velocidad deberá comprender de 0.6 - 3 m/seg.

-Los accesorios producirán pérdidas de carga, las que expresadas en longitud de tubería equivalente serán:

5 codos $\phi 8'' \times 45^\circ$ .....	16.50
1 válvula Check $\phi 8''$ .....	15.00
2 válvula compuerta $\phi 8''$ .....	<u>2.80</u>
Long.equivalente .....	34.30m

Longitud a considerar :  $442 + 34.30 = 476.30 \text{ m.}$

De acuerdo a los datos , en nomograma se tiene:

$Q = 66.67$  ,  $\phi 8''$  ,  $V = 2.12 \text{ m/seg.}$  ,  $S = 0.018$

$H = SL = (476.30)(0.018) = 8.57 \text{ m.}$

Estas condiciones son aceptables.

b) Supongamos  $\phi = 10''$  :

Longitud equivalente por pérdidas de carga en accesorios:

5 codos $\phi 10'' \times 45^\circ$ .....	20 m.
1 válvula Check $\phi 10''$ .....	18 m
2 válvulas comp. $\phi 10''$ .....	<u>3.60</u>
Longitud equivalente ... =	41.60 m.

Longitud a considerar :  $442 + 41.60 = 483.60 \text{ m.}$

para  $Q = 66.67$  ,                       $V = 1.33 \text{ m/seg.}$  -  $S = 0.0063$

$h = SL = (483.60)(0.0063) = 3.05 \text{ m.}$

Estas condiciones también son aceptables por lo que el  $\phi$  a adoptar, depende de las consideraciones económicas.

ESTUDIOS ECONOMICOS:

Vemos que ambos diámetros de 8" y 10" , satisfacen las condiciones hidráulicas para la conducción del fluido.



Si bien, la tubería de  $\varnothing = 10''$  disminuye la velocidad, lo que es ventajoso para la conservación de los accesorios y tubería; así mismo produce menor pérdida de carga, que se traduce en disminución de la potencia del equipo de bombeo y motor eléctrico, que representa una disminución por costo de energía a consumir.

En cambio, tiene en contra una mayor inversión inicial, convirtiéndose la solución del problema en económico.

Trataremos pues de analizar si esta inversión inicial extra es recuperable por la reducción del costo de energía, durante el periodo de diseño del equipo y con tasas de interés adecuados.

a) INVERSION EXTRA :

Tubería	Costo unitario \$/m.l.	Long. (m)	costo (\$)
$\varnothing 8''$ -Clase-105....	1,627	476.30	774,940
$\varnothing 10''$ -Clase-105...	2,349	483.60	<u>1'135,977</u>

Inversión extra...\$361,037

b) AHORRO DE ENERGIA .-

Una reducción de pérdida de carga, se traduce en reducción de la altura dinámica total necesaria para el equipo de bombeo, por lo tanto menor costo del equipo .

$$\varnothing 8'' \dots H = 8.57 \text{ m} \quad \varnothing 10'' \dots H = 3.05 \text{ m.}$$

$$H = 8.57 - 3.05 = 5.52 \text{ m.}$$

en potencia representa :

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot (H D T)}{75 \eta}$$

$$Q = 66.67 \text{ lit./seg.}$$

$$\rho = 1000 \text{ Kg./m}^3$$

$$\eta = 0.70 \text{ (eficiencia)}$$

$$P = \frac{1000 (0.06667)(5.52)}{75 (0.70)} = 7 \text{ HP}$$

$$\text{Reduc. Energía} = 7 (0.76) = 5.3 \text{ Kw.}$$

El costo anual de energía eléctrica está dado por :

$$AC = 365 \text{ cnK}$$

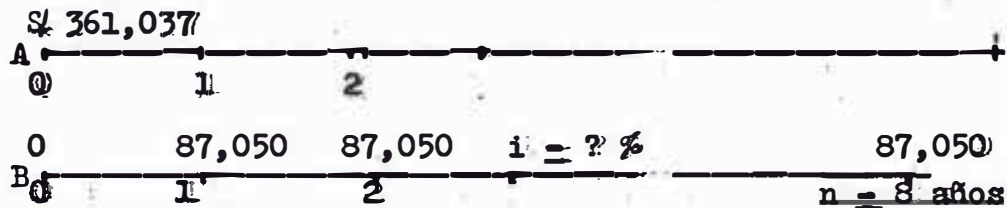
c = costo unitario en \$ /Kw-hora

n = # horas de funcionamiento del equipo/día.

K = potencia del equipo en Kw.

$$AC = 365 (2.50)(18)(5.3) = \$ 87,050/\text{año.}$$

Planteamos el problema económico en la escala de tiempo:



La tasa de interés, a la cual la inversión extra de la alternativa A es recuperada por la alternativa B será:

$$361,037 = 87,050 \text{ uspwf}_{i=8} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{uspwf}_{i=8} = 4.1475$$

de las tablas financieras  $i = 18\%$

Indudablemente, nuestra decisión está sujeta a :

- Conseguir préstamos blandos, con bajas tasas de interés, de manera que las cuotas de devolución sean los adecuados.
- Las tasas mínimas de rendimiento, deberán ser inferiores a 18% , ya que de lo contrario, perderíamos la oportunidad de obtener mejores Beneficios con el monto extra asignado para la adquisición de la tubería de  $\emptyset 10''$ . Vemos en la ecuación (1) que para tasas mayores de 18% , el ahorro es inferior a la inversión.
- Teniendo en cuenta que en el país existen Organismos de

apoyo financiero, con condiciones favorables a las asignadas, convenimos en que el  $\phi = 10''$  es el aceptable, además de las condiciones hidráulicas favorables expuestas.

-La tabla de caterpillar, da recomendaciones sobre  $\phi$  económicos para tuberías de impulsión; en dicha tabla vemos que nuestra solución es la conveniente ( $L = 1,200$  pies,  $Q = 1,000$  Gpm),  $\phi 10''$ .

-El material de dicha tubería será de asbesto cemento, CLASE 105 (75 m de presión), que como vemos en el perfil de la línea J1-RC (PLANO N° H2), las presiones máximas a presentarse son de aprox. 35m, sobretodo en la salida del pozo J1.

-Los accesorios serán de F° F<sup>do</sup>, los detalles se muestran en el plano general de la red (PLANO N° H).

#### LINEA DE IMPULSION J2-R

Es la tubería que conduce el gasto del pozo J2 al reservorio elevado R para  $Q = 37.80$  lit./seg.,  $L = 30m$

$\phi 8''$  se tiene:  $V = 1.2$  m/seg.,  $S = 0.0065$

$h = SL = (0.0065)(30.00) = 0.20m.$

adoptamos este  $\phi$ , el material será de f°f° así como los accesorios.

#### 8.4.-LINEAS DE ADUCCION.-

LINEA DE ADUCCION RC-E.-Comprende el tramo de tubería del reservorio en la entrada de la red (punto E); 136m según se observa en el plano general N° H.

Esta línea alimentará a la parte alta de la red-zona A (1<sup>ra</sup> etapa de ejecución del Proyecto).

El diseño será para transportar el  $Q_{MHI} = 76.92$  lit./seg.

En la situación mas desfavorable, la línea de gradiente

hidráulica tomará las características de la FIG. N° (8-2) siguiente:

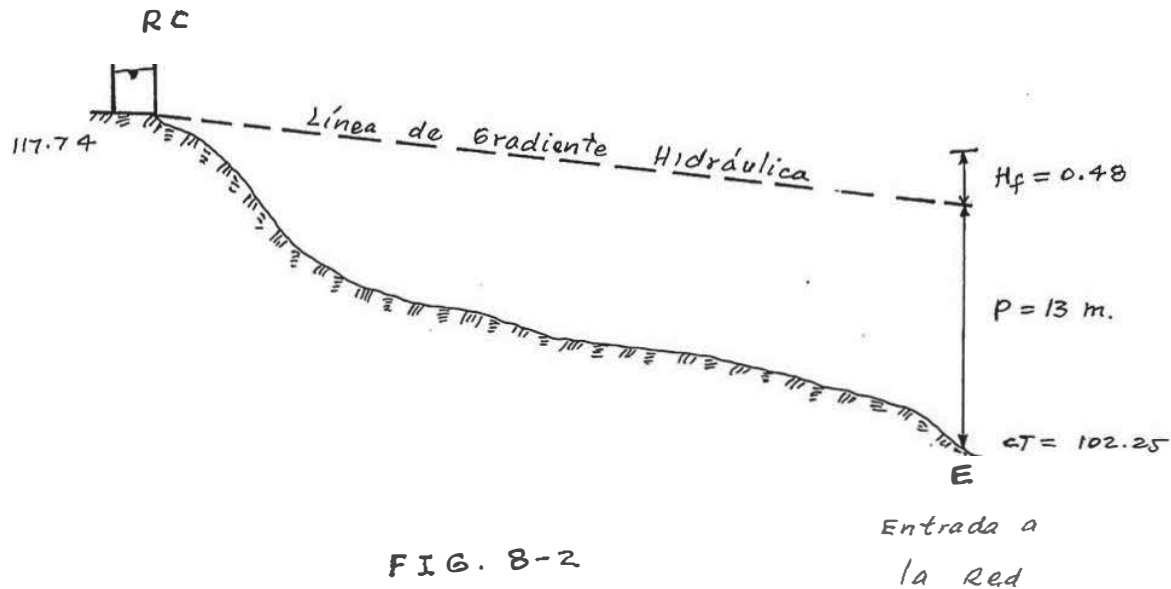


FIG. 8-2

Energía disponible :  $117.74 - 102.25 = 15.49$

Energía mínima requerida (entrada a la red) :  $13.00\text{m}$

Energía disponible :  $15.49 - 13.00 = 2.49\text{m}$  .

La max. gradiente hidráulica ( $S_m$ ) :  $2.49/136.00 = 0.0187$

En el nomograma con los valores de  $Q = 76.92$  lit./seg. y

$S_m = 0.0183$  .

Hallamos :  $\phi = 10''$  (el mayor) y  $V = 1.5\text{m/seg}$ .  $S = 0.0075$

luego :  $h = SL = 1.02\text{ m}$ .

si usamos un  $\phi = 12''$  tenemos :  $S = 0.0035$  y  $V = 1.05\text{m/seg}$ .

Haciendo la corrección como longitud equivalente por pérdidas de carga en accesorios:

1. codo  $\phi 12'' 45^\circ = 4.30$

1. val. compuerta  $\phi 12'' = 2.10$

Total .....  $6.40\text{m}$

Long. a considerar :  $136 + 6.40 = 140.4$  m.  
 luego  $h = SL = (0.0035)(140.4) = 0.48$ m.  
 tendremos así una cota piezométrica de entrada a la red  
 (punto E):

$$cpE = 117.74 - 0.48 = 117.26 \text{ m}$$

y una presión de  $117.26 - 102.25 = 15.01$  m

LINEA DE ADUCCION R-E'.--Comprende la tubería que alimenta a la red desde el reservorio elevado. Comprende el reservorio en la 2<sup>da</sup> etapa de ejecución del Proyecto.

Para  $Q = QMH = 43.74$  y  $\phi = 8"$

Hallamos en el nomograma :  $V = 1.3$  m/seg.  $S = 0.009$

para  $L = 40$ m ,  $h = SL = (0.009)(40) = 0.36$ m

-La cota piezométrica de entrada a la red (punto E') será:

$$cpE' = 100.60 - 0.36 = 100.24 \text{ m y la presión en}$$

$$E' = 100.60 - 78.70 = 21.90$$

### 8.5.-RESERVORIOS DE REGULACION

RESERVORIO DE CABECERA-APOYADO ( $1,100 \text{ m}^3$ ).--Ubicado en la cota topográfica  $= 117.74$  m. abastece a la zona A que es la actual ocupada. Su capacidad, regulará el servicio en las horas de mayor consumo de un área de  $67.40$  Ha.

#### **DIMENSIONES:**

Para una altura de agua de  $H = 6$ m.

$$\pi D^2/4(6) = 1,100 \quad D = 15.30 \text{ m.}$$

Es preferible redondear el diámetro

Si  $D = 15$  m ,  $H = 6.22$ m con  $0.35$  del borde superior de la estructura.

$$H_{\text{total}} = 6.22 + 0.35 = 6.57 \text{ m.}$$

-El  $\phi$  de la tubería de impulsión (que ingresa) es de  $10"$  como hemos visto.

-El  $\emptyset$  de alimentación al pueblo es de 12".

Se ha diseñado un "BY PASS" de línea de impulsión a la de aducción de manera que cuando se llene el reservorio, se alimenta a la red.

Todo el sistema tiene sus respectivas válvulas de compuerta para control.

-Se ha diseñado así mismo una caseta para operación de válvulas del reservorio.

-Todos los materiales serán de F<sup>o</sup> F<sup>do</sup>.

De la salida de la caseta, las tuberías serán de asbesto cemento CLASE - 105

-Los detalles tanto del reservorio, caseta o instalación de accesorios pueden verse en el PLANO N<sup>o</sup> H3.

RESERVORIO ELEVADO (600 M<sup>3</sup>). - Ubicado al costado del pozo J2 de c.t. = 78.60

El castillo tendrá una altura de 22m con lo que la cota FONDO = 100.60m

-Para una altura de agua (H = 4.50m) se tiene :

$$\frac{\pi D^2 (H)}{4} = 600, \quad D = 13m$$

La tubería de ingreso es de  $\emptyset$  8"

### 8.6.- EQUIPOS DE BOMBEO.-

#### a) DEL POZO J1.-

La capacidad de la bomba será Q = 66.67 lit./seg.

H D T :

Dif. cotas terreno (J1-RC) = 117.74 - 94.15 = 23.59m

Profundidad del nivel dinámico = 52m

altura de agua en el reservorio = 6.22m

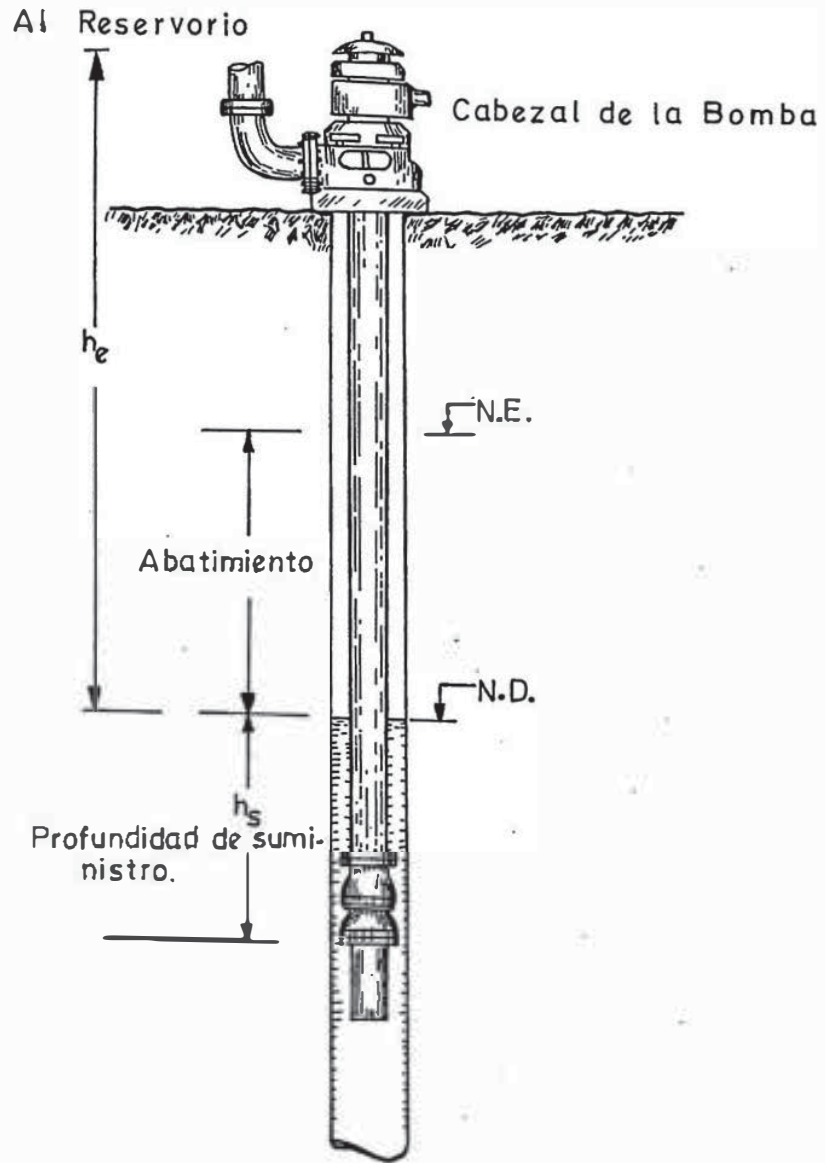
Presión de salida en el reservorio = 5m

Pérdida de carga (línea impulsión y accesorios) = 3.05m.

HDT = 89.86 m.



# ALTURAS A CONSIDERAR EN UNA BOMBA



La potencia de la bomba será :

$$P = \frac{r Q (HDT)}{75n}$$

$r = 1,000 \text{ Kg./M}^3$   
 $Q = 66.67 \text{ lit./seg.}$   
 $HDT = 89.86 \text{ m}$   
 $n = 0.70 \text{ (asumido)}$

$$P = \frac{1,000 (0.06667) (89.86)}{75 (0.70)} = 114 \text{ HP.}$$

La potencia del motor eléctrico (75% pérdidas)

$$P = \frac{114}{0.75} = 152 \text{ HP} \quad \text{ó} \quad 115.5 \text{ Kw.}$$

ESPECIFICACIONES.-Bomba de tubería para pozo profundo , para conducir un gasto  $Q = 66.67 \text{ lit./seg.}$  a una altura dinámica total. (HDT)  $= 90 \text{ m.}$

El diámetro de los impulsores de la bomba será de 12 pulgadas de acuerdo a la tabla (CUADRO N° 5-4).

El caballaje dependerá de las características de la eficiencia de equipos existentes en el mercado.

-Motor eléctrico trifásico, de 220 voltios y frecuencia 60 ciclos/seg.

Potencia  $= 152 \text{ HP}$  y  $1800 \text{ RPM.}$

-Tablero eléctrico, arrancador electromagnético, tipo-estrella-triángulo para motor de  $152 \text{ HP}$  con protección térmica en las 3 fases, con tablero alternador para trabajo automático.

b) DEL POZO J2 .

$Q = 37.80 \text{ lit./seg.}$

HDT

-Dif.cotas (cota fondo reser.-ct. J1)  $= 100.60 = 22 \text{ m}$   
(altura castillo)

Profundidad del nivel dinámico  $= 52$



Altura de agua ..... = 4.50m

Presión de salida en reservorio - 0.20  
83.70m

Luego la bomba requerida será para  $Q = 37.80$  lit./seg.

HDT = 84m

Si en el mercado existen equipos de eficiencia = 70%

el caballaje que absorbe la bomba será :

$$P = \frac{1,00 \times 0.0378 \times 8}{75 (0.70)} = 60.48 \text{ HP } \delta$$

$$P = 60.48 (0.76) = 46 \text{ Kw.}$$

-El  $\emptyset$  exterior de los impulsores de la bomba será de 8"  
de acuerdo al CUADRO N° (5-4) .

### 8.7.-RED DE DISTRIBUCION.

#### DESCRIPCION.-

Comprende el conjunto de tuberías, diseñadas de acuerdo a consideraciones técnicas (hidráulicas) y económicas, que servirán para distribuir el agua a toda el área actual y futura o sea para atender a una población de 20,850 Hab., comprendidos en un área neta de 92.50 Ha.

-El cálculo de las tuberías que forman las redes principales, han sido calculadas para distribuir el GASTO MAXIMO HORARIO = 120.66 lit./seg., correspondiente a la máxima demanda horaria requerida por la población.

CIRCUITOS ARTERIALES .-La red, está constituida por tuberías matrices o primarias, los que han sido calculados hidráulicamente . Su  $\phi$  depende de este cálculo.

LINEAS SECUNDARIAS O DE SERVICIO.-Está formado por las tuberías conectados a las arteriales o troncales y dan servicio a los predios .

No necesitan calcularse sus  $\phi$  ,variando estos con la longitud de los tramos, recomendándose

<u><math>\phi</math></u>	<u>Long. tramo</u>
4" .....	400-600
3" .....	300-400
2" .....	200-300

PRESIONES LIMITES.-Dadas las características de la población y teniendo en cuenta la zonificación, se tendrá :

Para la Zona A (actual) :

Presión P mínima = 13m

Presión máxima = 50m

Para la Zona B (futura)

Presión mínima = 15m

Presión máxima = 50m.

CALCULOS HIDRAULICOS.-En los cálculos se han usado la fórmula de HAZEN y WILLAMS para las pérdidas de cargas en los tramos.

$$H = \frac{1.72 \times 10^6 L, Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.867}}$$

h = pérdidas de carga en m.

L = longitud de tubería en Km.

Q = lit./seg.

C = 140 (const. Hazen Willams para asbesto cemento)

D = pulgadas.

-La red ha sido calculada por el procedimiento de  $\phi$  y gastos asumidos. los que se muestran en los diagramas que adjuntamos .

-La verificación se ha realizado por el método Iterativo del Dr. HARDY CROSS.

La zona A ha sido dividida en 5 mallas, que es abastecida con gasto máximo horario de 76.92 lit./seg., para verificar las presiones mínimas.

Los resultados se muestran en el CUADRO N°(8-1)

CALCULO DE LAS PRESIONES MINIMAS PARA LA ZONA A .-Determinaremos las presiones en los puntos mas desfavorables.

-Punto mas alto de la red = A (ct. = 102.65)

$$cp.E = 117.26$$

$$cp.A = cp.E - \sum H = 117.26 - 0.76 = 116.50$$

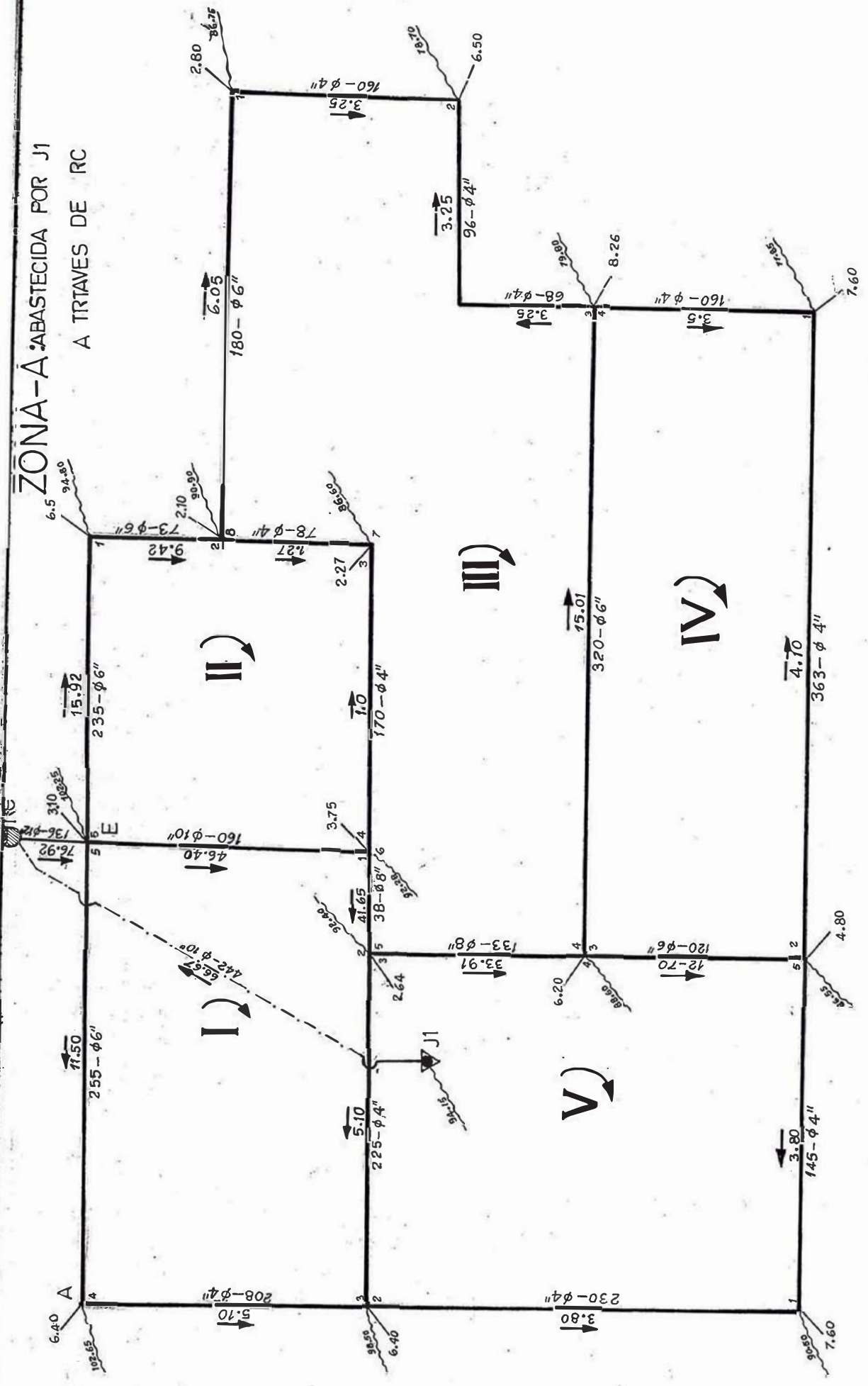
$$pA = 116.50 - 102.65 = 13.85m \text{ (aceptable)}$$

-Punto mas bajo = B (ct. = 77.85)



# RED DE DISTRIBUCION

ZONA-A ABASTECIDA POR J1  
A TRAVES DE RC



# CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

## ZONA-B: ABASTECIDA POR JI. Y RC

Tramo	L	φ	r	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	
1-1	60	10"	.000403	46.40	.47	.01013	47.98	.519	.0108	46.08	.482	.0105	46.59	.492	.0106	
1-2	38	8"	.001193	41.65	1.18	.02833	37.31	.965	.0259	38.58	1.026	.0266	37.75	.986	.0261	
1-3	1225	4"	.048656	5.10	.99	.19412	3.98	.626	.1574	4.08	.656	.1608	4.03	.641	.1591	
1-4	1208	4"	.044980	-5.10	-.92	.18034	-6.37	-1.383	.2170	-6.34	-1.371	.2162	-6.39	-1.391	.2176	
1-5	1225	6"	.006799	-11.50	-.62	.05391	-12.77	-.757	.0593	-12.74	-.753	.0591	-12.79	-.759	.0593	
					1.10	.46688		-.030	.4704		.040	.4732		-.031	.4727	
					$\Delta Q_1 = 1.27$		$\Delta Q_2 = -.034$		$\Delta Q_3 = .05$		$\Delta Q_4 = -.035$					
2-1	35	6"	.007100	15.92	1.19	.0746	13.07	.825	.0631	15.00	1.06	.0709	14.44	.992	.0687	
2-2	73	6"	.002210	9.42	.14	.0148	6.57	.072	.0109	8.50	.12	.0136	7.94	.102	.0128	
2-3	78	4"	.016868	1.27	.03	.0207	-4.65	-.289	.0623	-1.48	-.04	.0235	-2.82	-.115	.0407	
2-4	70	4"	.036763	-1.0	-.04	.0367	-6.92	-1.317	.1903	-3.75	-.42	.1131	-5.09	-.746	.1466	
2-5	160	10"	.000403	-46.40	-.49	.0105	-47.98	-.519	.0182	-46.08	-.48	.0105	-46.59	-.492	.0105	
					.829	.1573		-1.228	.3448		.299	.2316		-.259	.2793	
					$\Delta Q_1 = 2.85$		$\Delta Q_2 = -1.93$		$\Delta Q_3 = .56$		$\Delta Q_4 = -.50$					
-1	180	6"	.005440	6.05	.152	.0251	9.12	.325	.0356	7.88	.248	.0314	8.66	.295	.0341	
-2	160	4"	.034600	3.25	.306	.0942	6.32	1.048	.1658	5.08	.699	.1377	5.86	.911	.1555	
3-3	164	4"	.035465	-3.25	-.314	.0966	-0.18	-.001	.0083	-1.42	-.068	.0478	-.64	-.016	.0243	
3-4	20	6"	.009670	-15.01	-1.451	.0967	-11.57	-.896	.0775	-13.35	-1.168	.0875	-12.36	-1.013	.0819	
3-5	133	8"	.000991	-33.91	-.672	.0198	-30.69	-.558	.0182	-31.86	-.598	.0188	-31.08	-.572	.0184	
3-6	38	8"	.000283	-41.65	-.281	.0067	-37.31	-.229	.0061	-38.58	-.243	.0063	-37.75	-.234	.0062	
3-7	170	4"	.036763	1.0	.037	.0368	6.92	1.317	.1903	3.75	.424	.1131	5.09	.738	.1450	
3-8	78	4"	.016868	-1.27	-.026	.0207	4.65	.289	.0623	1.48	.035	.0235	2.82	.115	.0407	
					-2.249	.3966		1.295	.5641		-.671	.4661		.224	.5061	
					$\Delta Q_1 = -3.07$		$\Delta Q_2 = 1.24$		$\Delta Q_3 = -.78$		$\Delta Q_4 = .24$					
4-1	160	4"	.03460	3.50	.351	.1003	3.13	.286	.0913	3.67	.383	.1045	3.46	.344	.0994	
4-2	363	4"	.078499	-4.10	-1.068	.2604	-4.47	-1.253	.2803	-3.93	-.987	.2513	-4.14	-1.087	.2626	
4-3	120	6"	.003626	-12.70	-.399	.0315	-12.92	-.4120	.0319	-12.31	-.377	.0306	-12.52	-.398	.0311	
4-4	320	6"	.00970	15.01	1.451	.0967	11.57	.896	.0775	13.35	1.168	.0852	12.36	1.013	.0819	
					.335	.4889		-.483	.481		.187	.4716		-.119	.4750	
					$\Delta Q_1 = .37$		$\Delta Q_2 = -.054$		$\Delta Q_3 = .21$		$\Delta Q_4 = -.013$					
5-1	145	4"	.031356	3.80	.371	.0975	3.65	.344	.0942	3.58	.332	.0927	3.58	.332	.0927	
5-2	230	4"	.049738	-3.80	-.588	.1547	-3.95	-.632	.1599	-4.02	-.652	.1623	-4.02	-.652	.1623	
5-3	225	4"	.048656	-5.10	-.991	.1943	-3.98	-.626	.1574	-4.08	-.656	.1608	-4.03	-.641	.1591	
5-4	133	8"	.000991	33.91	.672	.0198	30.69	.558	.0182	31.86	.598	.0188	31.08	.572	.0184	
5-5	120	6"	.003626	12.70	.399	.0314	12.92	.412	.0319	12.31	.377	.0306	12.52	.379	.0462	
					-.137	.4977		.056	.462		-.001	.4652		.190	.4787	
					$\Delta Q_1 = .15$		$\Delta Q_2 = .07$		$\Delta Q_3 = .001$		$\Delta Q_4 = .21$					

CONSUMO = QMH

$$cp.B = 116.50 - (1.39 + 0.65 + 0.33 + 1.09) = 113.04$$

$$pB = 113.04 - 77.85 = 35.19m$$

-Las presiones máximas serán las estáticas (consumo nulo)\* en el punto más bajo de la zona (punto B)

$$pE = 123.96 - 77.85 = 46.11m$$

CALCULO DE LAS PRESIONES MINIMAS PARA LA ZONA B.-Determinamos las presiones en los puntos mas desfavorables:

Punto mas alto = A' (ct. = 81.15)

$$cp.E' = 100.24$$

$$cp.A' = 100.24 - 0.44 = 99.80$$

$$pA' = 99.80 - 81.15 = 18.65$$

-Punto mas bajo = B' (ct. = 63.50)

$$cpB' = 99.80 - (0.23 + 0.15 + 0.06)$$

$$cpB'' = 99.80 - (0.23 + 0.15 + 0.06 + 1.55) = 97.81$$

$$pB' = 97.81 - 63.50 = 34.31m$$

Las presiones máximas, en el caso extremo será cuando el consumo es nulo y se presenta las presiones estáticas (situación mas desfavorable) para el punto mas bajo B''

$$p.Est. = 100.24 - 63.50 = 36.74m$$

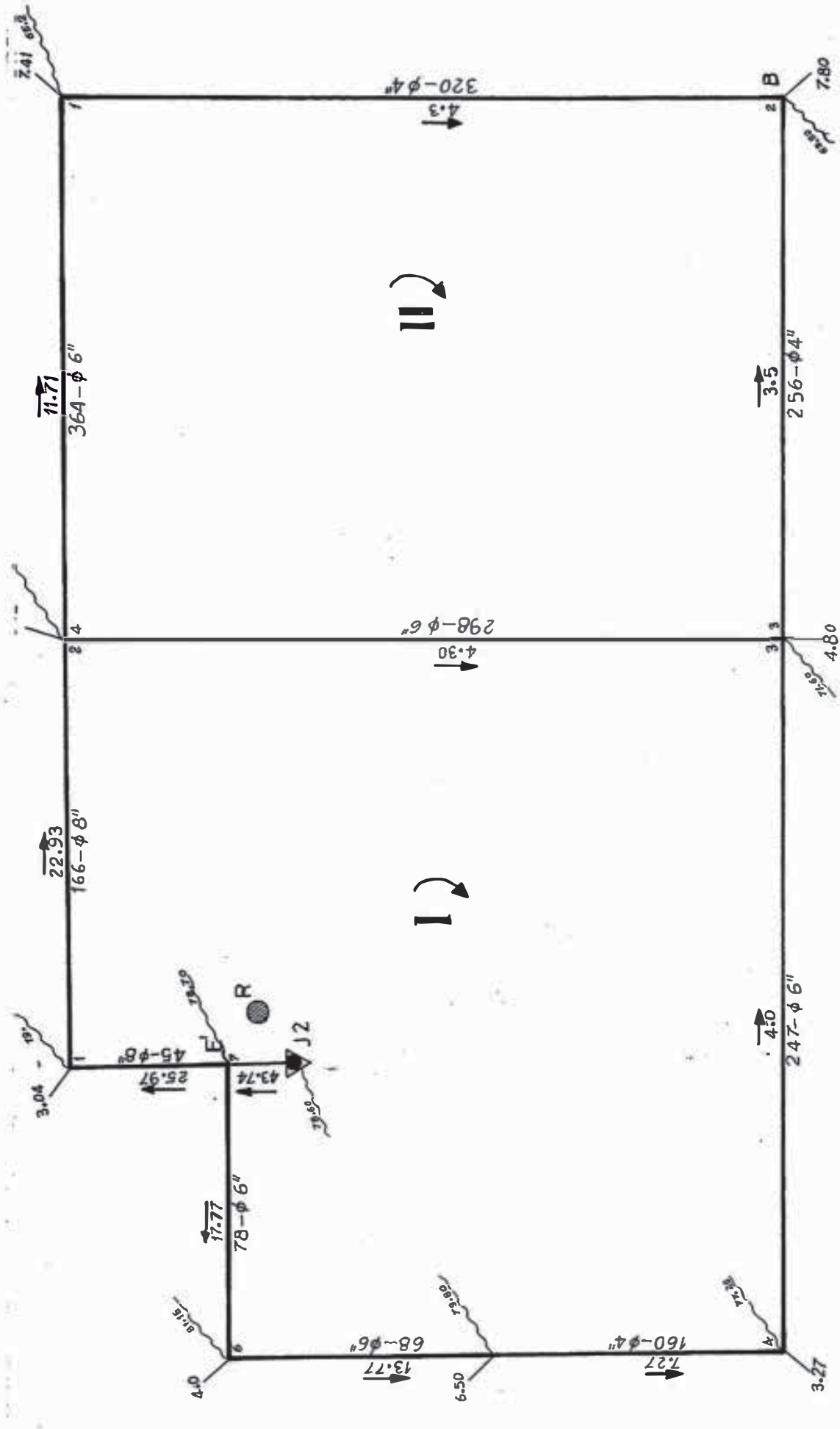
MATERIALES.-Las tuberías serán de asbesto-cemento CLASE 105 (70m) ya que como hemos visto las presiones max. son de 40m pero las tuberías deberán pasar las pruebas hidráulicas, los que son sometidos a mayor presión.

ACCESORIOS.-Con el objeto de efectuar reparaciones en la red, en el caso de ocurrir deterioros o pérdidas por roturas de tuberías, u otros requerimientos, es que se han colocado válvulas de cierre e interrupción en todo el sistema de distribución.

El criterio que se ha seguido para la colocación de las

\* Situación extremadamente desfavorable.

ZONA-B: ABASTECIDA POR POZO J2 Y R  
 CONSUMO = QMH



# CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION ZONA-B

CONSUMO QMH

	L	o	r	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q	Q	h	h/Q
1-1	45	8"	.000335	25.97	.14	.00533	27.23	.15	.00554	26.84	.15	.00558
1-2	166	8"	.001237	22.93	.41	.01773	24.19	.45	.018550	23.80	.44	.01849
1-3	298	6"	.00900	4.30	.13	.03090	7.00	.33	.047050	5.62	.22	.03914
1-4	247	6"	.007464	-4.0	-.10	.02425	-2.74	-.05	.01758	-3.13	-.06	.01917
1-5	160	4"	.004835	-7.27	-.19	.02610	-6.01	-.13	.02220	-6.40	-.15	.02344
1-6	68	6"	.002055	-13.77	-.26	.01909	-12.51	-.22	.017599	-12.90	-.23	.01783
1-7	78	6"	.002357	-17.77	-.48	.02720	-16.51	-.42	.02544	-16.90	-.44	.02600
					-.35	.15060		.11	.15395		-.07	.14966
					$\Delta Q_1 = -1.26$			$\Delta Q_2 = .39$			$\Delta Q_3 = -.25$	
2-1	364	6"	.01100	11.71	1.04	.08881	10.27	.82	.07966	11.26	.99	.08614
2-2	320	4"	.06920	4.30	1.03	.23901	2.86	.48	.16905	3.85	.84	.21764
2-3	256	4"	.05536	-3.50	-.56	.16000	-7.04	-2.04	.28977	-6.05	-1.55	.25620
2-4	298	6"	.00900	-4.30	-.13	.03110	-7.0	-.33	.04705	-5.62	-.22	.03900
					1.38	.51892		-1.07	.58553		.06	.59898
					$\Delta Q_1 = 1.44$			$\Delta Q_2 = -.99$			$\Delta Q_3 = .05$	

válvulas de cierre, ha sido, de que en caso de ser necesario una reparación por necesidades de servicio, cualquier tramo puede ser independizado en una longitud no mayor en lo posible de 2 cuadras, de esta manera se obtiene un control absoluto de cada porción del sistema y hace posible efectuar las reparaciones, sin necesidad de efectuar el normal abastecimiento de otros sectores .

El número de válvulas en la red es el siguiente

<u>∅ válvula</u>	<u>cantidad</u>
10" .....	—
8" .....	2
6" .....	12
4" .....	73

Para el combate de incendios, se ha instalado hidrantes, las que se distanciarán 200m en promedio. Estas serán de tipo poste de dos boquillas para conexiones de  $2\frac{1}{2}$  pulg. llevarán en su base correspondiente el accesorio para conexión de tubería de  $\emptyset$  4" .

-Los demás accesorios requeridos en el sistema tales como cruces, tees, reducciones, codos, etc. se muestran en el plano de la red con accesorios (PLANO N° H1) .

Los materiales serán los que se indican en "Especificaciones técnicas" - ANEXO A .

Demás detalles puede verse en el metrado y presupuesto, ANEXO C del presente Proyecto.



CONEXIONES DOMICILIARIAS EXTERIORES.-

Consta de los siguientes elementos:

-De toma.

-De conducción.

-De control.

a) ELEMENTO DE TOMA (ACOMETIDA).-Constituida por :

-Una abrazadera de derivación en la tubería matriz.

-Una montura adaptable al diámetro de la tubería respectiva.

-Una llave de toma "Corporation".

b) ELEMENTO DE CONDUCCION.-Comprende la tubería desde la toma hasta el medidor.

c)ELEMENTO DE CONTROL.-Constituido por:

-Una válvula de cierre.

-Medidor de gasto.

-Caja protectora.



## CAP - IX

### POTABILIZACION DEL AGUA

#### 9.1.-GENERALIDADES.

- Agua potable
- Aguaa contaminada.
- Agua polucionada.
- Enfermedades que pueden transmitir el agua.

#### 9.2.-TRATAMIENTO DE LAS AGUAS PARA SER POTAB LES.

- 1.-Tratamientos preliminares.
- 2.-Tratamiento primario.
- 3.-Tratamient o secundario.
- 4.-Tratamientos terciarios.
- 5.-Desinfección

#### 9.3.-DESINFECCION CON CLORO

- Empleo del gas cloro
- Clases de cloradores
- Recomendaciones
- Cloraminas
- Clorado previo
- Cloración en el punto de ruptura
- Ensayos con la ortoteluidina.-Recomendaciones

#### 9.4.-EQUIPOS DE CLORACION

- Puntos de aplicación
- Especificaciones del equipo de cloración en pozo J1.-  
Capacidad.-Presión mínima..
- Especificaciones del equipo de cloración en pozo J2.-  
Capacidad.-Presión mínima.

## CAP - IX

### POTABILIZACION DEL AGUA

#### 9.1.-GENERALIDADES

El agua absolutamente pura, no se encuentra en la naturaleza.

Cuando las aguas vaporizadas, se condensan en el aire, absorbe polvo, y disuelve oxígeno, anhídrido carbónico y gases. Al discurrir por la superficie del suelo, recoge fango y otras materias inorgánicas; así como gran cantidad de bacterias.\*

También disolverá productos de descomposición de la materia orgánica, tales como nitratos, nitritos, amoníaco, anhídrido carbónico, etc. provenientes del contacto de residuos humanos, animales y vegetales.

-Las aguas superficiales retienen todas estas impurezas por tiempo indefinido.

-Las aguas subterráneas, resultantes de la infiltración, carecen de fangos, bacterias y materias orgánicas, por filtración natural a través de los estratos o por acciones Físico-Químicas.

Sin embargo disuelven sales, que muchas veces son tóxicos, dependiendo de la composición química de los estratos.

AGUA POTABLE.-Es la que posee características Físicos, Químicos y biológicos, tales que al asumirlos no producen daño al organismo humano.

AGUA CONTAMINADA.-Es la que contiene bacterias patógenas y que producen enfermedades al organismo.

AGUA POLUCIONADA.-Es la que contiene sustancias que son perjudiciales para el consumo humano.\* \*

\* En el aire también capta bacterias.

Obsérvese que las aguas contaminadas necesariamente están  
\* \* polucionadas.

ENFERMEDADES QUE PUEDE TRANSMITIR EL AGUA.-Las enfermedades mas importantes debidas a aguas contaminadas son: fiebre,tifoidea y paratifoidea,las disenterías amébrica y bacilar,la gastroenteritis,el cólera Asiático,hepatitis, el antrax,la tuberculosis y parasitosis en general.

-El tifus,el paratifus,las disenterías,el cólera,son transmitidos mediante las heces de personas enfermas y portadoras de gérmenes.

Es así que si no se disponen cuidadosamente los desagues o se tratan inadecuadamente las aguas residuales urbanas, puede contaminarse el agua subterránea,poniendo en peligro los suministros de los pozos,así como de los cursos de agua.

## 9.2.-TRATAMIENTO DE LAS AGUAS PARA SER POTABLES.

Hemos visto que las aguas,para ser potables,deben reunir ciertos requisitos,tanto Físico-Químico y microbiológico, por lo que llegar a este estado,deberán tratarse bajo los dos aspectos

-Físico Químico

-Microbiológico.

Se diseña para ello,plantas de tratamiento,ouyas unidades, dependen del grado de contaminación y polución de las aguas, así como del grado de purificación requeridos,acorde al uso que se les va a dar.\*

A continuación describimos las principales fases y procesos de tratamiento de las aguas.

1.-TRATAMIENTOS PRELIMINARES.-Preparan las aguas para un tratamiento posterior .Comprenden:

\* Algunas aguas,bastarán con el proceso de autodepuración natural que ocurre en las aguas.

- Gradas o desintegradoras
- Cajas de arena o desarenadores
- Tanques de remoción de óleos y grasas (Skimming tanks)
- Aereación preliminar.

2.-TRATAMIENTO PRIMARIO.-Es el tratamiento indispensable, para aguas residuales y superficiales principalmente. Sigue el ~~tratamiento~~ tratamiento preliminar.

Comprende :

- Decantación simple (primaria)
- Precipitación química
- Digestión de lodos
- Secamiento de lodos: lechos de secado incineradores
- Filtros groseros.
- Desinfección.

3.-TRATAMIENTO SECUNDARIO.-Son procesos biológicos por acción aeróbica (oxidación). Comprende:

a) FILTRACION BIOLÓGICA.

- Baja capacidad: filtros clásicos.
- Alta capacidad: biofiltros, aereofiltros, accelofiltros.

b) LODOS ACTIVADOS.

- Con aire difuso (agitación)
- Con aereación superficial: Kessener, simplex, Sheffield.

4.-TRATAMIENTOS TERCARIOS.-

- Filtros intermitentes de arena.
- Lodos activados (sigue a la filtración biológica)
- Lagunas de estabilización (oxidación)

5.-DESINFECCION.-Cualquier sistema de tratamiento, tendrá equipos de desinfección, tanto preliminares, como finales.

-Hemos querido ilustrar, la complejidad de las fases y procesos que requieren el tratamiento de las aguas, no nos

ahondamos mas en este campo tan amplio de la Ing.Sanita-  
ria y que es materia de otros estudios,nos limitaremos  
simplemente a tratar el proceso N° 5 sobre desinfección  
del agua,ya que para el caso del presente Proyecto y vis-  
to los análisis Físico-Químico no es necesario otros tipos  
de tratamiento que hemos expuesto.

Entre los varios compuestos disponibles para desinfectar  
el agua,el Cloro es el más usado,por su eficacia,así como  
por su economía.

### 9.3.-DESINFECCION CON CLORO.

Desinfectar el agua es destruir las bacterias productoras  
de enfermedades que pueden contener.

En el proceso también se destruirán los E.COLI y reducirá  
el contenido de otras clases de bacterias.Sin embargo no  
se obtendrá, en general, una esterilización completa, que  
tampoco es necesaria.El cloro, en sus varias formas, se em-  
plea casi universalmente para la desinfección del agua.Es  
barato, seguro y no ofrece grandes dificultades de manejo.  
El cloro y el agua reaccionan de acuerdo con la siguien-  
te ecuación :



El ácido hipocloroso (HOCl), se disocia rápidamente en áci-  
do clorhídrico (HCl) y oxígeno (O). Se supuso primeramen-  
te que el oxígeno liberado, que por ser nascente, tiene una  
gran actividad, produoía la desinfección .Posteriormente  
se ha demostrado que esto no es cierto.

Parece que el cloro mismo, el HOCl y otros compuestos de  
cloro, tienen carácter tóxico para los microorganismos.El  
cloro oxidará sin duda la materia orgánica contenida en el

agua, y esta oxidación debe llevarse a cabo en primer término antes de que el cloro esté en condiciones de ejercer su acción bactericida.

La oxidación exige 10 minutos para completarse, y transcurrido este tiempo debe quedar un exceso de cloro, para asegurar la desinfección. Este exceso puede determinarse con un simple ensayo, y para la mayor parte de las aguas se mantiene entre 0.1 y 0.2 ppm. La adición de cloro en proporción tal que quede un residuo de 0.1 a 0.4 ppm. después de transcurridos 10 minutos, se denomina cloración marginal, para distinguirlo del cloro en el punto de ruptura, que se emplean dosis más elevadas.

El cloro se une también directamente con ciertas materias orgánicas, especialmente el FENOL y algunas de las excreciones de las algas, formando compuestos que comunican al agua un olor y sabor desagradables, que pueden ser eliminados con adición de cloro. El clorado en el punto de ruptura también hace desaparecer el olor y sabor.

-La cantidad de cloro exigido por el agua, puede determinarse mediante ensayos con una solución de Ortotoluidina, después de 10 minutos de contacto, para determinar si el cloro residual es utilizado. Además de las materias orgánicas, los sulfitos, el hierro no oxidado y el manganeso contenidos en el agua harán necesario aumentar la dosificación de cloro.

El cloro libre es el que queda después de su combinación con la materia orgánica o los productos químicos que contenga el agua, y no tiene que ser forzosamente igual al residuo de cloro\*.

\* Una dosis de 0.25 a 0.5 ppm de cloro será necesario para obtener un residuo de 0.1 a 0.2 ppm.

-Existen sin embargo varios factores que modifican la eficacia del cloro libre en la destrucción de los colibacilos y otros organismos patógenos .Estos son:

-PH que es desfavorable cuando aumenta .

-Temperatura, cuyo aumento hace mas eficaz el poder bactericida del cloro libre.

-La cantidad de cloro necesario para desinfectar un volumen de agua es calculado por la fórmula:

$$P = \frac{2.2 V.D}{10^3} \quad \text{donde:}$$

P = cantidad de cloro en grs.

V = volumen de agua a desinfectar.

D = dosificación en ppm.

-El cloro se adquiere tanto en forma sólida, (hipoclorito de calcio), como líquida.

-En forma líquida viene en botellas de acero a presión y se alimenta en forma de gas, mediante aparatos especiales.

EMPLEO DE GAS CLORO.-La extensión del empleo del gas cloro, ha requerido la construcción de aparatos adecuados por su aplicación. El cloro se adquiere en recipiente, y a la presión de mas  $7\text{Kg./cm}^2$ , bien en botellas de acero que contienen 45- 67.5 ó 90Kg. o bien en camiones-tanque.

Un clorador debe suministrar el gas al agua con velocidad regulable, y debe hacerlo así aunque al disminuir la presión en el recipiente, disminuya la alimentación que proporciona. Aunque algunos cloradores, suministran el gas al agua, a través de un difusor poroso de porcelana, en la mayor parte de los aparatos se realiza la disolución del gas en el agua y el suministro se efectúa en solución.

El tipo más adecuado de clorador, dependerá de la capacidad



necesaria.

CLASES DE CLORADORES.-Son de burbuja, para pequeñas capacidades y los de vacío que son de gran capacidad.

RECOMENDACIONES.:

- a) Se recomienda en la práctica, colocar las botellas, sobre balanzas, comprobándose y registrando el peso perdido diariamente.
- b) Los cloradores deben ser en número de dos, con el fin de que el servicio no se interrumpa por causa de averías y debe disponerse siempre de una reserva de cloro para dos semanas.
- c) Como el cloro se expansiona, al salir de los botellones, baja su temperatura y puede condensarse y congelarse, lo que es posible colocar colocando los aparatos en una habitación cuya temperatura no sea nunca inferior a 24°C.
- d) Puede encontrarse los escapes en las tuberías pasando sobre ellas un frasco abierto de amoníaco (hidróxido amónico); si aparecen humos blancos, es señal de que han reaccionado el cloro y el amoníaco, formando cloruro amónico.
- e) También es aconsejable disponer de una máscara de gas apropiada, para emplearla en caso de escapes considerables.

CLORAMINAS.-El cloro, aún cuando se emplee con cuidado y se vigile su empleo, puede producir olor y sabor, debidos en algunos casos al mismo cloro y otros a su combinación con materias orgánicas, tales como las algas y sus excreciones, residuos fenólicos que pueda contener el agua, y los revestimientos de los tanques y tuberías principales de agua.

El empleo de cloraminas, evita que el agua tenga sabor y olor desagradables, y actúa a la vez como desinfectante.

Cuando se añade amoníaco al agua, y luego cloro, se produce las siguientes reacciones:



Los dos compuestos que se forman son la Dicloramina ( $\text{NHCl}_2$ ) y la Monocloramina ( $\text{NH}_2\text{Cl}$ ).

Ambos son agentes esterilizantes, aunque en ocasiones menos activos que el cloro solo; es por ello se recomienda doble residual cuando se le emplee. La acción es también más lenta, por lo que el tratamiento debe prolongarse hasta 20 minutos antes de que el agua se use para consumo.

Como a las cloraminas, le afecta menos la materia orgánica, el efecto esterilizante, como demuestran los residuos, puede persistir con mayor facilidad en toda la red de distribución, evitando con ello el peligro de contaminaciones por "Conexiones cruzadas", la presencia de CRENOTRIX o el crecimiento de otros organismos en las grandes tuberías suprimiendo el sabor y olor que se presentan en los extremos de las tuberías muertas.

-El amoníaco se añade en proporciones variables, según la calidad de agua, pero en la mayor parte de los casos es suficiente adicionar una parte de amoníaco por cada 4 de cloro.

En resumen las características de las cloraminas son:

- a) Evitan la generación de sabor y olor de cloro y sus compuestos, pero no eliminan los que ya pueda tener el agua de por sí.
- b) El residuo, puede conservarse en la red de distribución, contribuyendo a la desinfección.
- c) Su acción es más lenta, pero se puede corregir, clorando

primero y despues de haber conseguido una esterilización rápida añadiendo amoniaco, para obtener cloramina.

**CLORADO PREVIO.**-En la mayor parte de las instalaciones de agua, se practica la CLORACION posterior, esto es, despues de haber realizado los demás tratamientos. Como la materia orgánica se habrá eliminado en gran parte en los otros tratamientos, este sistema exige ordinariamente una menor cantidad de cloro.

-Sin embargo se debe dejar de lado, los efectos beneficiosos a que conduce una cloración previa generalmente antes de la filtración, sedimentación.

**CLORACION EN EL PUNTO DE RUPTURA.**-Se ha comprobado que, si se adiciona cloro al agua, hasta que aparece un residuo libre, y se sigue aumentando la dosis de cloro, la cantidad

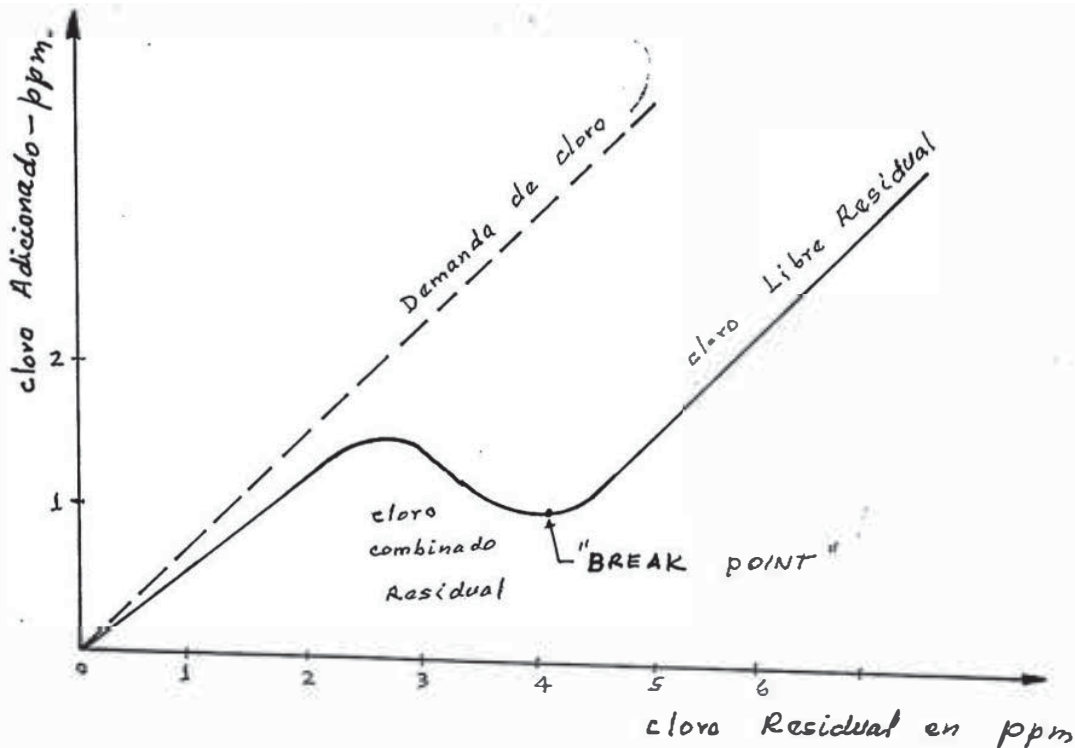


FIG. 9-1

residual aumenta y continúa creciendo a medida que se incrementa la cantidad de cloro, hasta que se llega a un punto en que se deprime o rompe (Break Point).

Pasado este punto, el cloro residual continúa aumentando. Las experiencias de investigación, han demostrado que antes de alcanzar el "Break Point" el cloro reacciona con el amoníaco contenido en el agua y por ello, las cantidades residuales que se obtienen, son en realidad cloraminas. Mientras que las cantidades residuales que se observan después de la ruptura, son debidos exclusivamente al cloro libre utilizable.

ENSAYOS CON LA ORTOTOLUIDINA.-Para la determinación del cloro residual necesario, que garantice una desinfección correcta.

El ensayo con Ioduro y almidón es el que primeramente se utilizó, pero unicamente proporciona una tosca aproximación cuantitativa .

El ensayo con la ortotoluidina da buenos resultados, cuando se opera con las cantidades del cloro residual que se requieren normalmente.

PROCEDIMIENTO.-La determinación del cloro residual que el agua contiene, se realiza 10 minutos después de haber introducido el cloro, añadiendo en un tubo de ensayo un 1% de la solución de ortotoluidina con respecto a la muestra tratada. Si la muestra toma una coloración amarilla, es indicio de la presencia de cloro residual, variando su concentración, con la intensidad del color.

Pueden prepararse una serie de muestras normales de color, que permiten por comparación, fijar con exactitud la proporción de cloro residual. En primera aproximación, pueden

considerarse que un color amarillo limón indica un residuo suficiente para asegurar la bebida.

Con aguas muy alcalinas, puede aparecer un tinte azul en vez de amarillo, que indica la existencia de residuos de cloro.

-Las cloraminas reaccionan igual que el cloro libre por lo que los ensayos serán los mismos.

#### RECOMENDACIONES PARA LOS ENSAYOS:

- a) Los ensayos con ortotoluidina, deben hacerse a intervalos de 2 horas y con extremo cuidado.
- b) El agua muy fría, debe calentarse ligeramente para llevarla a la temperatura del recinto, pues, de lo contrario demora en aparecer el color.
- c) Cuando se usa cloro solo, la observación del color debe realizarse después de unos 5 minutos de haber añadido el reactivo.
- d) Si se emplea cloraminas, debe observarse un color mas intenso, pero a los 15 minutos.
- e) La presencia del manganeso en forma de sales mangánicas o de nitritos, pueden producir coloraciones falsas. Por lo que se ensaya dos muestras anotando sus coloraciones respectivas y luego se guarda una de ellas, por 24 horas para que desaparezca el cloro libre, y entonces se ensaya con la ortotoluidina, determinando el cloro que aparentemente contiene.

-Para el caso de las cloraminas, que pueden aparecer errores por la presencia de nitritos (del amoniaco) se hace el ensayo con yoduro y almidón.

**MUESTREO.**—Se debe realizar análisis de las muestras, en puntos representativos de la red de distribución, en los que se realiza la calidad bacteriológica.

La frecuencia de los muestreos dependen de la autoridad Sanitaria, que de acuerdo a investigaciones, se aplicarán los métodos de tratamiento adecuado .

El número mínimo de muestreos, está en función de la población servida. Recomendándose:

<u>Población servida</u>	<u>Mínimo número de muestras por mes</u>
Hasta 2,500 Hab. ....	1
10,000 " .....	7
25,000 " .....	25
100,000 " .....	100
1'000,000 " .....	300

O sea para la primera etapa, del presente proyecto, se realizará un mínimo de 7 muestreos por mes y al final del periodo de diseño 25 muestreos por mes, en diferentes puntos de la red.

#### 9.4.—EQUIPOS DE CLORACION.

**PUNTO DE APLICACION** —Aplicaremos el cloro a la salida de los pozos. Para ello se ha diseñado salas de cloración.

**ESPECIFICACIONES DEL EQUIPO DE CLORACION EN POZO JL.**

##### CAPACIDAD.—

—Si consideramos una dosis requerida de 1 ppm., para obtener un residual aceptable (0.1 - 0.3 ppm), tenemos que:

$$1 \text{ ppm equivale a } 1 \frac{\text{kg}}{\text{M}^3} \dots\dots\dots (1)$$

—para un volumen de agua de

$$V = Q \cdot t$$

$$Q = 50 \text{ lps (rendimiento del pozo JL)}$$

$$t = 24 \text{ horas.}$$

$$V = 50 \times 24 \times 3.60 = 4,320 \text{ M}^3$$

Luego se necesitará (en l) :

$$(1)(4320) = 4320 \text{ gr.de cloro/día } \delta$$

$$4320/460 = 10 \text{ lb/24 horas.}$$

PRESION MINIMA DEL INYECTOR.-Consideraremos una presión de 30-40 lb./pulg.<sup>2</sup> mayor en el inyector que en el punto de aplicación (tubería de salida del pozo J1).

$$\text{Presión a la salida de J1} = 89.86 - 52 = 37.86$$

$$\text{Presión en el inyector} = 85 \text{ lb./pulg.}^2.$$

ESPECIFICACIONES DEL EQUIPO CLORADOR DEL POZO J2

CAPACIDAD.-

Para la misma dosis : 1 ppm.

-Volumen de agua:

$$Q = 28.43 \text{ lit./seg.}$$

$$t = 24 \text{ horas.}$$

$$V = Qt = (28.43)(24)(3.60) = 2,456 \text{ M}^3$$

$$1 \text{ ppm equivale a } 1 \text{ gr.de cloro/M}^3$$

Luego se requiere:

$$2,456 \text{ gr./día } \delta \quad 5.5 \text{ lb./24 horas}$$

La capacidad mínima del clorador será de 5.5 lb./24 horas.

PRESION MINIMA DEL INYECTOR:

$$\text{Presión a la salida del pozo J2} \quad 83.70 - 52 = 31.7\text{m}$$

$$= 45 \text{ lb/pulg.}^2$$

$$\text{Presión mínima del inyector: } 45 + 30 = 75 \text{ lb./pulg.}^2$$





## CAP -. X

## PRINCIPIOS GENERALES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

10.1.-NECESIDAD DE LA DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales, pueden provenir de:

-Domicilios

-Industrias:curtiembres, cervecerías, embaadores, mataderos, etc.

-Establecimientos públicos:restaurantes, hoteles,hospitales,clínicas, etc.

-Industrias químicas

ORGANICAS:aceites, grasas, detergentes, ácidos, etc.

INORGANICAS:ácidos, elementos tóxicos.

-Lluvias.

Su contenido, generalmente consta de :

A.-SUSTANCIAS FISICO-QUIMICAS:ácidos, álcalis, aceites, grasas, fenoles, compuestos tóxicos en general.

B.-ORGANISMOS BIOLÓGICOS.-

-Bacterias:saprophytas, patógenos(desintería, tifosa, paratífica, B. coli, etc.)

-Virus:hepatitis, cólera, poliémelites.

-Parásitos:platelmintos, insectos (cucarachas)

-Roedores

La falta de un sistema adecuado de recolección y disposición, de estas aguas residuales en general, producirán contaminaciones y poluciones de los suelos, fuentes de agua y medio ambiente; atentando contra la salud de la población.

10.2.-LUGARES DE DISPOSICION O DESCARGA

-En los medios rurales o sub-urbanas, a falta de agua a presión, es recomendable la disposición de excretas en f

fosas excavadas en el terreno, aprovechando la estabilización de la materia orgánica, por parte de los organismos microbiológicos anaeróbicos que posee el suelo.\*

-Cuando se tiene sistemas de agua a presión, los puntos de disposición pueden ser:

- a) El subsuelo.
- b) Cursos de agua
- c) El mar

-El subsuelo es utilizado para poblaciones pequeñas, o sistemas particulares, cuando no existe el sistema general. Para ello se diseñan elementos de clarificación y purificación de las aguas residuales como son: El tanque séptico, tanque Imhoff.

La concepción de estos diseños están supeditados a la capacidad de absorción e infiltración de los suelos para lo cual, se necesitan de un minucioso estudio y análisis de éstos. \* \*

-Los cuerpos de agua, llámense, ríos, lagunas, lagos, como puntos de descarga o de disposición están supeditados su capacidad de dilución así como de la composición y grado de contaminación de las aguas residuales.

Se tratará en todo momento de aprovechar la capacidad de autopurificación de los cuerpos de agua, a fin de no contaminarlos a tal grado que resulten dañinos para el ambiente, la salud de las poblaciones en general.

-El mar, es usado muchas veces, como sistema de disposición de áreas urbanas, por el gran volumen que representa y por la capacidad de dilución de los desechos. Se tratará en todo

\* La acción bacteriana, ocurre hasta una prof. de 1.20m aprox.

\* Mayores detalles puede verse en "Tratamientos primarios de aguas Residuales" que el suscrito realizara en la etapa de estudiante.

momento, de no contaminar las aguas del Litoral, usados para lugares de recreación como playas y balnearios. Así mismo se cuidará de no malograr la flora y fauna marinas. Los lugares de descarga de las aguas residuales se denominan: **Receptor**.

-Será necesario en muchas ocasiones, realizar un tratamiento de clorificación y/o purificación de los desagues, antes de descargarlos, mediante tratamientos artificiales (plantas de tratamiento) o a través de sistemas de autopurificación como son lagunas de estabilización, luego de los cuales, podrá incluso reusarse las aguas para fines convenientes.

-Para cualquier lugar de disposición, donde se posea presión de agua, las aguas residuales, serán transportados a aquellos mediante sistemas de alcantarillados que pasamos a describir.

**10.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO.**-Es un sistema de conductos técnicamente diseñados, que captan las aguas residuales de una zona poblada y los dispone (descarga) a un cuerpo de agua (cuerpo receptor).

**A.-TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.-**

**SISTEMAS SEPARADOS.**-Aquellos que son independientes, uno para aguas negras o servidas y otras para aguas de lluvia.

**SISTEMAS COMBINADOS.**-Llevar las aguas residuales servidas y las aguas de lluvia.

Para el presente Proyecto, dada la escasez de lluvias consideraremos un sólo sistema, esto es, para aguas servidas: domiciliarios, industriales, etc.

Comprende las siguientes partes:

**ALCANTARILLA DOMICILIARIA (ALBAÑAL).**-Es la que conduce los

desagues de una edificación a las redes públicas.

ALCANTARILLA LATERAL O DERIVADA.-Es la que no tiene otra que de descarga sobre ella, que las domiciliarias.

ALCANTARILLA SECUNDARIA.-Es la que recibe aportación de alcantarillas laterales.

ALCANTARILLA COLECTORA O MAESTRA.-Recibe la aportación de una o más secundarias.

ALCANTARILLA DE DESAGUE O EMISOR.-Los que recogen las aguas de la red colectora y las conducen a la planta de tratamiento o \* al punto de evacuación final.

ALCANTARILLA DE INTERCEPCION.-Es la que corta transversalmente a otras varias, con el objeto de captar las aguas bajas.

ALCANTARILLA DE AUXILIO O "SOCORRO".-Son las que cubren el déficit de una alcantarilla de capacidad insuficiente.

### B.-FLUJO EN ALCANTARILLAS LLENAS.-

La fórmula de CHEZY, para el flujo en canales es:

$$V = c(RS)^{1/2} = c R^{1/2} S^{1/2}$$

donde:

$V$  = velocidad de escurrimiento.

$c$  = coeficiente de descarga.

$R$  = radio hidráulico.

$S$  = pendiente del canal.

Dos de las fórmulas para evaluación de  $c$  son:

$$c_k = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{\frac{1}{2} + \frac{n}{R^{1/2}} \left( 23 + \frac{0.00155}{S} \right)} \quad (\text{KUTTER-GANGUILLET})$$

\* Entiéndase como natural o artificial.

$$C_M = R^{1/6} / n$$

si introducimos en CHEZY, tenemos las fórmulas para conducción en canales. Además para el caso de tuberías llenas.

$$R = \frac{D}{4}, \quad D = \text{diámetro.}$$

para velocidad:

$$V = \frac{50 D S^{1/2}}{0.598 + D^{1/2}}$$

$$n = 0.013$$

para gasto:

$$Q = \frac{39.25 D^3 S^{1/2}}{0.598 + D^{1/2}}$$

$$n = 0.013$$

KUTNER-GANGUILLET  
Unidades métricas.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{0.397 D^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.3118 \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n}$$

MANNING  
Unidades métricas

Podemos ver la simplicidad de la fórmula de MANNING

-Existen nomogramas para la evaluación de estas fórmulas.

**C.-VELOCIDADES LIMITES DE FLUJO.**-La alcantarilla, transporta elementos sólidos, los que asentarán o flotarán, de acuerdo a la velocidad de escurrimiento y las características Física-Química de los sólidos.

Si la velocidad es muy baja, se producirán asentamientos, si es muy alta, aparte del transporte, se producirán erosiones en los conductos, por lo que es imprescindible, determinar velocidades límites para el escurrimiento en el alcantarillado.

**VELOCIDAD DE TRANSPORTE.**-En un canal, el esfuerzo cortante

máximo ( $T$ ) debida al fluido, ocurre en el fondo, y está dado por:

$$t = r R S \quad (\text{para superficie unitaria}) \quad (1)$$

$r$  = peso específico del fluido

$R$  = radio hidráulico

$S$  = pendiente del fondo

-Cuando el flujo es estable y uniforme, y la superficie del agua es paralela al fondo, la ecuación de CHEZY da:

$$RS = (V/c)^2$$

Luego:

$$t = r (V/c)^2$$

Si en la FIG. (10-1) consideramos una capa de sedimento, de ancho y longitud igual a  $l$ , espesor =  $e$  y relación de porosidad =  $p$ , la fuerza de arrastre  $t$  ejercida por el agua en la superficie del sedimento y haciendo que este se deslice justamente hacia abajo por el plano inclinado, se tiene:

$$R = W \operatorname{sen} \theta = t$$

$W = (r_s - r) \cdot e \cdot (1-p) \operatorname{sen} \theta$ , que es el peso del sedimento en agua.

$r_s$  = peso específico del sedimento.

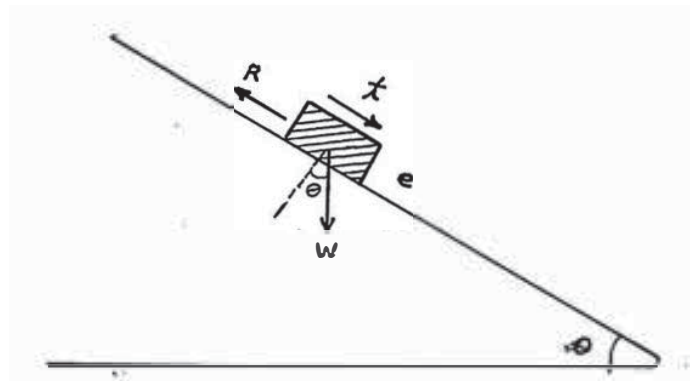


FIG 10-1

\*  $t$  representa la fuerza cortante en el fondo ya que  $F = tA$  si  
 $A = l$ ,  $F = t$



La ecuación (1) se convierte en :

$$t = (r_s - r) \cdot e \cdot (1-p) \cdot \text{sen} \theta = k(r_s - r) \cdot e \quad \dots \dots \dots (2)$$

donde  $k = (1-p) \cdot \text{sen} \theta$  es la característica del sedimento (para granos redondeados, son función del diámetro).

Se deduce de las ecuaciones (1) y (2) que la pendiente del fondo, a la que las alcantarillas, autolimpiantes, son:

$$S = (k/r) \frac{(r_s - r)}{r} \cdot d$$

y de acuerdo con CHEZY :

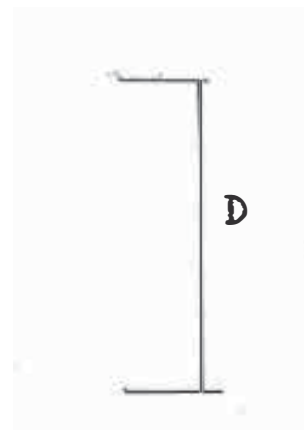
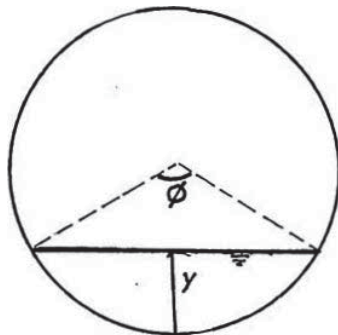
$$V = c \cdot (kd(r_s - r)/r)^{1/2} \quad (3)$$

en donde el valor de  $c$  es el indicado antes.

La fórmula N<sup>o</sup> 3 ha sido estudiado, por varios investigadores, habiéndose determinado, que las velocidades nocivas son:

- Menores que 0.6 m/seg. (sedimentación).
- Mayores que 3 m/seg. (erosiones).

**D.-FLUJO EN ALCANTARILLAS PARCIALMENTE LLENAS.**-En una alcantarilla no llena, sus elementos hidráulicos : Sección, radio hidráulico, velocidad, gasto, varían en magnitud absoluta con su tirante ( $y$ ).



De las relaciones se tiene :

$$\phi = \arccos(2(1-2d/D)^2 - 1) \dots\dots\dots (4)$$

también :

$$\cos\phi = 2(1-2d/D)^2 - 1 \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{sen}\phi = (1 - \cos^2\phi)^{1/2} \dots\dots\dots (6)$$

de donde obtenemos :

$$\text{Area Sección (a)} = \frac{D^2}{4} \left( \frac{\pi \phi}{360} - \frac{\text{sen}\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{Perímetro mojado (p)} = \frac{\pi D \phi}{360} \dots\dots\dots (8)$$

$$\text{Radio hidráulico (r)} = D/4 (1 - 360 \text{sen}\phi/2 \pi\phi) \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{Velocidad (v)} = r^{2/3} S^{1/2}/n \text{ (MANNING)} \dots\dots (10)$$

$$\text{Gasto (Q)} = va = a (r^{2/3} S^{1/2})/n \dots\dots\dots (11)$$

De estas fórmulas vemos que para una alcantarilla de diámetro y pendientes fijos, los parámetros son determinados, de acuerdo al tirante y .

Si relacionamos las características de la tubería parcialmente llena (minúsculas) con las características llenas (mayúsculas) y usando la fórmula de MANNING se tiene :

$$v/v = N/n \cdot (r/R)^{2/3} \dots\dots\dots (12)$$

$$q/Q = (N/n) \cdot (a/A) \cdot (r/R)^{2/3} \dots\dots\dots (13)$$

cualquiera de las relaciones de (12) y (13) son dependientes de la relación  $Y/D$  según podemos observar en las fórmulas de la (4) a la (11) .

Se han elaborado diagramas para estas determinaciones. En las abscisas van las relaciones hidráulicas y en las ordenadas la relación  $Y/D$ , en la página siguiente mostramos un gráfico convencional usado para diseños de alcantarillas. Es importante notar que las velocidades en secciones circulares, no llenas igualan o exceden a las secciones llenas,

siempre que su tirante sea más de la mitad, sin considerar la variación por la rugosidad (esto observamos en el diagrama ).

Las velocidades iguales y mayores que las secciones llenas, se encuentran confinados a 20% superior al tirante. Sin embargo para alcantarillas que fluyen entre 0.5 y 0.8 de diámetro no necesitan ser colocados a pendientes más inclinadas para ser autolimpiantes, que las alcantarillas llenas. La razón es que la velocidad y la descarga son funciones de la intensidad de la fuerza de tracción.

-En cambio cuando los flujos, disminuyen a menos de la mitad del diámetro, deben aumentarse las pendientes mínimas ; así para un tirante de 0.20 D, S debe duplicarse para mantener la autoimpieza de las llenas.

Para 0.10 D deben duplicarse.

CAP -- XI

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA JERUSALEN

11.1.-CONSIDERACIONES TECNICAS

11.2.-DESCRIPCION DEL SISTEMA

11.3.-GASTO DEL DISEÑO

•Gasto unitario lineal.

-Coeficiente de descarga

11.4.-TABULACION DE CALCULOS

11.5.-DISEÑO DEL EMISOR DE JERUSALEN

-Pendiente

-Capacidad

-Número de buzones en el emisor.

11.6.-ESPECIFICACIONES TECNICAS.

CAP - XI

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA JERUSALEN

11.1.--CONSIDERACIONES BASICAS.--

- a) La capacidad del sistema será para conducir el 80% del gasto máximo horario para agua potable.  
El diámetro de las tuberías será de 6" .
- b) Las alcantarillas laterales, secundarios y colectores, han sido diseñados para conducir el caudal máximo a una altura del 75% del diámetro de las tuberías.
- c) La velocidad mínima será de 0.60 m/seg. y la máxima de 3 m/seg., para evitar sedimentaciones y corrosiones (concreto centrifugado); como hemos expuesto en el CAP-IX . Estas condiciones serán para el flujo correspondiente al 50% del caudal máximo.
- d) En los tramos del arranque, tramos terminales, para aliviar las condiciones requeridos en b); dado el pequeño flujo darán a las alcantarillas, una pendiente mínima de 1% , hasta completar los primeros 300 m (Reg.Nec.Const.)
- e) Las cámaras de inspección serán ubicados en :
  - Intersección de las calles .
  - Cambios de dirección.
  - Cambios de pendiente.
  - Cambios de diámetro.

Se recomienda las siguientes consideraciones:

- La profundidad de las cámaras serán de 1.20m (mínimo)
- Los diámetros interiores de la cámara dependen de los diámetros de la tubería, recomendándose:

<u>Ø int.cámara</u>		<u>Ø tubería</u>
1.20 m	hasta	32"
1.80m	hasta	48"

Para  $\phi$  mayores de tubería, las cámaras serán de diseño especial .

-El espaciamiento máximo entre cámaras podrá ser hasta de 120m para tuberías de  $\phi$  48" .

-En las cámaras de mas de 2m de profundidad se podrán aceptar tuberías que no llegen al fondo, siempre y cuando su cota de llegada sea de 0.50m min. sobre el fondo, empleándose dispositivos especiales, cuando la caída excede de 1 m.

f) Las pendientes mínimas de diseño, de acuerdo a los  $\phi$  y para las condiciones a tubo lleno serán aquellos que satisfagan la velocidad de 0.60m/seg.

#### 11.2.-DESCRIPCION DEL SISTEMA

Los flujos, se ha distribuido, siguiendo la topografía del terreno, tratando de recolectar y drenar en el menos tiempo posible hacia los colectores. El sentido de los flujos puede verse en el plano de la red general (PLANO N°-D)

La red comprende el tendido de 16,400 m.l de tubería de concreto centrifugado, cuyos diámetros son:

7,843 m.l	$\phi$ 6"
7,700 m.l	$\phi$ 8"
857 m.l	$\phi$ 10"

El número de cámaras de inspección en la red es de 232.

Se ha diseñado en la parte baja de la zona actual, el colector SAN PABLO, el que será ejecutado en la primera etapa.

se inicia en la intersección de la Av. Industrial y San Pablo, (buzón N° 128) y termina en el encuentro con el colector "GHANCAY" (buzón N° 231) comprende 271 m.l de  $\phi$  8" y 401 m.l de  $\phi$  10" .

La capacidad de este colector, al final del periodo de diseño o sea funcionando a tubo lleno es de aprox. 70 lit/seg. Para la segunda etapa de ejecución del Proyecto se ha diseñado el colector "CHANCAY" el que aliviará al colector SAN PABLO. Este comprende 719 m.l de  $\phi$  8" y 456 m.l de  $\phi$  10". Se ha trazado los perfiles de terreno de todas las calles, a partir de los cuales y con los cálculos tubulados, se ha diseñado las alcantarillas que se muestran en los planos de perfiles N° D1, D2, D3, D4 y D5 .

Los perfiles de los colectores "San Pablo" y "Chancay" figuran en el plano N° D5 .

### 11.3.-GASTO DE DISEÑO.

Para el presente Proyecto, el gsto para agua potable, con el que hemos diseñado la red es  $Q_{MH} = 120.66$  lit./seg. El 80% consideramos que ingresa al sistema de alcantarillado, dadas, las características físicas, así como socio-económicas de la población.

Luego:

$$Q_{Desague} = 0.80(120.66) = 96.50 \text{ lit/seg.}$$

GASTO UNITARIO LINEAL.-Es el gasto que ocurre por una alcantarilla de longitud unitaria (1 m.).

$$q = \frac{Q_{Desague}}{\text{Longitud red}} = \frac{96.50 \text{ lit/seg.}}{16,400 \text{ m}}$$

$$q = 5.884 \times 10^{-3} \text{ lit./seg./m.}$$

COEFICIENTE DE DESCARGA.-Para los cálculos se acostumbra a usar la descarga correspondiente a una alcantarilla de 100 m.l de longitud.

$$c_d = 0.5884 \text{ lit./seg./100 m.l.}$$

### 11.4.-TABULACION DE CALCULOS.-

En el anexo B del presente Proyecto se muestran las pla-



nillas para el cálculo de cada uno de los tramos tanto de los laterales, secundarios y colectores del sistema de alcantarillado, los que describimos a continuación:

COL.1.-Señala la calle en que se encuentra el tramo correspondiente.

COL.2,3.-Número de cámara de inspección (buzón) inicial y final.

COL.4 y 5.-Cota topográfica del buzón inicial y final.

COL.6.-Diferencia de cotas topográficas entre buzones.

COL.7.-Longitud del tramo considerado.

COL.8.-Gradiente del terreno, resultado de dividir (5) entre (6)

COL.9.-Coeficiente de descarga, el calculado antes.

COL.10.-DESCARGA PARCIAL.-Es la descarga considerado en el tramo:  $(8x6/100)$ :

COL.11.-DESCARGA TOTAL.-Es el aporte de la descarga parcial, mas el aporte de las alcantarillas anteriores.

COL.12.-DESCARGA PROPORCIONAL.-Es la relación entre la descarga total que escurre por la alcantarilla y su capacidad a tubo lleno.

COL.13.- $\phi$  alcantarilla en pulgadas.

Las 3 siguientes columnas corresponden a las características de la alcantarilla a tubo lleno.

COL.14.-CAPACIDAD.-Gasto en lit./seg.

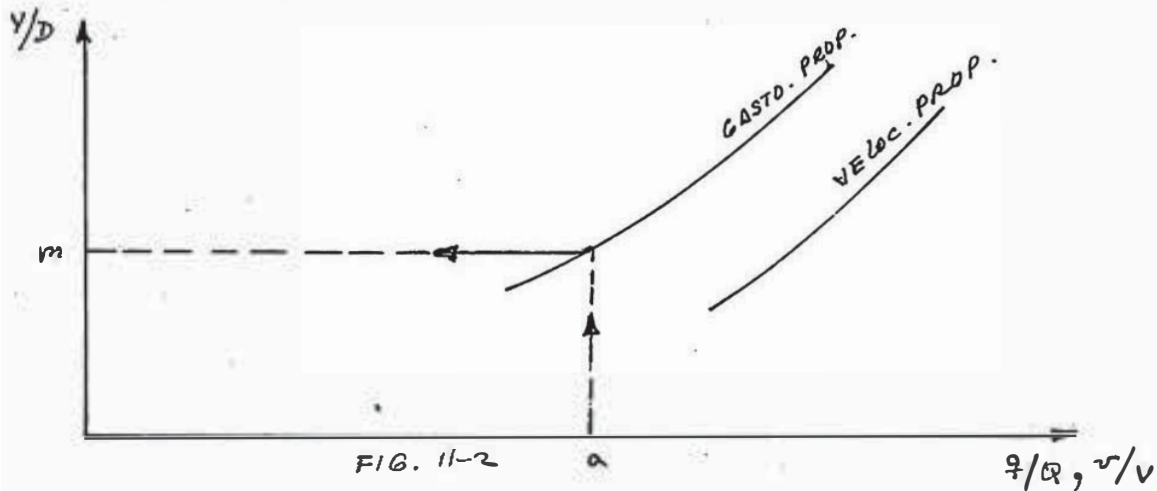
COL.15.-Velocidad del escurrimiento en m/seg.

COL.16.-Pendiente de la tubería (s).

Estas han sido evaluadas a partir de las fórmulas de CANGUILLET-KUTTER (acápite 10.3-B) para  $n = 0.013$ , correspondiente a las tuberías de concreto normalizado mediante el uso de nomogramas.

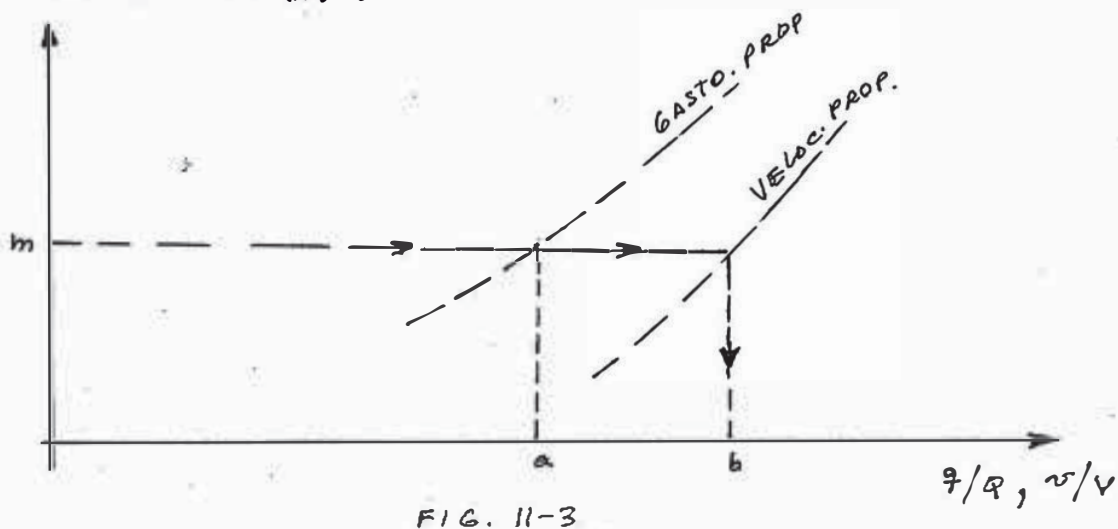
COL.17.-Tirante de la tubería,funcinando con la descarga correspondiente (no llena)

Conocidas las relaciones de descarga parcial y llena, se va al nomograma de la FIG.(11-1); (elementos hidráulicos proporcionales), se entra con este valor a la abscisa, se ubica la curva correspondiente a la relación, hallándose en la ordenada correspondiente la relación  $Y/D$ . Como es conocido  $D$  se halla  $Y$  FIG(11-2).



COL.18.-Velocidad real del flujo.

Determinada la relación anterior ( $Y/D$ ), se ubica en la curva  $v/V$ , el punto a que aquella corresponde, bajando a la abscisa, se halla el valor de la relación  $v/V$ , como se conoce la velocidad del tubo lleno,  $V$ , se determina la velocidad real ( $v$ ).



COL.19 y 20.-Se dan las cotas iniciales y finales de los fondos de los buzones del tramo.

#### 11.5.-DISEÑO DEL EMISOR DE JERUSALEN.

En el Proyecto de Saneamiento integral de la ciudad de Trujillo por la Empresa de Saneamiento (ESAT) se ha dispuesto colectores de grandes diámetros, para drenar las zonas pobladas existentes, así como las futuras.

Para el presente Proyecto, dada la factibilidad de servicio por ESAT evacuaremos las aguas residuales de Jerusalem al colector "Huanchaco" que recorre a lo largo de la pista que se dirige al Puerto de HUANCHACO. Descargaremos al buzón N° 2830-B cuyas características son:

∅ tubería de llegada = 48"

∅ tubería de salida = 52"

∅ buzón 2.10m (interior)

∅ tapa buzón = 0.60m

cota topográfica tapa = 46.73m

cota fondo buzón = 42.53m

Si consideramos el buzón N° 231 del plano de la red general de alcantarillado (PLANO N° D), cuyas características son:

CE = 62.87

CF = 61.67

∅ llegada colector SAN PABLO = 10"

∅ llegada colector CHANCAY = 10"

-El emisor, cruzará 2160m, por terrenos dedicados en la actualidad para cultivos de caña de azúcar principalmente, estos terrenos no presentan una topografía tan accidentada. PENDIENTE.-No se cuenta con levantamiento topográfico de esta zona, por lo que asumiremos una pendiente promedio para el emisor.

Considerando las cotas de fondo del buzón N° 231 y el de descarga N° 2830-B se tiene :

$$s = \frac{61.67 - 42.53}{2160} = 19.14/2160 = 0.088$$

la cual consideramos apropiada, dado que el emisor por el gran caudal que conducirán, consigue velocidades altas, no necesitando mayormente inclinaciones pronunciadas.

CAPACIDAD.- El gasto que transporta el emisor es :

-Del colector San Pablo = 36.60 lit./seg.

-Del colector Chancay = 59.90 lit./seg.

$$Q = 96.50$$

Si diseñamos a tubo lleno, al final del periodo de diseño, o sea para la población de saturación.

$$\left. \begin{array}{l} s = 0.088 \\ Q = 96.50 \end{array} \right\} \varnothing = 14''$$

Este  $\varnothing$  aún tiene mayor capacidad por lo que podrá servir en el futuro, para otras zonas.

NUMERO DE BUZONES EN EL EMISOR.- Para el efecto del presupuesto, estimaremos el número de buzones en el emisor, considerando una distancia promedio entre ellos de 70m.

$$2160/70 = 30 \text{ buzones.}$$

#### 16.6.-ESPECIFICACIONES TECNICAS.-

En el Anexo A del presente Proyecto, se indica las consideraciones técnicas a tomarse en cuenta en la ejecución del sistema de alcantarillado.

## CAP - XII

12.1.-ORGANIZACION Y CONDICIONES SOCIO-ECONOMINAS.

12.2.-FINANCIAMIENTO

12.3.-SISTEMA RECOMENDADO PARA LA EJECUSION DE OBRAS.

12.4.-CONTROL DE OBRAS Y ADMINISTRACION DEL SISTEMA.

12.5.-DETERMINACION DE TARIFAS

## CAP - XII .

## ADMINISTRACION Y FINANCIAMIENTO

1.-ORGANIZACION Y CONDICIONES SOCIO-ECONOMICAS.-

Actualmente el Pueblo Joven Jerusalén, constituye la segunda zona del Distrito de La Esperanza. Está dividido en 4 sectores denominados: Santa Verónica, Egipto, Santa Eulalia y la Mochica. Cada sector comprende a los comités vecinales, que actualmente son en número de 12.

Los Comités ven los problemas inmediatos de la vecindad, los que por medio de sus delegados, coordinan con los delegados sectoriales, que a su vez llevan los planteamientos a la directiva del P.P.JJ. "JERUSALEN". Esta directiva está compuesta principalmente por:

- 1 Secretario general.
- 1 pro-secretario
- 1 coordinadores de comités.
- 1 tesorero
- 1 pro-tesorero
- 1 secretario de organización.

Como vemos, el PP.JJ. JERUSALEN, es un pueblo organizado, que trata de resolver sus problemas más agobiantes y con mucho interés; los de agua y desagüe. Por otro lado hemos visto que sus condiciones socioeconómicas, presentan características favorables como es el hecho de contar con un bajo índice de alfabetismo el pueblo dispone de unos ahorros de \$ 15,800,000, siendo sus ingresos promedio de aproximadamente 15,000 soles mensuales; por lo que se tienen buenas perspectivas para la ejecución del presente proyecto.

12.2.-FINANCIAMIENTO

Aprobada la factibilidad técnica del proyecto, en la división de estudios y proyectos de la Empresa de Saneamiento de Trujillo (ESAT), para su ejecución, se buscará el financiamiento con fondos del Banco Interamericano de Desarrollo, a través del Banco de la Vivienda; siendo las tasas de interés de préstamo de aproximadamente el 20% .

Cabe destacar que este Banco financia a varios pueblos jóvenes para obras de servicio comunal.

### 2.3.-SISTEMA RECOMENDADO PARA LA EJECUCION DE OBRAS.-

Se recomienda que el presente proyecto sea ejecutado con la participación de la mano de obra no especializada, por parte de la comunidad; dado el carácter de organización y de progreso de la misma. El suscrito ha tenido oportunidad en trabajar en varias obras con participación comunal, la cual es muy favorable y eficiente, cuando existe una coordinada promoción así como educación Sanitaria en la comunidad. Se logra de esta manera disminuir el préstamo y ser más factible su amortización.

Cabe recalcar que JERUSALEN, cuenta con un ahorro de 15'800,000 fondos destinados para los servicios de agua y desague.

Aprobado el financiamiento, el Banco de la Vivienda, llamará a licitación pública, las obras correspondientes a la primera etapa del proyecto.

Se otorgará la buena Pro, a la entidad que presente la oferta técnica y económicamente más favorable, basándose para ello en las disposiciones vigentes del reglamento general de licitaciones, contratos de obras y del Reglamento de Adquisiciones, del Ministerio de Vivienda y Construcción con la intervención de la directiva del PP.JJ "JERUSALEN".

La entidad encargada de la ejecución solicitará la iniciación de obra a la Empresa de Saneamiento de Trujillo (ESAT), la que fijará los calendarios para el control de obras, a través de su División de control de obras y su oficina de Pueblos JOVENES.

### 2.4.-CONTROL DE OBRAS Y ADMINISTRACION DEL SISTEMA.-

La Empresa administradora, de los Servicios de agua potable y desague de la Ciudad es la ESAT, cuyas funciones entre otros son:

- a) A través de la Sub-Gerencia de control de obras :
  - Planificar, organizar y evaluar las actividades y control de las obras de agua y Desague, ejecutados por administración directa y/o por terceros.
  - Proceder a revisar y aprobar los expedientes de recepción de las obras de agua y alcantarillado ejecutados por terceros.
- b) A través de la oficina de pueblos jóvenes.
  - Prestar asistencia técnica y supervisar las obras de A.P y A, ejecutados por terceros en los PP.JJ.
  - Mantener estrecha coordinación con las unidades pertenecientes al Ministerio de Vivienda y Construcción, la Municipalidad, para el desarrollo de los programas de A.P y A.



-Resolver los expedientes referentes a obras de A.P y D presentados por los pueblos jóvenes.

c) Administración General, operación de mantenimiento de los servicios de saneamiento básico. Terminada la ejecución de obras, ESAT, dará la aprobación de terminación de obra, para puesta en marcha de los Servicios, que a partir de tal fecha, la administración y mantenimiento correrá a cargo de ESAT.

Para esa oport. unidad, los pobladores beneficiados, deberán acreditar haber cancelado la correspondiente cuota inicial y cumplido con la respectiva aportación de mano de obra no especializada, o su equivalente en jornales.

#### .5.- DETERMINACION DE TARIFAS.-

La elaboración de un sistema de tarifas en general, lleva el propósito de establecer la cantidad de ingresos que en forma independiente o sumados con otros, permitan al organismo responsable de la actividad, cumplir eficientemente las labores de suministro del servicio, al mismo tiempo que proteger sus inversiones de capital, y de esta manera estar preparados para atender demandas futuras debido al crecimiento de la población o para otros que así lo requieran.

No se pueden tratar de las tarifas de un determinado sistema o servicio, si no se conoce la política de servicio que regule el grado de autonomía financiera, .

La política de servicio está relacionada con las decisiones que se deben tomar en relación a la implantación de un servicio dentro de cada comunidad, de modo que los usuarios contribuyan positivamente en proporción a los servicios que reciban del sistema y de los que éstos demanden.

La calidad de los servicios suministrados, al mismo tiempo que tienen que ver con la eficiencia, tiene su proyección en el medio ambiente, que hace que los usuarios acepten con agrado, con indiferencia o rechacen las tarifas de consumo.

Prácticamente todas las funciones tanto técnicas como administrativas tienen su participación en la determinación de las tarifas.

Entre los primeros se destacan los estudios de factibilidad técnica y económica con que se haya dirigido el Proyecto, las normas de diseño y construcción, en especial las relativas a las inversiones y propiedad de las conexiones domiciliarias y las normas de operación y mantenimiento de los sistemas.

Entre los segundos se encuentra la contabilidad, el control, la facturación, la estadística y las relaciones públicas.

-En general consideramos que el determinar un sistema tarifario, debe hacerse concretado exclusivamente a la forma de distribución de los gastos involucrados en el servicio, cuidando que al hacerlo así, se mantenga la mayor equidad y justicia posible.

-Las tarifas deben ser determinados con un criterio tal que produzcan los ingresos necesarios para la operación y conservación de los sistemas. También se deberá basar en el orden económico de la comunidad a la cual se brinda el servicio.

#### DETERMINACION DEL MONTO REQUERIDO DE INGRESOS

El monto requerido de ingresos deberá ser en lo posible, equivalente a la suma de los siguientes gastos e inversiones:

- a) Monto de los gastos de operación y mantenimiento, incluyendo gastos de Administración.
- b) Monto de los gastos de capital.
- c) Monto de las inversiones anuales dedicadas a ampliaciones, mejoras y reemplazos.

#### VALORES:

##### Gastos de operación y mantenimiento mensual:

- 6 jornales de 300 \$/día .....	54,000
- 1 jornal de mano de obra especializada (600 \$/día) .....	18,000
- Energía eléctrica, 152 HP ó 116 Kw ( 2.50 \$/Kw-hora ).....	156,600
	\$ 228,600

Si consideramos 2,800 familias cada una aportará por este concepto:  $228,600/2,800 = 81.64$  \$/fam.

MONTO DE GASTOS DE CAPITAL.-Amortización de capital invertido. será el monto total deducido de los costos que serán aportados por los pobladores y la empresa de Saneamiento de Trujillo (ESAT).

Mano de obra no especializada, aportada por la comunidad (50% de la M.O) .....	14'840,000
-Aporte efectivo de los pobladores .....	10'800,000
-Aporte de medidores por la ESAT .....	8'400,000
-Pago de la instalación domiciliaria la cual se hará una sola vez .....	27'547,000

TOTAL DEDUCCIONES ..... 61'587,000

Préstamo que deberá ser amortizado por los  
 pobladores, para la ejecución de la primera etapa... 138'207,000  
 menos .... 61'587,000  
 76'620,000

El monto del préstamo, será amortizado  
 en 20 años, considerando 2,800 familias  
 servidas en la primera etapa:

$$76'620,000 / 20 \times 12 \times 2,800 = 108.07 \text{ \$/familia.}$$

Costos por mejoras, reparaciones y reemplazos:  
 Consideramos un 5% del costo total de tuberías:  
 $1'396,080 / 12 \times 2,800 = 41.55$

CONCLUSION.-

La tarifa correspondiente para cada conexión domiciliaria ó  
 predio será:

1.-Mantenimiento y reparaciones	.....	81.64
2.-Reposición del préstamo		108.07
3.-Mejoras reparaciones y reemplazos.....		<u>41.55</u>
		<u>231.26</u>

La tarifa que hemos determinado será de tipo única, es decir que  
 será para todo tipo de conexión domiciliaria o de servicio en  
 general, esto es considerando un volumen determinado:

El volumen de agua o dotación mensual es de :

$14,000 \times 250 \times 30 = 105'000,000$  litros correspondiendo a cada predio.  
 2,800 lotes.

$$105'000,000 / 2,800 = 37,500 \text{ litros/lote. } \text{ó } 37.5 \text{ M}^3/\text{lote.}$$

Debiéndose cobrar por cada  $\text{M}^3$  adicional ( caso de Industria  
 y Comercio y otros), la cantidad de :

$$231.26 / 37.5 = \text{\$ } 6.17 \text{ que es el costo de } 1 \text{ M}^3.$$

-El pago de la conexión domiciliaria, por cada predio, será paga-  
 do a la Empresa Administradora (ESAT), de acuerdo a los costos  
 establecidos por cada usuario y en la forma que los ejecutivos  
 de dicha Empresa acuerden.