

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA SANITARIA



Tesis de Grado

Proyecto de Ampliación y Mejoramiento  
del Sistema de Agua Potable para la Ciudad  
de Junín

PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
**INGENIERO SANITARIO**

Hebert Fermín Peña Romero

**LIMA - PERU**

UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA

T E S I S                      D E                      G R A D O

H E B E R T F E R M I N P E Ñ A R O M E R O

LIMA--PERU  
1982

UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE INGENIERIA  
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA

T E M A      D E      T E S I S

" ESTUDIO Y PROYECTO DE AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL  
SITEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE JUNIN "

U.N.I.  
P.A.I.S.

LIMA-PERU

1982

H.F.P.R.

.....  
UN SICERO AGRADECIMIENTO:  
.....

.....  
A MIS PROFESORES DEL PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA  
SANITARIA Y EN GENERAL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
INGENIERIA DEL PERU, FORJADORES DE MUCHOS PROFESIONALES  
Y DEL SUSCRITO PARA EL SERVICIO DE LA HUMANIDAD Y DE LA  
NACION.  
.....

## PROLOGO

Para la ejecución del presente Proyecto de Grado - deseo dejar constancia de mi participación activa en la ejecución del estudio, proyecto e inicio de la obra, motivo de esta Tesis, como Secigrista (Servicio Civil de Graduandos) en la Octava Dirección Regional del Ministerio de Vivienda y Construcción con sede en la ciudad de Huancayo.

El estudio se inició en el mes de Marzo de 1980, año que se considera como base para el desarrollo de Tesis.

El Ingeniero Rubdy Paredes Director Regional de la VIII División Regional del Ministerio de Vivienda y Construcción ordenó a la jefatura de Proyectos y Obras Sanitarias, encargado el Ingeniero Rigoberto Vera M., de la ejecución del Estudio y Proyecto del Sistema de Abastecimiento de Agua para la ciudad de Junín, que luego dicho proyecto fué encomendado al suscrito y consideramos como Tema de la presente Tesis de Grado.

El un primer paso se realizó una visita a la ciudad de Junín, con el propósito de recabar datos de las condiciones en que se encontraban el sistema existente, de las características de la ciudad, levantamiento Topográfico etc. también se complementó con la investigación de datos reales proporcionados tanto por la oficina de Administración del Concejo provincial de Junín, Autoridades de la ciudad y la misma población.

La ejecución de la presente Tesis de Grado fué asesorado por el Ingeniero David Arriz Pimentel, profesor principal del Programa Académico de Ingeniería Sanitaria gracias a su aporte incondicional se hace realidad el -

desarrollo del presente tema.

INDICE GENERAL

INTRODUCCION

OBJETIVO DE LA TESIS

CAPITULO I

Página

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE JUNIN.

1. DATOS HISTORICOS.	9
2. ASPECTOS GEOGRAFICOS Y POLITICOS	12
3. ASPECTOS SOCIOECONOMICOS	17
4. SERVICIOS EXISTENTES EN LA CIUDAD	21
5. AREAS PRODUCTIVAS	23
GANADERIA	
AGRICULTURA	
PISCICULTURA Y FAUNACULTURA	
6. COMERCIO	25
7. ACTIVIDAD INDUSTRIAL	25

CAPITULO II

TEORIA DE LAS BASES PARA EL ESTUDIO DEL -  
PROYECTO Y FIJACION DE LOS MISMOS

1. PERIODO DE DISEÑO	26
1.1 CRITERIOS PARA FIJAR EL PERIODO DE DISEÑO	26
1.2 FACTORES DETERMINANTES DEL PERIODO DE DISEÑO, FIJACION DEL PERIODO DE DISEÑO	33
2. POBLACION	37

	Página
2.1 TEORIA POBLACIONAL	37
2.2 METODOS DE CALCULO POBLACIONAL. GRAFICOS Y ANALITICOS	38
2.3 FACTORES DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL. DATOS ESTADISTICOS	43
2.4 CALCULO DE LA RAZON DE CRECIMIENTO POBLACIONAL. METODO GRAFICO Y ANALITICO.	47
2.5 ELECCION DEL METODO DE CRECIMIENTO POBLACIONAL. CALCULO DE LA POBLACION ACTUAL Y FUTURA.	55
3. DESARROLLO DEL AREA URBANA	57
4. ESTUDIO DE CONSUMO. DOTACION	60
5. VARIACIONES DE CONSUMO.	77
6. FUENTES DE ABASTECIMIENTO.	85
7. CALIDAD DEL AGUA DE LAS FUENTES DISPONIBLES.	98
8. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.	121

### CAPITULO III

#### ESTUDIO Y EVALUACION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

1. GENERALIDADES	126
2. ASPECTOS BASICOS PARA EL ESTUDIO DEL SISTEMA ACTUAL.	129
2.1 POBLACION ACTUAL SERVIDA.	
2.2 CAUDALES DE CONSUMO	
3. DESCRIPCION Y EVALUACION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.	137



	Página
3.1 SISTEMA N°1.	137
3.2 SISTEMA N°2.	167
4. ADMINISTRACION Y TARIFA VIGENTE.	176
5. PLANOS Y ESQUEMAS DE REPLANTEO DE LOS SISTEMAS EXISTENTES DE AGUA.	177
6. CONCLUSIONES.	177

#### CAPITULO IV

##### ESTUDIO DE FACTIBILIDAD

##### ANALISIS TECNICO-ECONOMICO DE ALTERNATIVAS DE UTILIZACION DE FUENTES DE AGUA APROVECHABLES.

1. GENERALIDADES.	178
2. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE LAS FUENTES.	180
2.1 AGUAS SUPERFICIALES.	180
2.2 AGUAS SUBTERRANEAS.	183
3. ELECCION DE LA ALTERNATIVA COMO SOLUCION.	186
4. FACTIBILIDAD FINANCIERA.	187

#### CAPITULO V

##### PROYECTO DE AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

1. GENERALIDADES.	188
2. ASPECTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO.	193
3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTE CIMIENTO DE AGUA POTABLE.	195
4. PLANOS DEL PROYECTO, EN PLANTA, ELEVACION, - CORTES, PERFILES Y DETALLES.	288
5. METRADO Y PRESUPUESTO.	289
6. CONCLUSIONES.	298
7. ESPECIFICACIONES TECNICAS.	301

## INTRODUCCION

En la presente Tesis he visto conveniente elegir - como tema " Estudio y Proyecto de Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable para la Ciudad de Junín, Provincia y Departamento de Junín" por que concide ro un aspecto muy importante del Saneamiento Ambiental el cual contribuirá en mi especialización en el campo de la Ingeniería Sanitaria, también es un aporte técnico para la solución del problema del agua en esta ciudad.

La ciudad está dividida geográficamente en tres zonas definidas denominados: Barrio San Cristobal, Barrio Julca y Barrio Mariac.

En el primer capítulo se incide bastante en el estudio de las características demográficas, políticas, geográficas y económicas, el cual servirá de base fundamental para la solución del problema. Los recursos que la población dispone actualmente son fuentes de riqueza y sosten económico, el incremento de la producción e industrialización motiva un mayor crecimiento demográfico por lo que el servicio de agua potable y otros son cada vez más indispensables.

En el capítulo II se hace un estudio de las bases fundamentales para la evaluación del sistema existente y el mejoramiento y ampliación de los mismos.

Según informes obtenidos en la Posta Médica de esta ciudad ocurren casos continuos de enfermedades al estómago por causa de infección parasitaria que proviene del agua, como veremos más adelante no tiene la protección sanitaria debida.

En algunos puntos del desarrollo de la memoria del proyecto he visto conveniente sumar importancia por la inquietud de mi aprendizaje e investigación, así lo mismo cada aspecto en estudio merece un profundo análisis para llegar a una solución exitosa prevista al futuro.

De las alternativas de solución planteada se elige la mejor solución Técnica-Económica y el financiamiento de la obra se ajustará a la realidad económica de la población. Se eligió un sistema que nos proporciona un mejor servicio Sanitario de altos beneficios a bajo costo.

OBJETIVO DE LA  
TESIS

El principal objetivo es encontrar una solución Técnica-Sanitaria-Económica, que me permita mejorar y ampliar el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para la ciudad de Junín, en protección de la Salud y brindale bienestar a la población.

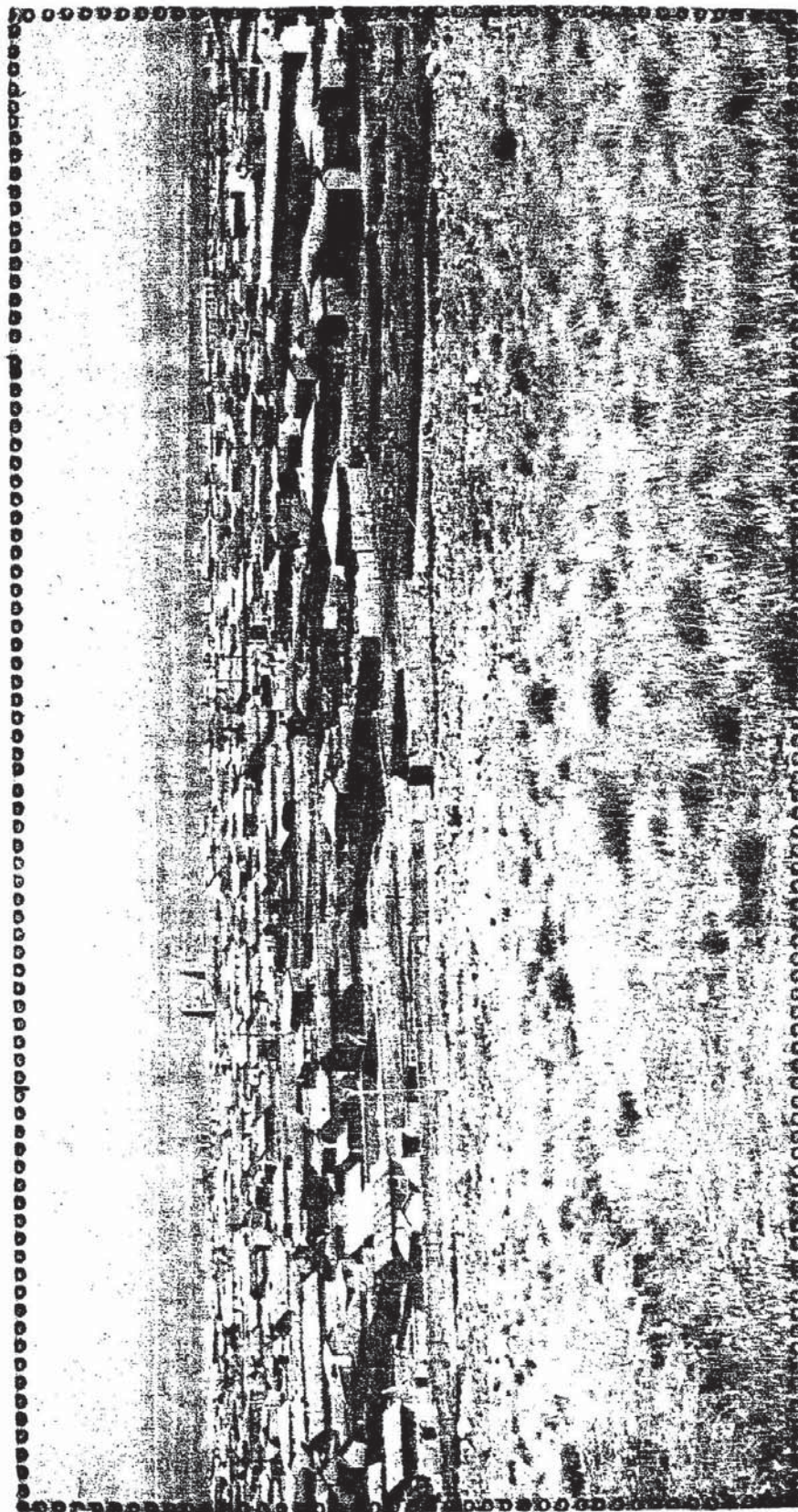
En la actualidad el 27% de la población no tiene servicio de agua a domicilio, el 73% tiene los servicios de agua no potabilizada.

El Mejoramiento de la calidad del agua y la ampliación del Sistema para cubrir la demanda futura, satisficará la necesidad de saneamiento en lo que a abastecimiento de agua potable se refiere.

CAPITULO I

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE JUNIN

FOTO : CIUDAD DE JUNIN





- 1. BARRIO SAN CRIS TOBAL.
- 2. BARRIO JULCA.
- 3. BARRIO MARIAC.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE INGENIERIA SANIARIA	
TESIS DE GRADUACION	
TITULO: DISTRIBUCION	
AUTOR: [Illegible]	
FECHA: [Illegible]	
LUGAR: [Illegible]	
OTRO: [Illegible]	

## 1.0 DATOS HISTORICOS

### 1.1. Breve Reseña Histórica.-

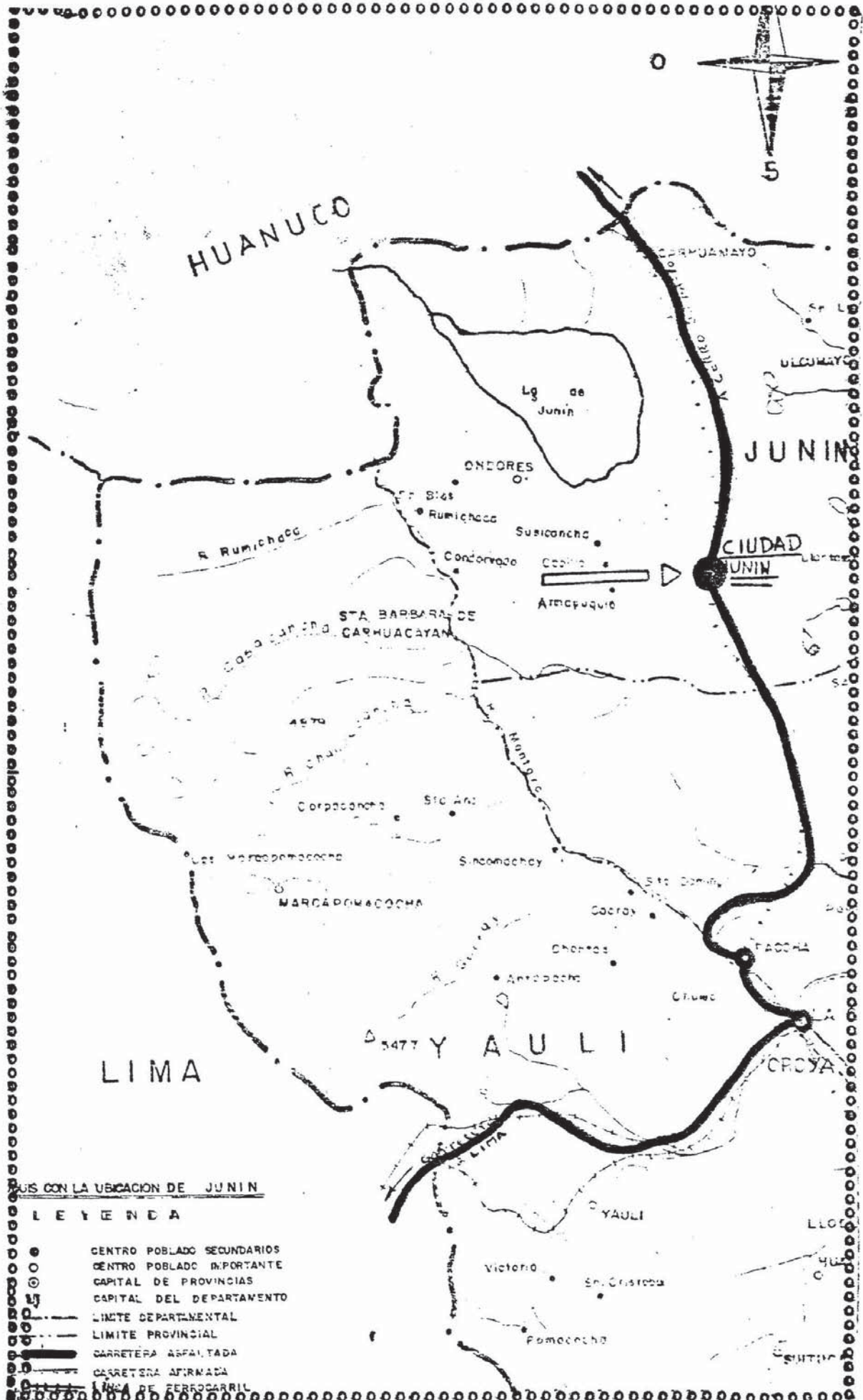
De paso a Cerro de Pasco y Huánuco, los españoles se detuvieron en las Pampas de Junín y resolvieron establecer allí una ciudad agrupando a las dispersas tribus que habitaban la llanura. Es así que esta ciudad se fundó el 6 de Marzo de 1,600 con el nombre de "PUEBLO DE REYES;" debido a que ese día se celebraba la festividad de los Reyes Magos.

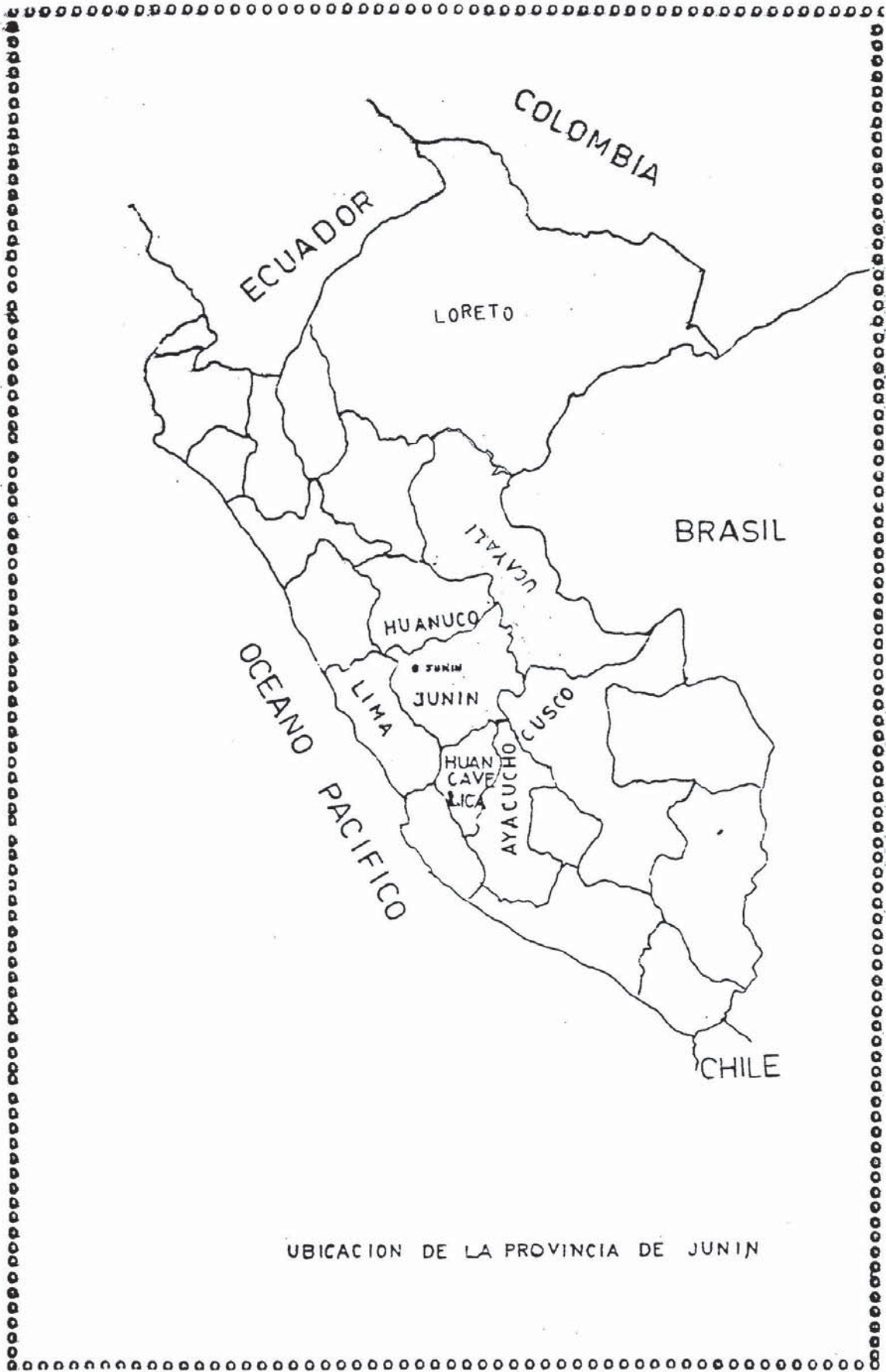
Max Espinoza, estudioso, en su obra "Toponimios Quechuas", dice, que el vocablo Junín deriva de dos términos: la primera JUJJ, es onomatopéyica, palabra que describe a la reproducción del sonido que hace el viento en esa región; la segunda parte deriva de la tercera persona en singular NIN que significa la palabra "decir" que sería NIN=dice, que literalmente se traduce JUU-NIN, la palabra devino es JUNIN por ley del menor esfuerzo.

Bolívar, posteriormente rebautizó el pueblo con el nombre de " JUNIN ", en 1824, en donde se coronó de gloria al sellar la Independencia de América.

Luego, la creación de la provincia de Junín fue en 1944 por Decreto Ley N° 100031. En su etapa Pre-Provincial, Junín vivió estancado debido al hecho de haber sido incendiado por más de dos veces, en la época de las luchas por la libertad por la Independencia Nacional y luego en la infausta campaña de Breña, durante la -







guerra con Chile.

A los 36 años de creada, su población, se haya poseída de un gran deseo de mejorar su actual - situación, advirtiéndose en sus habitantes voluntad de cambio y ansiedad de progreso resuelta - hacia su liberación política, económica y social.

## 2.0 ASPECTOS GEOGRAFICOS Y POLITICOS.

### 2.1 Ubicación Geográfica.

El distrito de Junín, está ubicado en las inmediaciones de la laguna muy conocida llamada también laguna de Junín. La ciudad es un distrito de la - provincia, del departamento de Junín, situado en las coordenadas 11°10'10" longitud Oeste Greenwich, y 75°30'10" latitud Sur. La ciudad de Junín se encuentra a 243 Km. de la Ciudad de Lima Capital del Perú, Junín se encuentra entre la Oroya y Cerro de Pasco a 4,050 m.s.n.m.

### 2.2 Límites.

La ciudad de Junín limita por el:

NORTE : Con las localidades de Ulcumayo, Carhuamayo y La Laguna de Junín.

SUR : Con las localidades de Sacracay, Ayacoto Carretera y Ferrocarril a la Oroya.

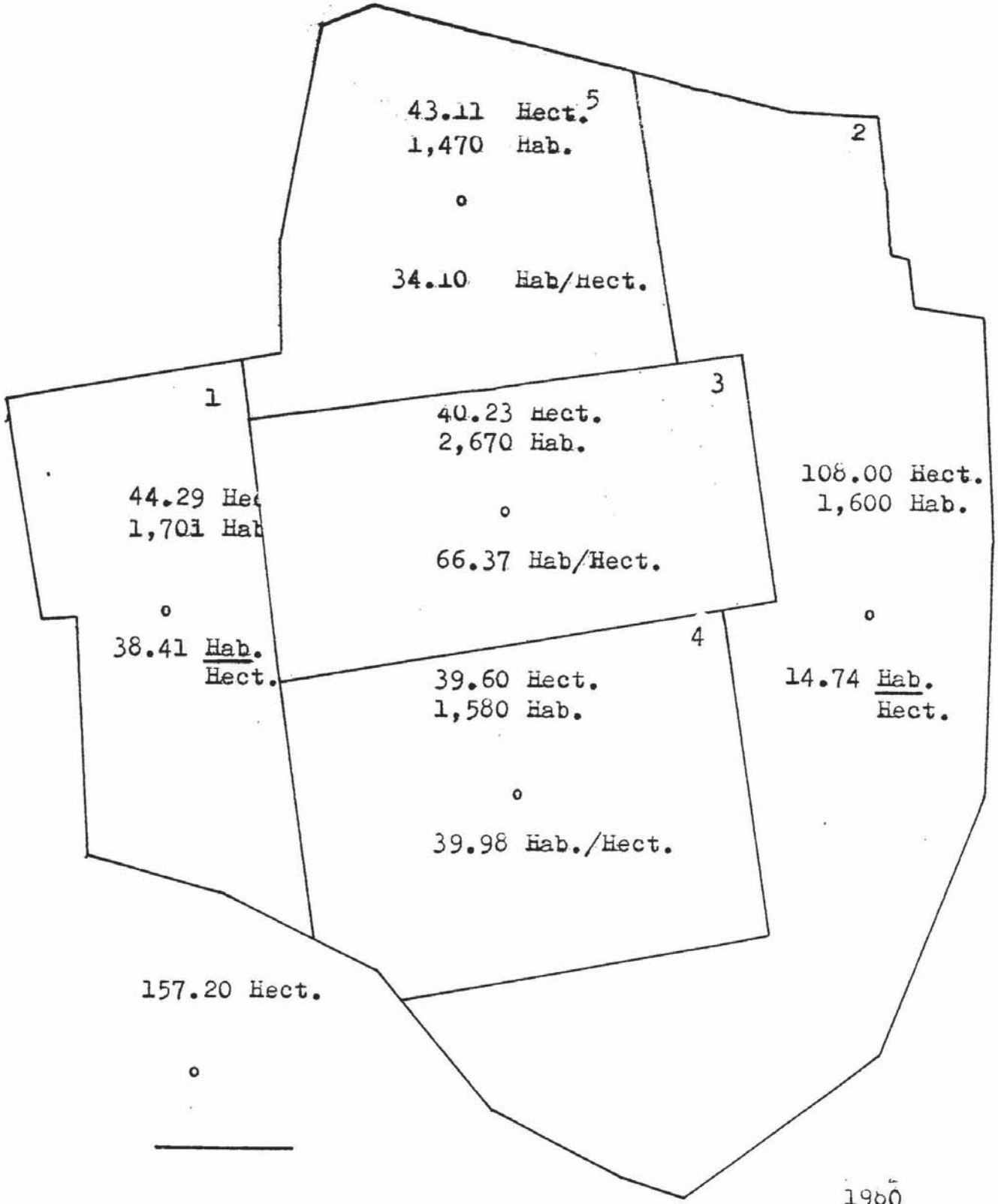
ESTE : Con las localidades de Llantapampa, Curicocha, las quebradas de Megapata y Chacochoa.

OESTE : Con las localidades de Capillo, Armapuquio Carhuacayán y Chacachimpa.

### 2.3 Extensión.

La Ciudad de Junín tiene aproximadamente 387.1 Hás distribuidas de la siguiente manera:

ESQUEMA DE ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE JUNIN



DESCRIPCION	AREA BRUTA Há.
<u>TIPO 1.</u> - En general residencias, vivienda de un solo piso, adobe.	70.33
<u>TIPO 2.</u> - Zona residencial, vivienda de un solo piso, depósitos del ministeri <u>o</u> de agricultura y transportes, <u>co</u> legios, areas verdes de recreación todas ocupan grandes areas de terreno.	132.91
<u>TIPO 3.</u> - Zona residencial de hasta 3 pisos, centralizado el comercio, ubicados oficinas de Instituciones <u>P</u> úblicas Bancos, colegios, parques. Zona - céntrica de la ciudad de Junín.	59.56
<u>TIPO 4.</u> - Zona residencial, viviendas hasta 2 pisos, ocupan mayor area de terreno por vivienda, comparado al anterior. Existen areas verdes y libres.	62.57
<u>TIPO 5.</u> - Zona netamente residencial, vivien <u>de</u> de un solo piso.	61.76
AREA TOTAL	<u>387.13</u> Há.s

#### 2.4 Clima.

El clima durante todo el año es frío y seco, con fuertes vientos en los meses de Julio, Agosto, y Setiembre. En los meses de Diciembre, Enero y Febrero se registran altas precipitaciones de lluvias alcanzando a un promedio de 131 m.m..

La humedad relativa en la ciudad de Junín en verano es de 30% y en invierno de 55%.

### 2.5. Topografía y tipo de Suelo.-

La topografía de la ciudad es casi plana en todo su extensión. Por esa razón a este lugar geográfico se le conoce con el nombre de "Las Pampas de Junín". Su suelo es tipo conglomerado hasta 1.5 m. de profundidad, la siguiente capa hasta 4 m. es arenoso.

### 2.6. Vías de Comunicación.-

Se comunica por vía ferroviaria y terrestre: ferrocarril Lima- Oroya - Junín - Cerro de Pasco. y viceversa.

Vía terrestre : De la carretera Central Lima - La Oroya - Junín - Cerro de Pasco - Huánuco ( La Marigal ). La otra vía terrestre de comunicación es: Lima - Canta - La Viuda - Cerro de Pasco - Junín.

La primera vía terrestre es la más transitada de suelo afirmado que en la actualidad se está pavimentando, De Lima a Junín dista 245 Km. su recorrido en automóvil puede realizarse aproximadamente en 5 horas en un viaje sin premuras.

Un promedio de 700 pasajeros diarios se movilizan en Junín por las dos vías indicadas.

( ver foto adjunta.)

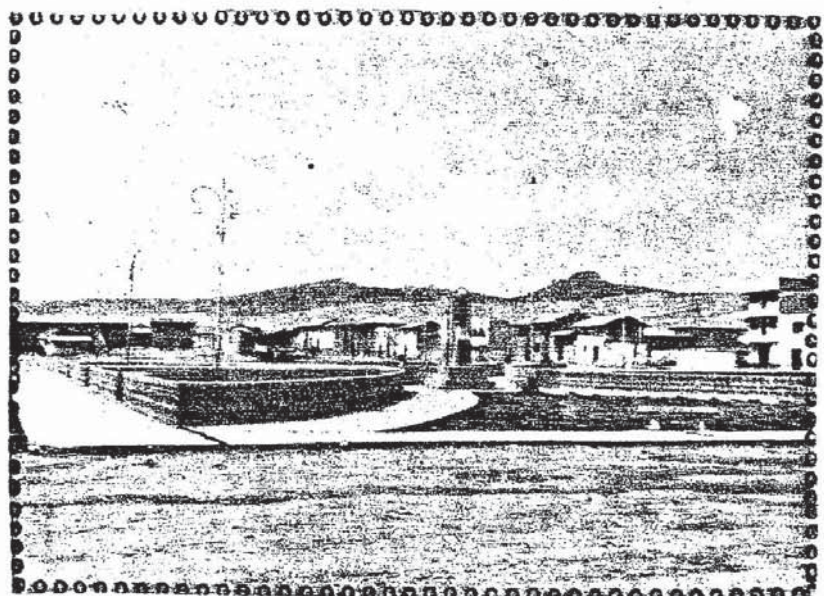
### 2.7. Otros Aspectos Resaltantes.-

La ciudad de Junín ha sido construida en la parte céntrica de una inmensa planicie; sus casa en un 80% son construidas de adobe con techos de calamina y adobe a dos aguas y el 20% restante construido de material noble; sus calles son angostas y sus avenidas de doble vía, pavimentadas.

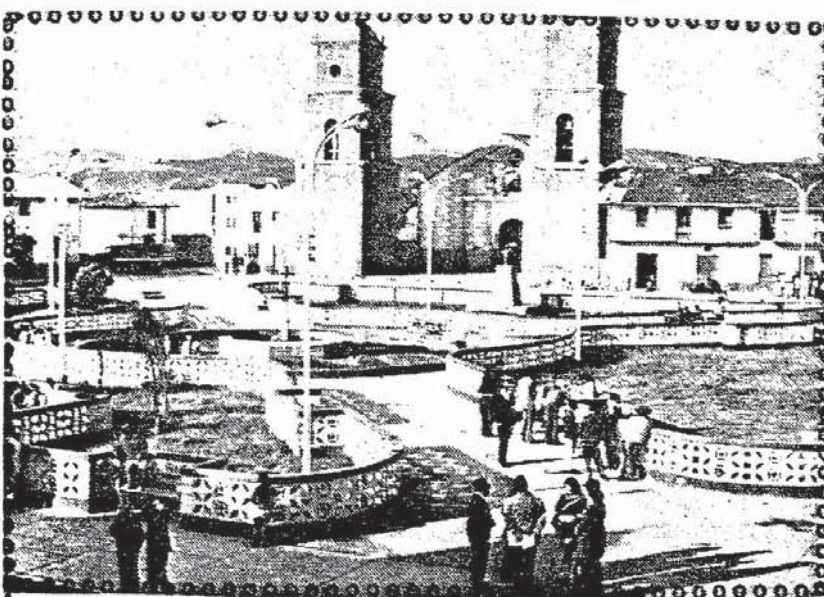


ESTACION  
FERROVIARIA  
DE  
JUNIN.

Movimiento  
inusitado  
de  
comerciantes.



PLAZA  
TUPAC  
AMARU.



PLAZA  
DE  
ARMAS.

Contemplada desde el Cerro San Cristobal, la ciudad presenta un panorama amplio y dilatado, todo en un color rojizo por su suelo, cubierto por un cielo azul y de mucha transparencia.

En la plaza de Armas se ubica el Palacio Municipal de dos plantas, de construcción de adobe bien conservado, tiene una sala de conferencias y una biblioteca. Frente al Concejo se encuentra la Iglesia " San Ignacio de Loyola " que fue construida en el año 1620. Estas muestras nos indican que Junín es una ciudad de constante formación y desarrollo por lo que debe preverse el saneamiento.

Además de la Plaza de Armas, en Junín encontramos otras plazas históricas tales como la " Plaza Ramón Castilla ", " Túpac Amaru " y " Simón Bolívar ". Entre otros un Parque Infantil, Estadio Municipal, Una Plaza de Toros, La casa Parroquial y Colegios Nacionales.

### 3.0. ASPECTOS SOCIO-ECONOMICO

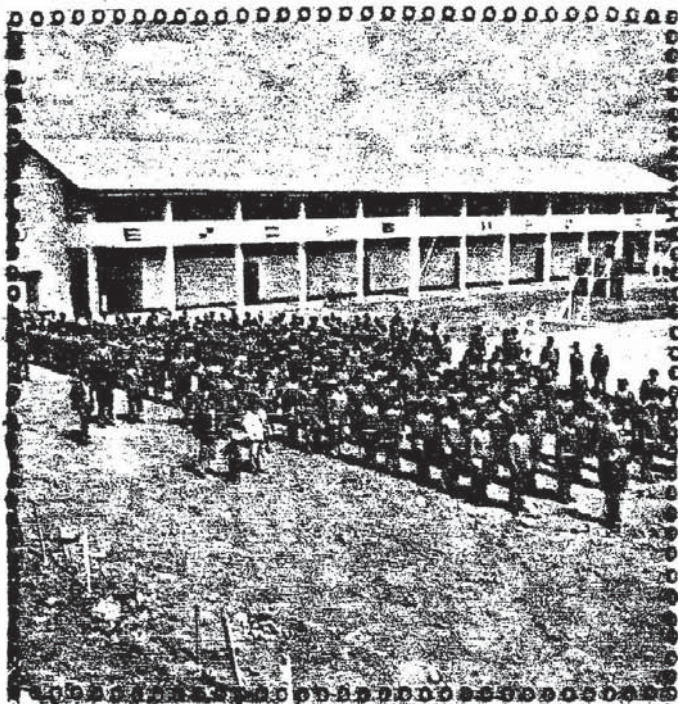
#### 3.1. Aspecto Social.-

El aspecto comunitario se manifiesta a través de las actividades colectivas con motivo cultural religioso, costumbrista, educacional y recreacional. No obstante, se observa hasta tres niveles sociales desde el punto de vista económico, desde propietarios con grandes extensiones de terrenos y ganadería, Industriales, así como medianos comerciantes intermediarios hasta obreros, peones con ingresos mínimos vitales.

#### 3.2. Aspecto Educativo.-

En Junín, ciudad heroica, existen los niveles escolares primarios, secundarios completos, e instituciones de enseñanza profesional.





COLEGIO NACIONAL  
"6 DE AGOSTO"



FERIA  
DOMINICAL

Entre los colegios Nacionales: " C.N. 6 de Agosto " solo para varones y tiene una capacidad para 2,000 alumnos y 28 profesores, " C.N. La Victoria de Junín " con una capacidad de hasta para 1,500 alumnas y 20 profesores. Ambos colegios de educación primaria y secundaria.

Otros centros escolares primarios se encuentra el colegio "Simón Bolívar", "Andrés Bázuri", y la escuela de mujeres 31515 que en total suman 2,000 alumnos aproximadamente.

En conclusión, la población estudiantil es procedente de la misma ciudad de Junín en un 60% y el 40% son de los caseríos cercanos a la ciudad, tales como el caserío de Sacicucho, Huarmipuquio, Sacracay, Llantapampa y otros. O sea de los 5,500 alumnos mencionados, 3,300 son de la ciudad de Junín y 2,200 alumnos de localidades cercanas.

### 3.3. Aspecto Económico

La población tiene como principal fuente de riqueza grandes extensiones de terrenos ricos en pastizales alimento básico de los ganados ovinos y vacunos. El 70% de la población de Junín se dedica a la ganadería, por familia fluctúa entre 500 a 10,000 y 50,000 cabezas de ganado ovino, numerosas familias están comprendidas en posesión de las primeras cifras. El 15% de la población son empleados mineros de Centro-Min Perú con residencia en la ciudad de Junín. El 5% de la población se dedica al comercio a por mayor y menor. Los otros 10% se dedican tanto a la agricultura como a la industrialización de la materia prima procedente de la ganadería, así en la producción del queso, mantequilla y

GANADERIA EN JUNIN.

EN PASTAL, CANA DE LAS GRAMINEAS (PAJA).



otros de industria textil.

#### 4.0 SERVICIOS EXISTENTES EN LA CIUDAD.

##### 4.1 Servicios de Salud Pública.-

Para la atención a la población de Junín y de los caseríos cercanos a la ciudad existe el Hospital con capacidad para 50 camas y cubre la demanda diaria solicitada por enfermos de diversos casos. Las enfermedades más comunes son de tipo broncopulmo-  
**nar**, parasitaria y otros.

Hasta el mes de Enero de 1980 un centro de salud dependiente del Area Hospitalaria N°1 de Cerro de Pasco atendía al público en caso de enfermedades primarias, los casos graves eran trasladados a la ciudad de Cerro de Pasco o La Oroya. Me permito recalcar que el Abastecimiento de **una** agua - bien tratada en suficiente cantidad, contribuirá a la protección de la Salud Pública.

##### 4.2 Servicios de Saneamiento.-

Recojo de <sup>1a</sup>basura : Dos vehículos de propiedad del Concejo de Junín y 4 empleados municipales cumplen la labor del recojo de basura, lo hacen 3 veces por semana, **la** disposición final es en un relleno sanitario ubicado a 5 Km. de la ciudad entre Junín y Cerro de Pasco. No existe ningún tipo de tratamiento ni limpieza. Los papeles, y otros desperdicios desbordan el área designada para el relleno ocasionando un peligro de contaminación a animales y personas que se encuentran en las áreas de pastar. El plan de Saneamiento de la **basura** y su sistema administrativo es un caso pendiente de ejecución que pongo a consideración.

Solo el 20% de la Población Actual tiene los servicios de desagüe a domicilio, es recolectado en su totalidad de los Barrios Julca y Mariac. La disposición final es a un río llamado CHacachimpa el cual es bebida por animales y hasta lo usan como piscina en aguas abajo. Además el diámetro del Emisor es de 8", insuficiente para el caudal que se elimina, en épocas de lluvia es obstruido por partículas así como el lodo formado por la arcilla y arena que arrastra el agua de lluvia. La alcantarilla es un problema grave en la ciudad, el proyecto y obras de mejoramiento y ampliación son previstos por la división de la VII Dirección Regional del M. de Vivienda.

En épocas de verano la presencia de insectos como la mosca es un peligro como vector de transmisión de enfermedades; como vehículo conductor del bacilo tífico, al posarse en las deposiciones pueden conducir con ello la Entoameba Histolítica y depositarla en los alimentos. Según informes de las autoridades se tiene conocimiento que hasta la fecha no se prevee ni se toman las medidas convenientes para conjurar una epidemia.

La leche es un alimento abundante en esta zona del Territorio Peruano, sin embargo no se toman las medidas de prevención en protección contra el Virus Tifus, La Brucelas y otros agentes presentes en nuestro país. Nuestra sugerencia a fin de prevenir enfermedades se debe consumir la leche Pasteurizada, hervida. Los animales infectados deben ser segregados, los sanos vacunados antimelitocócica, las personas enfermas deben seguir tratamiento con clorotetraciclinas y otros.

#### 4.3. Servicios Eléctricos.-

El Suministro de la corriente eléctrica es de Centromín-Perú, hasta para una capacidad de 800 kW. energía que cubre primariamente a la demanda actual, los proyectos previstos por el Ministerio de Energía y Minas de ampliación y mejoramiento, darán apoyo al desarrollo Industrial.

#### 4.4. Servicios de Correos y Telegrafos.-

Un promedio de 300 cartas y 150 telegramas despacha y recibe el personal de la oficina de atención del presente servicio. Hay un servicio a domicilio de reparto, se practica el sistema de entrega personal a domicilio.

#### 4.5. Servicio Telefónico.-

El servicio telefónico local es un medio de comunicación de gran importancia al desarrollo de la ciudad de Junín, por intermedio de una cabina de servicio público puede comunicarse la población con las otras ciudades del país.

#### 4.6. Comisaría.-

En resguardo del bienestar de la población en Junín se encuentra instalada la Séptima Comandancia de la Guardia Civil del Departamento de Junín, se cuenta con la presencia de numerosos efectivos.

### 5.0. AREAS PRODUCTIVAS

#### 5.1. Ganadería.-

La producción de ganados ovinos y vacunos en gran y mediana escala aporta a la economía de la nación grandes beneficios.

Esta actividad se practica desde muchos años antes de su fundación. En la actualidad se calcula que existen unos 462,366 ovinos y 159,612 vacunos distribuidos entre las medianas y grandes ganaderías, datos de la Agencia Agraria del Ministerio de Agricultura, que es una institución que presta servicios de asesoramiento Técnico.

Entre las cooperativas ganaderas destacan: La cooperativa agraria "San Gerónimo de Huascar", "SAIS Pachacutec", "San Ignacio de Loyola", "Churco - Ltda. N°136", "San Pedro de Cajas", "Carhuamayo", "San Pedro de Pari", "San Antonio Padua de Yauli" "Contadera", "SHalacancha" entre otros.

Las razas de ganados vacunos más comunes: Corriedale, Brown. Entre los ovinos se destaca la raza Merino.

La ganadería es la principal fuente de riqueza de la zona su industrialización es cada vez más acentuada.

### 5.2 Agricultura.-

Muy poco puede comentarse sobre la producción agrícola, no obstante para el consumo interno de la población se produce la papa, el trigo, quinua y la soya.

### 5.3 Faunicultura y Piscicultura.-

A parte de la caza de aves en la laguna de Junín se capturan ranas, las que son comercializadas en los mercados de la Sierra Central y también -

en Lima. La rana es uno de los alimentos de sustento de la población progresista de Junín.

#### 6.0 EL COMERCIO

La carretera que pasa por la ciudad de Junín permite aunque no en volumen deseable acreditar un incremento potencial del comercio tanto de los productos mencionados de la población como de otros provenientes de la región, de la selva y costa, el comercio practicado por pocas personas de esta ciudad es cada vez más desarrollada.

Desde hace 3 décadas las ferias: "Feria CHica y Grande", que se realizan semanalmente por productores y comerciantes es también con la asistencia de personas de la localidad y en gran porcentaje de muchas otras localidades del País. Los tubérculos y cereales provienen de las localidades de Ulcumayo, San Pedro de Cajas y Palcamayo. Las frutas son provenientes de Huánuco y CHacachimpa. Las hortalizas se provisionan de la ciudad de Tarma. Lo mismo que a estas ferias acuden los mismos pobladores para ofrecer a los visitantes los productos del lugar.

#### 7.0 ACTIVIDAD INDUSTRIAL

Con la iniciativa propia de la población de Junín - algunos de ellos ingeniosamente han constituido algunas Industrias de teñido y telar, curtiembre, productos lácteos, embutidos y muchas otras, todas afueras de la ciudad.

La minería de Cerro de Pasco es una fuente de trabajo de la población por encontrarse muy cerca de esta ciudad.



CAPITULO II

TEORIA DE LAS BASES PARA EL ESTUDIO DEL PROYECTO Y FIJA -  
CION DE LOS MISMOS

### 1.0.0 PERIODO DE DISEÑO

Se define como "Periodo de Diseño", al tiempo proyectado en la cual las instalaciones y estructuras de un estudio cumple satisfactoriamente la finalidad para el cual se ha diseñado, el proyecto realizado se puede ampliar o modificar según las necesidades del caso.

El periodo de provisión está influenciado por diferentes factores técnico-económicos, entre las que podemos adelantar en mencionarlos son:

- Duración probable de las instalaciones y sus características especiales.
- Monto de inversión que requiere la ejecución de obras.
- Población futura a servir.
- Etapas de desarrollo de la población en estudio, etc.

Teniendo en cuenta estos conceptos definiremos otros criterios y factores determinantes.

#### 1.1.0 CRITERIOS PARA FIJAR EL PERIODO DE DISEÑO

Algunos criterios resaltantes para fijar el periodo de diseño son:

##### 1.1.1 Criterio Población-Tiempo.

Es un criterio que nos permite analizar primero la población por los diferentes métodos: gráficos, analíticos y por muestreos ( Población/Hectárea) realizados en el mismo lugar en estudio.

Con estos datos de población y las tasas de crecimiento hallados podemos calcular

la población actual y futura, de acuerdo al comportamiento del crecimiento poblacional fijamos un periodo de diseño.

Este criterio, según la dimensión del proyecto es aplicable para poblaciones mayores de 5,000 habitantes. Siendo la población actual aproximada de 10,000 habitantes, aplicaremos este criterio.

#### 1.1.2 Criterio Tiempo-Población.

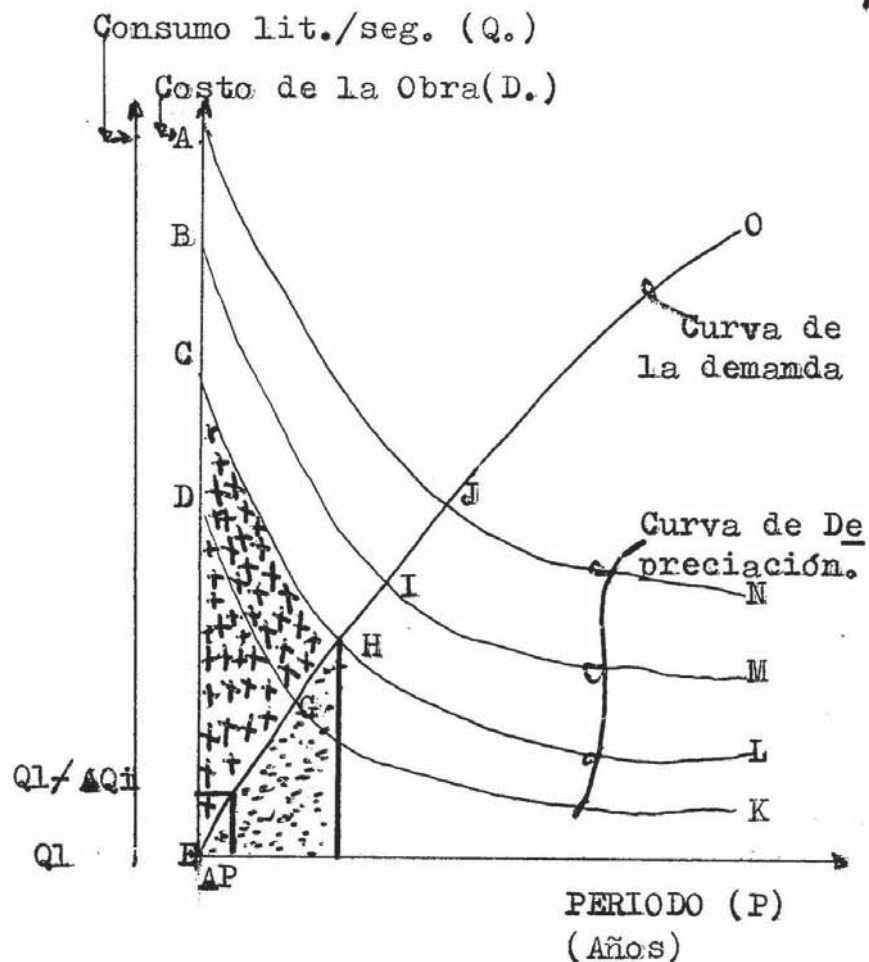
Este criterio, primeramente considera fijar el periodo de diseño en base a experiencias adquiridas en comparación con otras poblaciones similares, para luego hacer los cálculos respectivos de la población actual y futura. No lo aplicaremos por ser aplicable en pequeñas poblaciones menores de 5,000 habitantes.

### 1.2.0 FACTORES DETERMINANTES DEL PERIODO DE DISEÑO

Existen muchos, los principales que mencionaremos se basan en aspectos técnico, económicos y financieros, aplicable al problema específico del proyecto.

1.2.1 Factor Económico.— Es un factor que juega un papel muy importante, más aún en nuestro país en vía de desarrollo. Un análisis profundo nos permitirá obtener de la obra un máximo beneficio a un menor costo, para ello en el presente proyecto se considera los siguientes criterios:

— Criterio del "Porcentaje de Ociosidad".—



Inicialmente la capacidad del sistema es (vease gráfico) el área comprendida entre ECHF, la demanda se inicia en el punto E y va aumentando de E a H, lo que significa que el sistema trabaja a plenitud solo cuando la demanda es FH, en resumen el área EHF representa el real uso del sistema y la diferencia es el área EHC que representa la capacidad ociosa del sistema.

El diseño proyectado cubre la demanda  $Q_1$  al inicio, o sea al 100% de la población actual, cada año posterior la demanda se incrementa en  $\Delta Q_i$ , es lógico que es por

el incremento poblacional.

El proyecto es ejecutado para cubrir la demanda (  $Q_1 \neq \sum AQ_i$  ) donde  $i = 1, n$  y  $m$  el periodo de diseño.

Cuanto mayor sea  $m$  el incremento acumulado será mayor, y se puede observar el área llamada porcentaje ocioso también es mayor, para evitar grandes porcentajes de capacidad ociosa en dicho sistema o cada elemento del sistema de agua potable se debe limitar el periodo de diseño  $n$ .

Para conseguir un periodo de diseño óptimo es necesario conocer el comportamiento de la curva de la demanda y de la depreciación de la obra por año que se usa todo llevando a un año base que es el año del estudio del proyecto. Para el cual se hace uso de la siguiente fórmula:

$$P_{\text{actual}} = \frac{(1 \neq i)^n \times i}{(1 \neq i)^n - 1} \times M_j$$

No se trata de buscar que el sistema tenga un porcentaje de ociosidad mínimo, sino que sea razonable y contemple una solución técnica-económica-financiera que proteja la salud y cree bienestar social.

-Criterio de obras proyectadas por etapas.-

El proyecto estará diseñado para dar una

solución integral en el mejoramiento y -  
 ampliación, hay zonas en la ciudad poco  
 densas, que económicamente no justifican  
 todavía la realización de la obra. De -  
 las condiciones del proyecto, se ejecu-  
 ta la obra por etapas en orden de priori-  
 dades según las necesidades que priman -  
 en la población.

1.2.2 Factor Material.- Se refiere a la vida -  
 útil de los materiales usados en cada -  
 elemento de un sistema: tuberías, acceso-  
 rios, válvulas, motores, estructuras de  
 concreto armado, etc. En términos genera-  
 les como ejemplo; el tiempo de vida útil  
 de un sistema se calcula de la siguiente  
 forma:

Reservorio	\$/ 2'000,000	50 Años
Motores	1'500,000	15 Años
Tuberías	3'000,000	50 Años

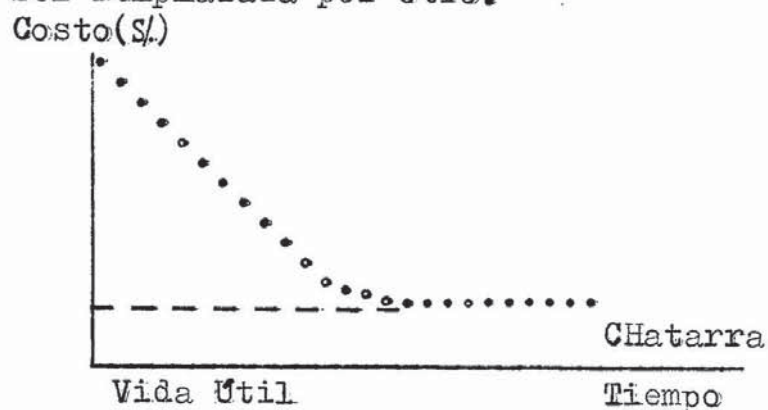
$$Tp = \frac{2' \times 50 + 1.5' \times 15 + 3' \times 50}{2' + 1.5' + 3'} = 41.9$$

Entonces el promedio de vida útil es de  
 41.9 Años.

Después de este periodo de vida útil -  
 consideramos que el sistema se encuentra  
 en desuso siendo necesario remplazarlo -  
 por otros similares, pasado el tiempo -  
 que se prevee ya el costo de operación y  
 mantenimiento es elevado, resulta anti -

económico y hasta no ofrece la garantía sanitaria en el servicio del agua potable.

Dicho factor, en el periodo de diseño - generalmente es influyente, el primer - periodo de diseño es siempre menor a la vida útil del sistema, la reprogramación de uso en la siguiente etapa tomará en cuenta el anterior y proveerá el tiempo máximo de uso del sistema hasta que el sistema se considere CHatarra y pueda ser remplazada por otro.



### CURVA DE DEPRECIACION

- 1.2.3 Factor técnico.- Se refiere a las condiciones de los cálculos hidráulicos y estructurales, a la capacidad de cada elemento del sistema en función al tipo de material y procedimiento de construcción. Para el dimensionamiento de los elementos de un sistema no siempre se encuentra el tamaño deseado, en muchos casos se compran materiales con dimensiones ligeramente mayores que los cal-

culados, y esto aumenta el periodo de -  
diseño establecido.



#### 1.2.4 FIJACION DEL PERIODO DE DISEÑO.

Será un periodo de diseño económico. Se tiende a buscar periodos relativamente largos dado que ciertos elementos como: tuberías matrices, reservorios, etc. son difíciles de ampliar y caros de reemplazar, en consecuencia se debe diseñar para su máxima capacidad y durabilidad. Pero entre los factores que mencionamos el que más influye en la determinación del periodo de diseño, es el grado de desarrollo que ha alcanzado la población, es aplicable en la decisión el criterio mencionado "Población-Tiempo". En el acápite 2.0.0 se determinó un tipo de crecimiento poblacional y en consecuencia la población actual con mayor alcance a la realidad, para el cálculo de la población futura es necesario conocer el periodo de diseño, para el cual, la curva de crecimiento geométrico, como puede observarse, no es una curva perfecta si comparamos desde el inicio del gráfico con los datos censales realizados, además que la tendencia no puede prolongarse por muchos años, el criterio limita el periodo de diseño, por tanto partiendo de la curva de crecimiento poblacional en un primer intento se estimaría un periodo de diseño de 15 años. Como el factor económico es muy importante, si se preveen crecimien

tos en ella en función de las características de la zona, es aconsejable fijar periodos relativamente cortos que no encarezcan las obras y que eliminen el riesgo de que un error en la estimación de la población futura de diseño ( posibilidad que siempre existe ) ocasione, que la capacidad de las instalaciones queden rebasadas rápidamente en un periodo muy corto; en consecuencia para el diseño del sistema de agua potable se relacionará la vida útil de las porciones que constituyen el sistema. Debe definirse hasta qué punto puedan esas partes satisfacer las condiciones futuras de la localidad, qué partes deben ser consideradas de realización, y cuál debe ser la previsión para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para realizar en forma económica, estos aspectos, es necesario en primera instancia periodos de diseño para cada porción del sistema; para la estimación es imprescindible del conocimiento del tipo de sistema definido para el abastecimiento.

A continuación se enumeran los elementos considerados en la definición del periodo de diseño:

<u>DESCRIPCION</u>	<u>PERIODO</u> ( Años )
Tuberías menores de 12" Eternit.	50
Estructuras de concreto como reservorio, caja de captación, caseta de válv vulas, etc.	40
Diques, embalse de concre to.	40

Para los periodos que se mencionaron por elementos, el sistema trabajaría en 100% de su capacidad, sólo cuando trabaja en los últimos años es decir a los 40 ó 50 años respectivamente. Actualmente tendría un alto porcentaje de capacidad ociosa; por lo que se programará la obra por etapas, en cada uno de sus elementos según sea conveniente.

El tiempo de vida útil es función directa del tipo de material, en el cuadro - mostrado arriba contempla este criterio. En una primera etapa, se ejecutará la obra para un periodo menor. Concretamente en nuestro caso, se ha creído conveniente establecer un criterio intermedio entre las posiciones mencionadas anteriormente y las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcción, basados además en el hecho de que si existen condiciones favorables para un incremento va-

riable de población, por otro lado no -  
es posible dejar de lado que existan -  
también factores en contra. Por estas -  
razones hemos adoptado en fijar un período  
de diseño de 15 años.

## 2.0.0. POBLACION

### 2.1.0. TEORIA POBLACIONAL--

Población es el número y características de los habitantes de una región o area. El estudio científico de la población y de su movimiento se estudia con un material estadístico de confianza. La obtención de estas cifras exige una maquinaria gubernamental eficiente capaz de organizar su recolección. La información estadística primero pretenden enumerar todos los miembros vivos de la población en un momento dado del tiempo, y recogen información sobre el sexo, edad, ocupación etc. En los países de habla inglesa los censos se realizan, generalmente, cada 10 años. La estadística de los censos no son por sí solas suficientes para un estudio detallado de los movimientos de la población; en ausencia de migraciones, la población aumenta por los nacimientos y decrece por las defunciones, y en muchas partes del mundo, los nacimientos están estrechamente ligados con el número de matrimonios. Son necesarias unas cifras continuas sobre los nacimientos y las defunciones para que se puedan estudiar con detalle los cambios en la cifras de población. Es también deseable poseer cifras de migración.

Es uno de los puntos mas importantes para un proyecto de abastecimiento de agua potable, el diseño para el servicio de un determinado número de años debe cubrir satisfactoriamente la demanda de consumo. El desarrollo

futuro de una población se puede determinar por una serie de métodos.

- Por estudio de curvas estadísticas.
- Por estimación de la población actual, comparando a otras ciudades similares.
- También puede hacerse en base a ciertos aspectos, tal como datos estadísticos de consumo de fuerza eléctrica, teléfono etc.
- En último de los casos basado en la población escolar en relación directa con la población total.
- Estudio Insitu, muestreos de población por vivienda, manzana y área de zonificación. Para nuestro proyecto se ha logrado la obtención de datos estadísticos y se han realizado muestreos de población es decir de número y características de los habitantes

#### 2.2.0. MÉTODOS DE CÁLCULO POBLACIONAL, GRÁFICOS Y ANALÍTICOS.

Los métodos de cálculo que se emplean para predecir el crecimiento poblacional futuro se basan en coeficientes numéricos obtenidos en base a un estudio de poblaciones pasadas conocidos por los datos censales de la localidad.

Estos métodos también, como los métodos gráficos contemplan los crecimientos poblacionales similares a la de otras localidades, lo cual puede influir proporcionalmente en la ciudad en estudio.

- Métodos gráficos más utilizados.-

(A) Método de la Tendencia.

(B) Método Comparativo.

- Métodos Analíticos.-

(C) Método Aritmético.

(D) Método de Interés Simple.

(E) Método de Interés Compuesto o Geométrico.

(F) Método de la Parábola De Segundo Grado.

(G) Método de los Incrementos Variables.

(H) Método Logístico o Brasilero.

El estudio de los métodos comprende además la interpretación y adecuación de los datos censales incipientes y los cálculos previos de las razones de crecimiento.

2.2.1. MÉTODOS GRÁFICOS.

(A) Método de la Tendencia.-

El método consiste en graficar en un sistema de coordenadas los datos de poblaciones; ubicados estos puntos se prolonga la tendencia de la curva hasta alcanzar el periodo necesario. Al proyectar dicho punto al eje de coordenadas se determina la población.

En nuestro caso no se tomará en cuenta éste método debido a los pocos datos censales que se tienen, al obtener la curva de estos pocos puntos y prolongarla no obtendríamos un margen de seguridad que garantice que la curva así llamada proyecte la futura verdadera población, puesto que no se considera a-

demás ningún otro factor.

(B) Método Comparativo.-

Para aplicar este método es necesario tener datos censales actualizados de ciudades con población semejante a la ciudad en estudio o datos censales de ciudades ahora más grandes que se proyectaron años atrás con las mismas características a la ciudad en estudio en un periodo equivalente al diseño.

En nuestro proyecto el cálculo poblacional no será directamente con este método, pero será un factor importante, comparar los resultados obtenidos matemáticamente, para la decisión del tipo de crecimiento a elegir para la ciudad de Junín.

2.2.2. MÉTODOS ANALÍTICOS

(C) Método Aritmético.-

Está representada por la siguiente relación:

$$\underline{Pf = Po / rt} \dots (1) \text{ donde:}$$

Pf = Población futura.

Po = Población inicial (último dato censal).

r = Razón de crecimiento pobla.

t = Tiempo comprendido entre Pf y Po ( en años).



Despejando r de la formula se tiene:

$$r = \frac{Pf - Po}{t} \dots\dots\dots(C)$$

(D) Método de Interés Simple.-

Es análogo al anterior y está representada por la siguiente relación:

$$Pf = Po ( 1 + rt ) \dots\dots\dots(II)$$

Despejando r (razón de crecimiento poblacional), de la ecuación II se tiene:

$$r = \frac{Pf - Po}{Po t} \dots\dots\dots(D)$$

(E) Método Geométrico o de Interés Compuesto.-

Usado en poblaciones en proceso de desarrollo; consiste en asimilar el crecimiento poblacional a una progresión geométrica.

Se expresa con la siguiente relación:

$$Pf = Po ( 1 + r )^t \dots\dots\dots(III)$$

La nomenclatura es similar al primer método analítico variando:

t = Tiempo entre Pf y Po ( en décadas).

Despejando r de la ecuación III se tiene:

$$r = \sqrt[t]{\frac{Pf}{Po}} - 1 \dots\dots\dots(E)$$

(F) Método de la Parábola de Segundo Grado.-

Es para aplicar a ciudades de gran desarrollo poblacional. El desarrollo de

la siguiente ecuación nos permitirá obtener la población deseada:

$$Y = A x^2 + B x + C \dots\dots\dots(IV).$$

donde:

$Y = P_f$  = Población futura.

$x$  = Tiempo en que queremos determinar la población futura.

A, B, C constantes de la ecuación.

Esta ecuación está referida a una ecuación de ejes coordenadas cuyo origen es la fecha y la Población C conocida. Los valores de las constante "A" y "B" se hallan dando valores a "x" e "y". Se trabaja con los tres últimos datos censales usuales.

(G) Método de los Incrementos Variables.-

Se asume que el incremento de la población es variable y que dicha variación es constante.

Su fórmula es la siguiente:

$$P_f = P_o + m \Delta_1 P + m(m-1) \Delta_2 P \dots\dots(V)$$

donde:

$m$  = número de años entre  $P_f$  y  $P_o$  expresado en Décadas.

$\Delta_1 P$  = Promedio del primer incremento.

$\Delta_2 P$  = Promedio del segundo incremento.

$P_f$  y  $P_o$  Población futura e inicial.

(H) Método Logístico.-

Llamado también método Brasilero. Poco usado en nuestro medio.

está representada por la siguiente fórmula

$$P_f = \frac{P_s}{1 + C^{a/bt}} \dots\dots\dots(VI)$$

donde:

a, b = Constantes.

t = Periodo entre P<sub>f</sub> y P<sub>o</sub> ( en años)

P<sub>s</sub> = Población de saturación.

$$P_s = \frac{2P_oP_1P_2 - P_1^2(P_o \neq P_2)}{P_oP_2 - P_1^2}$$

Para ver si el método es útil para el estudio debe cumplirse cualquiera de las siguientes condiciones:

$$1) \text{ Si } P_oP_2 \leq P_1^2 \text{ y } \frac{P_o \neq P_2}{2} \leq P_1 \Rightarrow$$

$$P_oP_1 < P_1^2.$$

$$2) \text{ Si } P_oP_2 > P_1^2 \text{ y } \frac{P_o \neq P_2}{2} \leq P_1 \Rightarrow$$

$$P_oP_2 > P_1^2.$$

P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> y P<sub>o</sub> son datos censales.

### 2.3.0. FACTORES DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL. DATOS ESTADISTICOS.

Los factores que intervienen en el cálculo del desarrollo de una población, no solo son consecuencia de ellas, pues el punto de vista más importante es el factor económico; es decir hay que determinar hasta qué grado va a llegar su desarrollo comercial e industrial. Los problemas económicos de la población para las diferentes ciudades, considerados individualmente, están relacionados de un modo amplio con su tamaño y estructura.

En el presente capítulo haré los primeros cálculos de coeficientes o razón de crecimiento de los diferentes métodos de cálculo poblacional, para ello es necesario conocer los datos estadísticos registrados.

Del registro civil del Concejo Distrital de Junín se obtuvieron los siguientes datos censales:

Departamento de Junín:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1972	720,452 Hab.

Provincia de Junín:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	
	<u>Urbana</u>	<u>Rural</u>
1972	17,348 Hab.	12,113 Hab.

Distrito y Anexos de Junín:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1940	7,477 Hab.
1961	7,588 Hab.
1972	10,174 Hab.

CIUDAD de Junín:

1940	4,110	Hab.
1961	5,000	Hab.
1972	7,666	Hab.
1980	9,029	Hab.

Estos últimos datos censales de la Ciudad de Junín se consideran para el presente proyecto de Mejoramiento y Ampliación del sistema de Agua potable.

Se observa que la Población de 1940 a 1961 (en 21 años) ha aumentado en 36% y de 1971 a 1972 ( 11 años ) en 37% que representa un mayor cre-

### POBLACION DATOS CENSALES

8000

7000

6000

5710

5000

4755

4185

4000

40

42

50

52

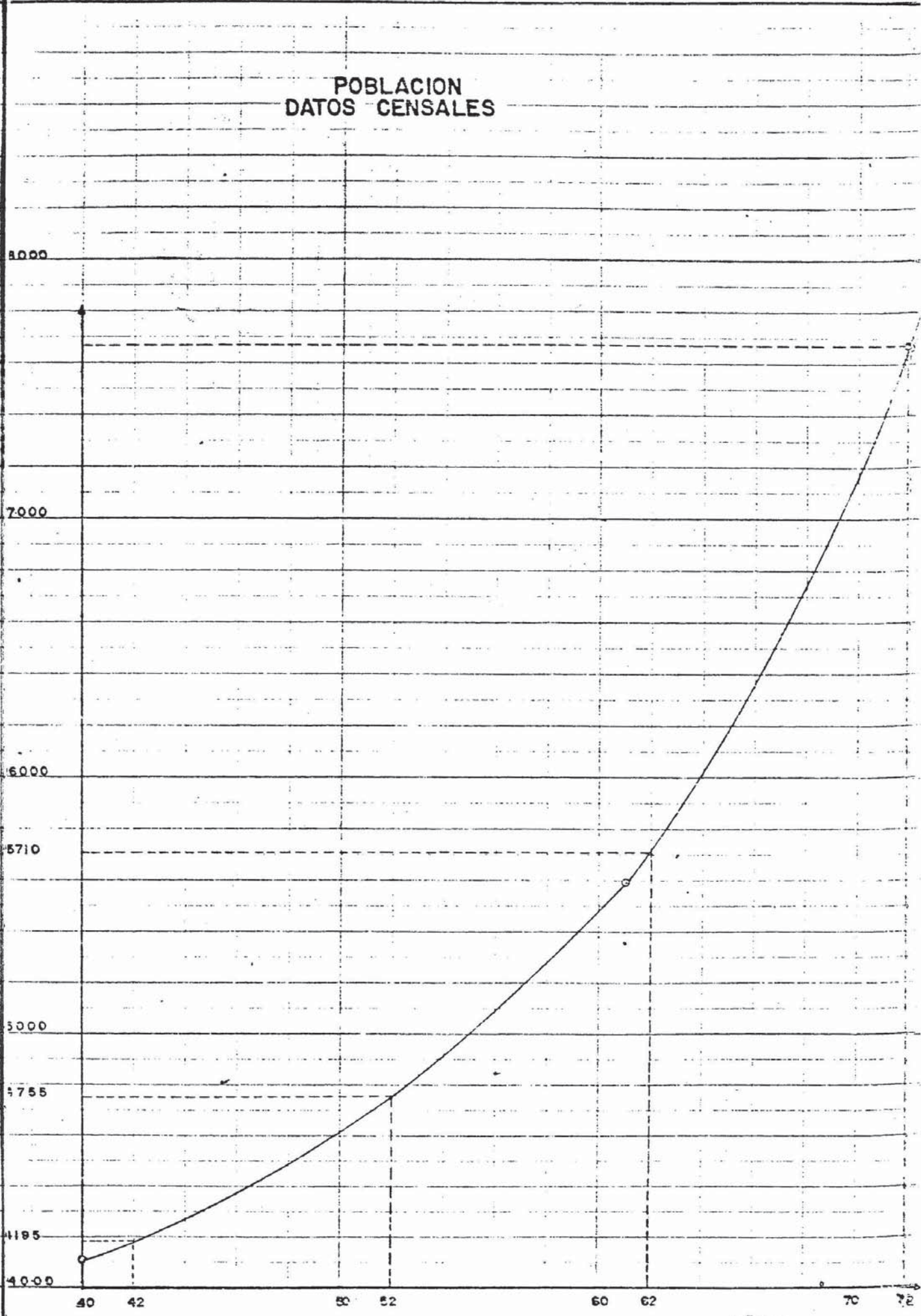
60

62

70

72

AÑOS



cimiento poblacional.

Si tomamos los datos censales oficiales de los años 1940, 1972 y 1961, encontramos dos comportamientos diferentes entre 1940-1961 y 1961-1972 propio de las características de crecimiento poblacional.

Para los métodos analíticos, a fin de encontrar las razones de crecimiento poblacional, se tomarán en cuenta los datos censales obtenidos por interpolación del gráfico de la curva hecha con los datos censales oficiales " Habiantes VS. Tiempo", en periodos de tiempos constantes con el fin de obtener resultados reales.

Al realizar los numerosos procedimientos de cálculo es preferible siempre contar con los datos censales que se hayan realizado en fechas equivalentes. Cabe mencionar que es importante realizar los censos cada 10 años. Pero como en el Perú no se han realizado los censos en periodos equivalentes hemos construido una curva con los datos censales oficiales. Ver gráfico adjunto.

En base a este razonamiento se considerarán para efectos de los cálculos las siguientes poblaciones en periodos de cada 10 años, estos datos son sacados del gráfico:

<u>Año</u>	<u>Población</u> (Habitantes)
1942	4,195
1952	4,755
1962	5,710
1972	7,666

## 2.4.0 CALCULOS DE LA RAZON DE CRECIMIENTO POBLACIONAL.

En el acápito anterior se a mostrado claramente el procedimiento de cálculo de la población por el método gráfico. Los coeficientes o razón de crecimiento poblacional serán calculados para los métodos analíticos. Datos que se utilizarán también en los próximos capítulos.

### 2.4.1 Método Aritmético.-

$$Pf = Po \neq rt \dots \dots r = \frac{Pf - Po}{t}$$

Años	Población	Pf-Pa	t (años)	r
1942	4,195	560	10	56.0
1952	4,755	955	10	95.5
1962	5,710	1,956	10	195.6
1972	7,666	---	10	---

$$r_p = \frac{56.0 \neq 95.5 \neq 195.6}{3}$$

$$r_p = 115.7$$

### 2.4.2 Método de Interés Simple.-

$$Pf = Po (1 \neq rt) \dots \dots r = \frac{Pf - Po}{Poxt}$$

Año	Población	Pf - Po	t	r
1942	4,195	560	10	0.01335
1952	4,755	955	10	0.02010
1962	5,710	1,956	10	0.03430
1972	7,666	-----	---	-----

$$r_p = \frac{0.01335 + 0.02010 + 0.03426}{3}$$

$$r_p = 0.0226$$

2.4.3. Método Geométrico o de Interés Compuesto.

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

Año	Población (habitan.)	Pf/Po	t (décadas)	r
1942	4195	1.13349	1.0	0.13349
1952	4,755	1.20084	1.0	0.20084
1962	5,710	1.34256	1.0	0.34256
1972	7,666	-----	---	-----

$$r_p = \frac{0.13349 + 0.20084 + 0.34256}{3}$$

$$r_p = 0.22563$$

2.4.4. Método de la Parábola de Segundo Grado.

$$Y = Ax^2 + Bx + C$$

Año.	Población (habitan.)	x (en años)
1952 (año base)	4,755	0
1962	5,710	10
1972	7,666	20

Para  $x = 0 \dots \dots Y = C = 4,755$

Para  $x = 10 \dots \dots Y = 5,710 \dots \dots$

$$5,710 = 10^2 A + 10B + 4,755$$

$$955 = 100A + 10B \dots \dots (I)$$

Para  $x = 20 \dots \dots Y = 7666 \dots \dots$

$$6,777 = 20^2 A + 20B + C$$

$$2,911 = 400A + 20B \dots \dots (II)$$



Desarrollando la ecuación I y II se tiene:

$$A = 5,005$$

$$B = 45.45$$

finalmente la ecuación que representa es:

$$Y = 5.005 x^2 + 45.45 x + 4,755$$

#### 2.4.5. Método de los Incrementos Variables.-

$$P_f = P_0 + m\Delta_1 P + \frac{m(m-1)}{2} \Delta_2 P$$

Año	Población (habitan.)	$\Delta_1 P$	$\Delta_2 P$
1942	4,195	560	-----
1952	4,755	955	395
1962	5,710	1956	1001
1972	7,666	-----	-----

$$\Delta_1 P = \frac{560 + 955 + 1956}{3}$$

$$\Delta_1 P = 1,157$$

$$\Delta_2 P = \frac{395 + 1001}{2}$$

$$\Delta_2 P = 698$$

Luego la fórmula final será:

$$P_f = P_0 + m(1,157) + \frac{m(m-1)}{2}(698)$$

#### 2.4.6. Método logístico o Brasilero.-

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

$$P_s = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

Reemplazando valores no cumple ninguna de las condiciones, por tanto no se puede aplicar el método.

2.5.0 CALCULO DE LA POBLACION ACTUAL. ELECCION DEL METODO DE CRECIMIENTO POBLACIONAL.

Los estudios del proyecto se realizan el año 1980, la población actual será a esta fecha año base del estudio.

2.5.1. Método Aritmetico.-

$P_a$  = Población actual, ( 1980 ).

$P_o$  = Población, último dato estadístico.

$P$  = 7,666

$t$  = 8 años (1972 - 1980)

$r$  = 115.7 (calculado)

$P_a$  =  $7666 \neq 115.7 \times (8)$

$P_a$  = 8,592 habitantes

Para la elección del método se muestra un cuadro calculado para los años 1980, 1990, 1995, y 2000. Lo mismo se hace para los siguientes métodos analíticos.

Año	1980	1990	1995	2000
Pobla.	8,592	19,749	10,328	10,907
Periodo	8	10	5	5
Años				

2.5.2. Método Geométrico o De Interés Compuesto.-

$t_o$ .-

$P_o$  = 7,666

$t$  = 0.8 décadas.

$r$  = 0.22563

$P_a$  =  $7,666 ( 1 \neq 0.22563 )^{0.8}$

$P_a$  = 9,021 habitantes

Año	1980	1990	1995	2000
Población	9,021	11,057	12,240	13,551
Periodo Décadas	0.8	1.0	0.5	0.5

### 2.5.3. Método de Interés Simple.-

$$P_0 = 7,666$$

$$t = 0.8 \text{ décadas.} = 8 \text{ años}$$

$$r = 0.0226$$

$$P_a = 7,666 ( 1 + 0.0226 \times 8 )$$

$$\underline{\underline{P_a = 9,052 \text{ habitantes}}}$$

Año	1980	1990	1995	2000
Población	9,052	11,098	12,352	13,748
Periodo años	8	18	23	28

### 2.5.6. Método de la Parábola de Segundo Grado.-

De la ecuación obtenida en 2.44

$$Y = 5.005 x^2 + 45.45 x + 4755$$

para  $x = 1980 - 1952 = 28$  años.

$$Y = 5.005(28)^2 + 45.45(28) + 4,755$$

$$\underline{\underline{Y = P_a = P_{1980} = 9,952 \text{ habitantes.}}}$$

Año	1980	1990	1995	2000
Población	9,952	13,709	15,964	18,469
Periodo Años	28	38	43	48

### 2.5.7. Métodos de los Incrementos Variables.-

De la ecuación obtenida en 2.4.5 :

$$P_0 = 7,666$$

$$m = 0.8 (1972 - 1980) \text{ décadas.}$$

$${}_1P = 1,156$$

$${}_2P = 698$$

Pa = 9,093 habitantes.

Año	1980	1990	1995	2000
Población	9,093	11,505	12,973	14,616
Período de Décadas	0.8	1.8	2.3	2.8

2.5.8. RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE POBLACIÓN DE LOS DIFERENTES METODOS.

Año	1980	1990	1995	2000	r
<u>METODO</u>					
ARITMETICO	8,592	9,749	10,328	10,907	115.7
INT. SIMPLE	9,052	11,098	12,352	13,748	0.0226
GEOM. o I.C.	9,021	11,057	12,240	13,551	0.2256
PARABOLA 2º GRADO	9,995	13,709	15,964	18,469	
INC. VARIA.	9,093	11,505	12,973	14,616	

A continuación estos resultados se graficaron en papel milimetrado.

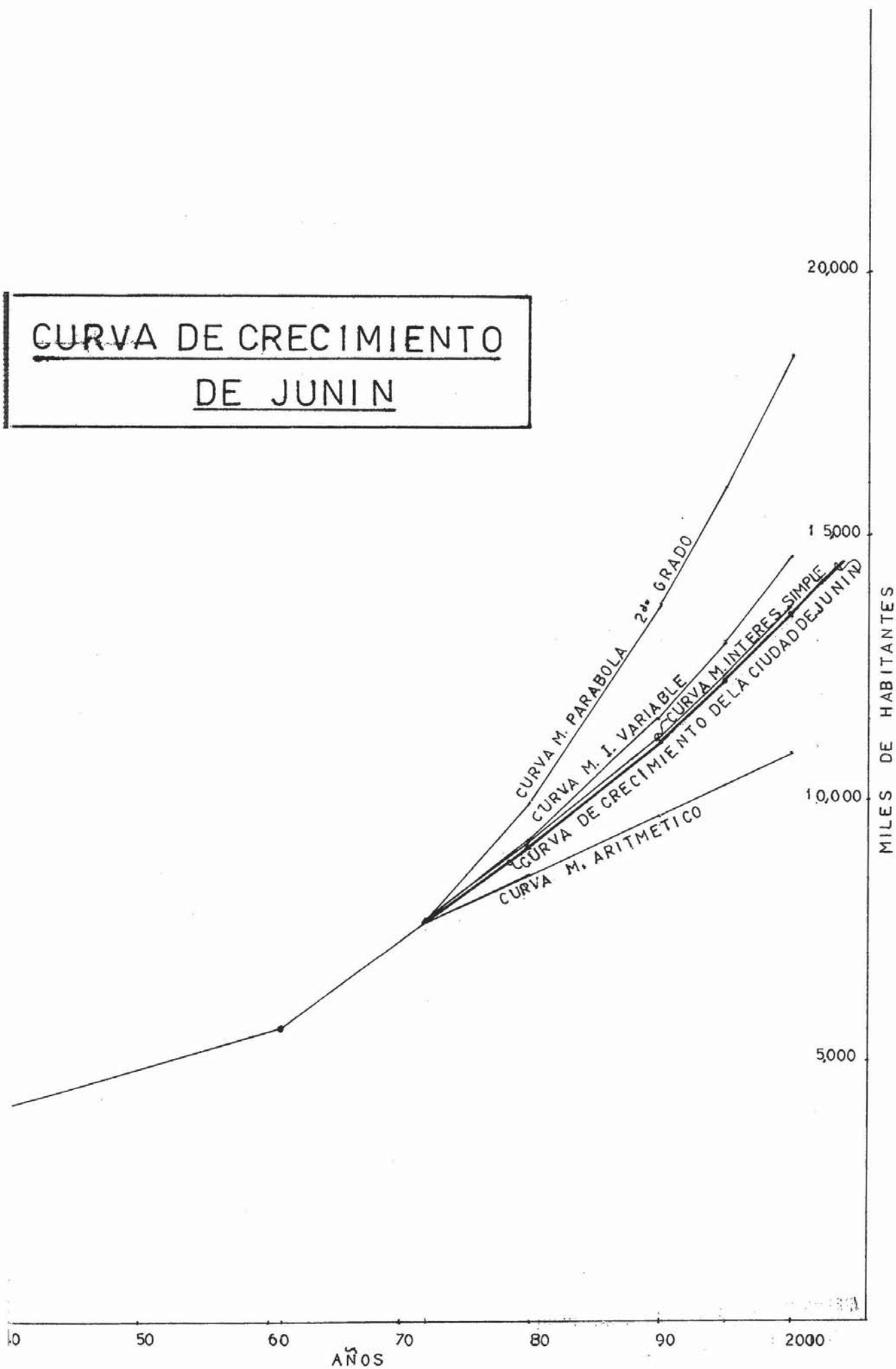
Del gráfico se obtendrá la población actual y futura del método elegido.

Con el propósito de tener un resultado mucho más real he visto conveniente hacer un muestreo en la población de número de habitantes por vivienda, manzana .

2.5.9. Muestreo de Población. Año 1980

Se hizo un muestreo en el mes de Marzo de año 1980, a fin de conocer un valor aún mucho más aproximado.

# CURVA DE CRECIMIENTO DE JUNIN



Jr. Av. o calle	Nº de Vi viendas	Area pom. Vivienda	Nº Hab.Prom Vivienda	Parcial Nº Hab.
Argentina	15	446.7	5	75
Arenales	14	361.5	5	70
Bolognesi	35	458.1	4	140
Ayacucho	47	438.6	6	282
Brasil	17	456.9	5	85
Bolivar	148	398.7	5	740
Bolivia	18	465.3	4	72
Cáceres	32	439.8	4	128
Ramón Castilla	85	457.3	6	510
Cerro de Pasco	49	398.5	4	196
Colombia	11	476.3	5	55
Cortez	13	456.2	6	78
CHacamarcá	64	432.0	4	256
CHavez	53	410.4	5	265
De la Torre U.	41	456.7	5	205
Rivero	16	456.8	5	80
Saéns Peña	54	431.9	4	216
Sucre	26	368.9	5	130
Ecuador	51	398.9	5	255
Espinar	23	432.0	5	115
Ferrocarril	86	345.6	4	344
Garcilazo de la	05	456.3	6	30
Granaderos	58	468.9	5	290
Miguel Grau	83	456.3	4	332
Huancayo	06	398.9	5	30
Husares de Ju.	32	456.9	4	128
Jajaja	07	467.8	5	35
La Mar	24	398.9	5	120
Guillermo Millar	88	468.4	4	352
Necochea	71	467.5	5	355
José Olaya	63	568.9	5	315
Paraguay	24	453.8	5	120
Pizarro	43	378.9	4	172
Mannél Prado	16	510.1	5	80
Razurí	35	432.0	5	175
San Cristobal	23	435.8	5	115
San Martín	125	456.7	4	500
Isidro suarez	42	434.9	5	210
Tarma	18	608.6	4	72
Alfonzo Ugarte	70	453.8	4	280
Uruguay	24	456.3	4	96
Venezuela	27	446.9	5	132
Yauli	08	467.9	4	32
Casacancha	05	765.8	4	20
Sin Nombre	181	658.9	5	905

Jr. Av. o Calle	Nº Vivien.	Area Prom. Vivienda	Nº Hab. Prom. por vivien.	Nº Hab. Total
TOTAL	1976	456.8m2.	4.65 Hab/viv.	9,193

Según la encuesta realizada en 1980 la ciudad de Junín tien una población de 9,193 habitantes.

La presente encuesta no es confiable, pero es un buen parámetro o alternativa de aproximación para la elección de un método que nos permita calcular poblaciones al futuro. Con los resultados obtenidos en el acápite 2.5.8 se graficaron en un papel milimetrado, las diferentes curvas.

#### 2.5.10 METODO ELEGIDO DE CALCULO POBLACIONAL.

Observamos en el cuadro de resumen que los valores son variables para una misma fecha, pero el crecimiento poblacional es ascendente, el cual justifica los criterios y conceptos planteados en la teoría poblacional. La construcción de la carretera de dos vías con acceso a la carretera La Mariginal permitirá un mayor crecimiento poblacional.

Como promedio de los métodos planteados he decidido conciderar como solución el tipo de crecimiento - Geométrico o de Interés Compuesto.

#### 2.5.11 POBLACION ACTUAL.

En concecuencia de la determinación precedente, -  
justifica mencionar que la población actual -

para el proyecto será:

**POBLACION ACTUAL = 9,021 Habitantes.**  
1980

Del cuadro de resumen de los cálculos de población por los diferentes métodos, vemos que los valores son variables. Pero creemos conveniente que los valores están comprendidos para el año 1980 entre 8,500 y 10,000 habitantes, además ellos se encuentran entre el promedio de las curvas restantes tal así como el de proyección, por el gráfico trazado como una curva ideal del tipo de crecimiento poblacional para la ciudad de Junín es el de tipo geométrico.

Para el periodo de diseño establecido para el presente proyecto de 15 años en coordinación con el estudio poblacional, la población futura será para el año 1995 y arrojará una población de:

**POBLACION FUTURA = 12,240 habitantes.**  
1995



### 3.0.0 DESARROLLO DEL AREA URBANA.

Para el proyecto de Ampliación del Sistema de Agua potable es indispensable el conocimiento de las zonas de posible expansión Urbana, los límites de la expansión ... determinará la dimensión del proyecto en sus elementos.

El crecimiento Urbano es de tipo HORIZONTAL, la mayoría de cada nueva familia adquiere un lote de terreno para vivienda y crianza de animales en menor escala.

#### 3.1.0 Factores que determinan la expansión Urbana.- Entre los que denominaremos:

- El número de habitantes.
- Zonificación.

El primer factor fue determinado anteriormente, a mayor crecimiento poblacional mayor expansión Urbana y mayor demanda de consumo de agua, su coordinación hace de un proyecto más real.

La ciudad de Junín se ha formado por emigración a las pampas de Junín de los caseríos cercanos y de pueblos que se encuentran ubicados alrededor de la ciudad, así lo mismo por personas que han emigrado de diferentes lugares del país con el propósito de trabajar en las minas de la compañía minera Centro-Min - Perú.

Inicialmente no existía un plan regula

dor de dicha zona, sin que esto signifique que ha crecido en forma desordenada, pues hemos deducido las siguientes características de su referencia histórica:

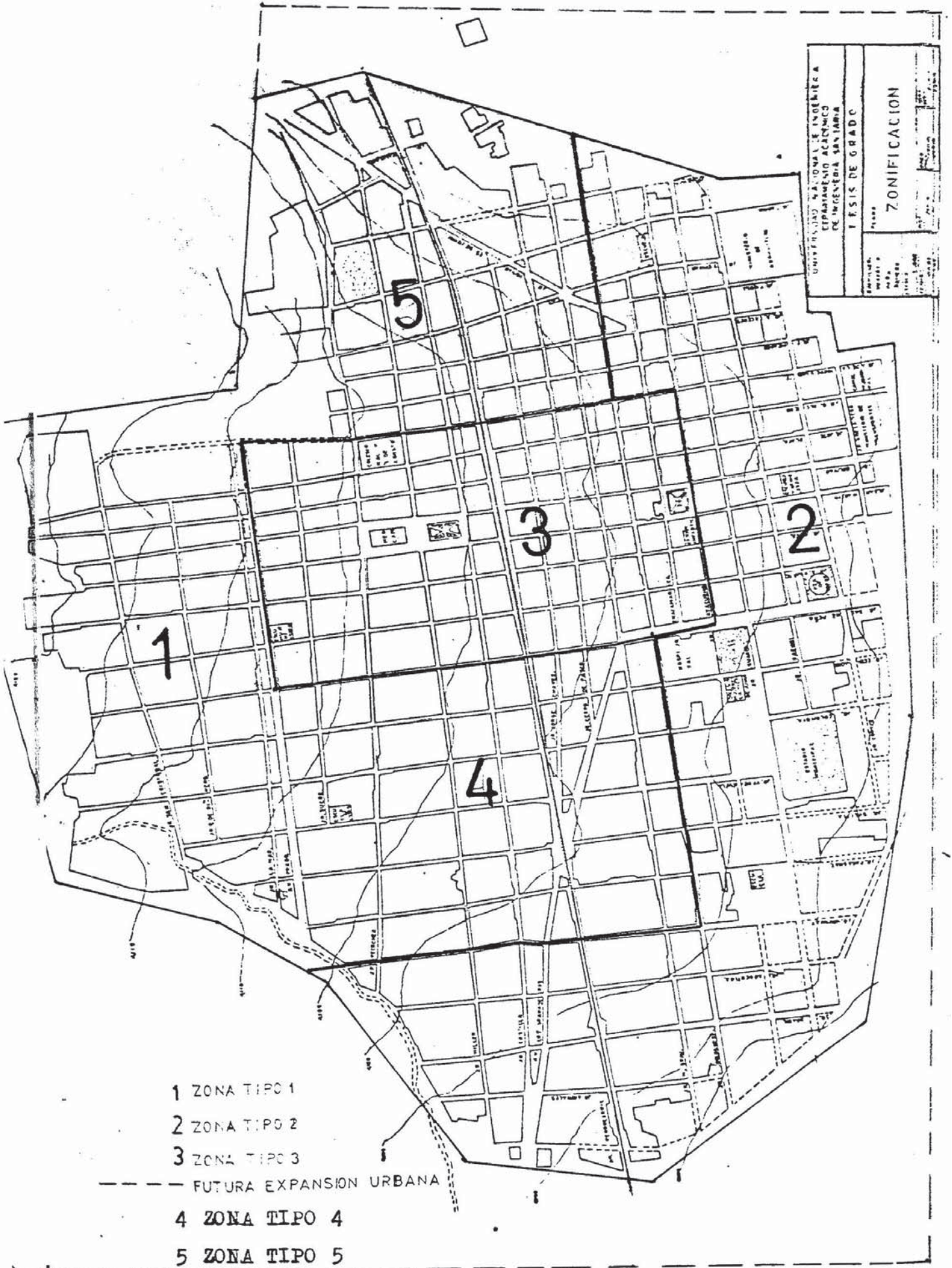
AÑO	POBLACION	SUPERFICIE NETA. Há.	DENSIDAD P. NETA. h./Há
1942	4,195	95	44.16
1952	4,755	105	45.29
1962	5,170	175	32.62
1972	7,666	240	31.94
1980	9,021	276	32.68

Obsevamos que mientras aumenta la población, aumenta la expansión Urbana, y la densidad a partir del año 1962 se mantiene casi igual. Esto nos da ha conocer que la población crece horizontalmente.

### 3.2.0 Area en Estudio.-

En el capítulo I. 2.3, se mostró la extensión Urbana por zonas definidas llamadas tipo 1, 2, 3, 4, y 5, para el estudio de proyecto se tiene calculado tanto la densidad y el área bruta y neta respectivamente:

ZONA	POBLACION	AREA			DENSIDAD	
		BRUTA	NETA	LIBRE	BRUTA	NETA
TIPO 1	1,701	70.33	44.29	26.04	24.19	44.29
TIPO 2	1,600	132.91	108.57	24.34	12.04	14.74
TIPO 3	2,670	59.56	40.23	19.33	44.83	66.37
TIPO 4	1,580	62.57	39.60	22.97	34.27	39.98
TIPO 5	1,470	61.76	43.11	18.65	23.80	34.10



#### 4.0.0 ESTUDIO DE CONSUMO.

El agua utilizada por un grupo cualquiera, radicado en un lugar, constituye el consumo de agua. Este consumo estará en proporción directa a :

- El número de habitantes.
- Al menor o mayor desarrollo de sus actividades comerciales o industriales y
- Al menor o mayor modus-vivendi.

Es de gran importancia determinar la cantidad de agua que demanda una población, servirá para calcular el volumen de almacenamiento y el gasto necesario para ubicar una fuente de agua adecuada.

#### 4.1.0 Factores que pueden afectar los consumos.-

Los consumos presentan variaciones muy apreciables para diferentes localidades, y existen factores que influyen notoriamente en ellos, entre los cuales pueden citarse:

- Tamaño de la ciudad; extensión y densidad de la población.
- Presencia de industrias y comercio en su área; si su movimiento industrial es grande y el comercio intenso se tendrá una gran demanda de agua. El consumo industrial es mayor que el doméstico.
- Importancia de la ciudad; en las grandes ciudades con niveles de vida elevados, el consumo de agua será mucho mayor.
- Condiciones Climatológicas; es sumamente importante considerar este factor, el clima -

es directamente proporcional al consumo. El clima generalmente determina el modo y las costumbres de vida de la población, de acuerdo a estudios sabemos que el consumo varía con el clima alcanzando su máximo en épocas de verano y el mínimo en invierno, así lo mismo en ciudades de clima cálido el consumo es mayor que en ciudades de clima frígido.

- Características de la Ciudad; Este aspecto es relacionado con el estandar de vida y el grado de cultura de los habitantes de una ciudad. En los barrios residenciales consumen mayor cantidad de agua que en los sectores de condición media o pobres, en donde por razones económicas existe menor número de aparatos sanitarios y conexiones a la red.

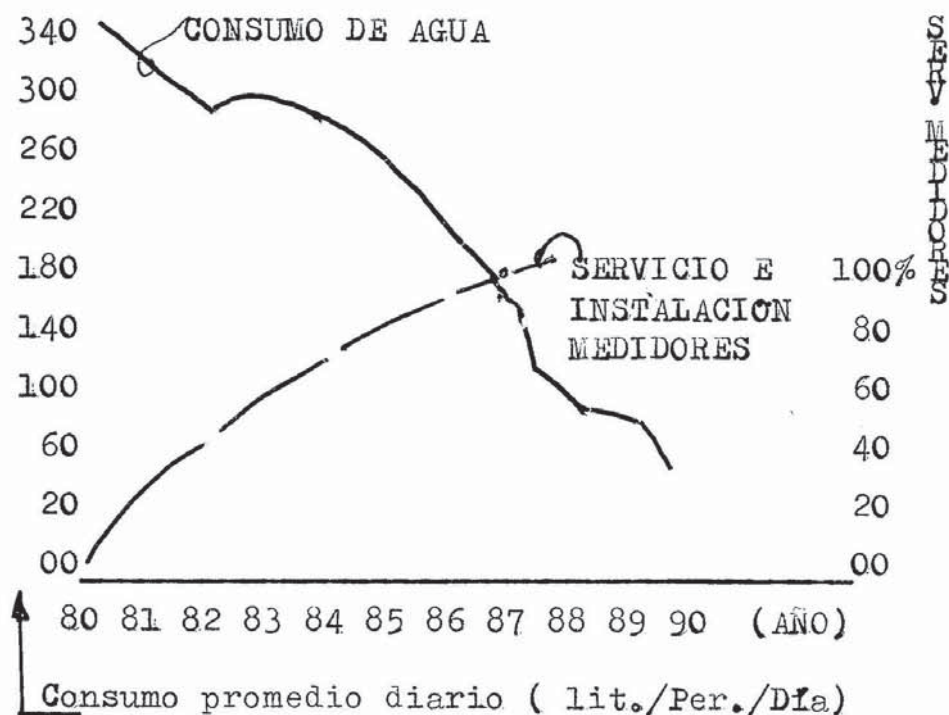
- Características del Servicio; es evidente que el consumo del agua está directamente influenciado por el servicio que se presta, ya que si esta es mejor, mayor será el consumo. Entre las características más importantes que debemos considerar, tenemos Calidad del Agua.- Cuanto mejor sea, su consumo se hará con mas agrado por los usuarios, por lo que el agua deberá reunir buena calidad desde punto de vista químico, físico y bacteriológico, para ser potable.

Presión en la Red.- Los excesos de -

presiones originan un mayor o menor consumo de agua. Si las presiones son altas se producirán pérdidas en válvulas y filtraciones en las uniones, si son bajas el abastecimiento domiciliario será deficiente, dará lugar a que el usuario almacene el agua en recipientes antisanitarios.

Instalación de medidores.- Es probablemente más significativo, con la instalación de medidores, los desperdicios serán mínimos, los consumos necesarios estarán indirectamente restringidos, más aún cuando el agua es tratada y ha sido incorporada un alto costo.

Se puede estimar que un consumo 100% medido puede ser el 50% del original antes de establecer los medidores. ( vease gráfico)



Costo del Agua.- Es natural que el precio del agua influya en su consumo, si el costo es elevado el usuario tendrá más cuidado en su consumo, a fin de evitar desperdicios. El precio elevado no es una solución para limitar el consumo, este estará de acuerdo al ingreso per cápita del consumidor y a los costos de financiación. La fijación del costo se hará con un criterio Socio-Económico a fin de no obligar a la población a prescindir de su uso. Es aconsejable establecer inicialmente una tarifa baja, de tal manera que la mayor cantidad de la población haga uso del servicio, creando hábitos de higiene en la población y una vez conseguido se sugiere regular el costo con la instalación de medidores.

- Si los desperdicios y fugas pueden ser controlados y reducidos a un mínimo, las dotaciones decrecerían apreciablemente. Si el agua es tratada para mejorar su apariencia física de color, turbidez, olor, será consumida en mayor proporción.

Generalmente poblaciones pequeñas presentan consumos bajos en relación a ciudades grandes y bien desarrolladas, motivado por: el uso poco frecuente para fines sanitarios e industriales; el bajo porcentaje de área recreacional que amerite riego y conservación, y a veces a la ausencia de un sistema cloacal. Los consumos dependiendo de las condiciones de habitabilidad sufren va

riaciones también apreciables. La presencia de industrias y comercios en la localidad determina consumos mayores en relación al consumo por persona y por día.

La ciudad de Junín, está constituida en una área actual de 387.13 Hás. y una densidad apreciable tal como se muestra en el acápite anterior, tiene una población aproximada de 10,000 habitantes; es importante por los antecedentes históricos. Casi todo el año presenta un clima frígido el cual influye en los hábitos de la población el uso del agua se limitará por este factor preponderante. La ciudad tiende a ser de tipo residencial principalmente se prevé un gran desarrollo industrial y ganadero. Finalmente el proyecto se realiza con el fin de dar una solución integral al problema del agua, para lograr una solución eficiente tanto en calidad y cantidad a costos bajos y altos beneficios y que sea financiable.

4.2.0 Tipos de Consumo.- El consumo de agua, de acuerdo al empleo a que se destine, puede clasificarse en cuatro grupos diferentes:

4.2.1 Consumo Doméstico.- El consumo en la Ciudad de Junín será para viviendas hoteles etc. en cocinas, unidades sanitarias, lavados, aseo -



personal, lavado de ropa, riego de jardines, como puede apreciarse por las características mostrada en el capítulo I, el uso se extenderá en colegios, hospital, etc. La dotación por consumo será único y propio para la ciudad en estudio en comparación con otras ciudades como Cerro de Pasco con 10 a 15 años de ventaja en desarrollo respectivo. Las dotaciones se fijarían en los capítulos siguientes, sin embargo por ser de utilidad para los dos siguientes capítulos, en el presente acápite y los otros se fijará las dotaciones respectivas.

4.2.2. Consumo Comercial e Industrial.- El consumo industrial se caracteriza por su uniformidad, el consumo comercial es variable. La demanda dependerá de condiciones locales del tipo de industria y los procesos que tengan adoptados para su producción. Las industrias y comercios existentes en la ciudad de Junín hacen uso del sistema de agua potable actual, no se ha comprobado el suministro de agua de pozos particulares

4.2.3. Consumo Público.- Se refiere al agua destinada para servir, a los par-

ques, edificios públicos, escuelas campos recreativos, comisarias, - para limpieza pública y otros.

4.2.4 Pérdidas de agua.- Es apreciable - muchas veces las pérdidas por filtración por las uniones, válvulas etc. En las instalaciones domiciliarias también existen filtraciones; por grifos malogrados conexiones y válvulas con filtración.

Es recomendable utilizar los siguientes factores para pérdidas en la red:

- de 10 a 15% de la dotación total.
- de 55 a 150 lit./Hab./día.

#### 4.3.0 Muestreo de consumo Actual.

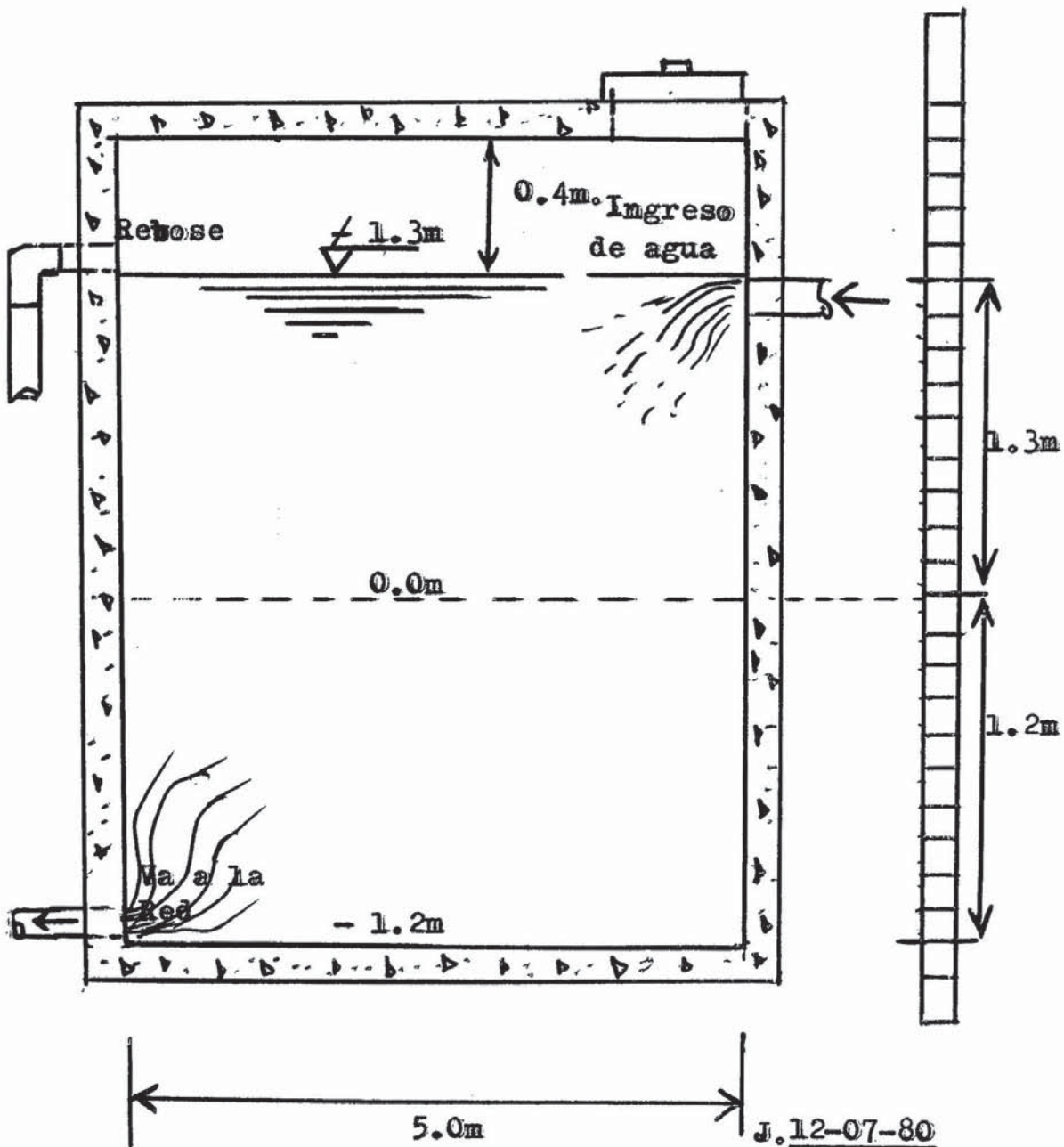
Posteriormente se notará que la ciudad de Junín es abastecida de agua por intermedio de los sistemas independientes, el primero es para suministrar a los barrios Julca y Mariac y el segundo suministra solo al barrio de San Cristobal; este último sistema tiene un reservorio de 60 M3., aquí en dicho reservorio he visto conveniente hacer un aforo del caudal durante un periodo de tiempo, dicha zona de 378 viviendas y 1701 habitantes, hacen uso del servicio el 23% por conexión directa a domicilio y la diferencia se surte de piletas ubicadas en la avenida San Cristobal.

El caudal de ingreso se mantiene constante en 3.72 lit/seg., las dimensiones del reservorio son; 4.8 x 5.0 x 2.5 metros de altura, capacidad del reservorio es de 60 m<sup>3</sup>.

Area de la base 4.8 x 5.0 = 24 m<sup>2</sup>.

### ESQUEMA DEL RESERVORIO 60 M<sup>3</sup>

Datos de variación de nivel:



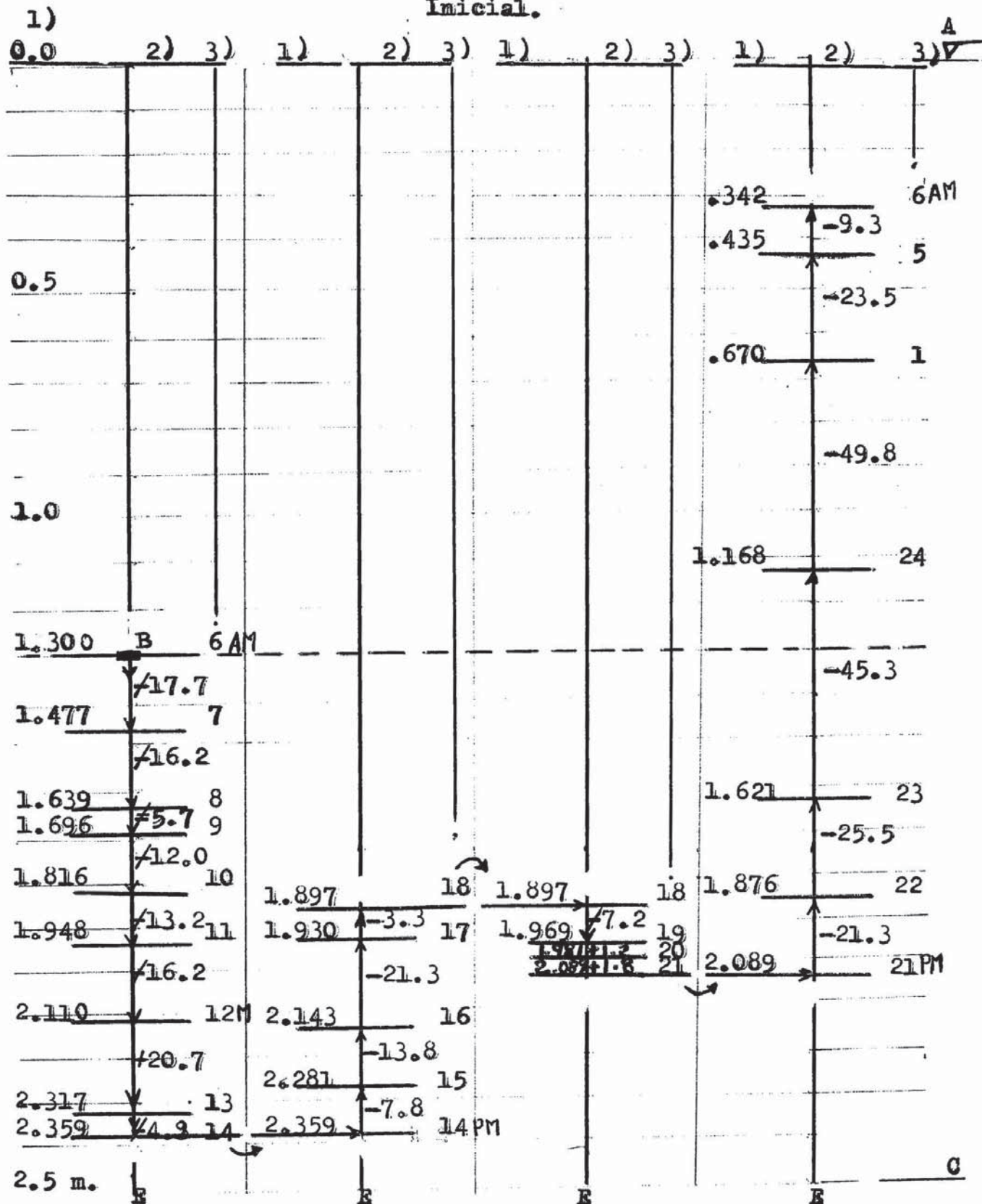
RESERVORIO EXISTENTE Cap. 60 M3



J. 5-5-80

PRUEBA N°1 DE AFORO DE CONSUMO. RESERVORIO 60 M3

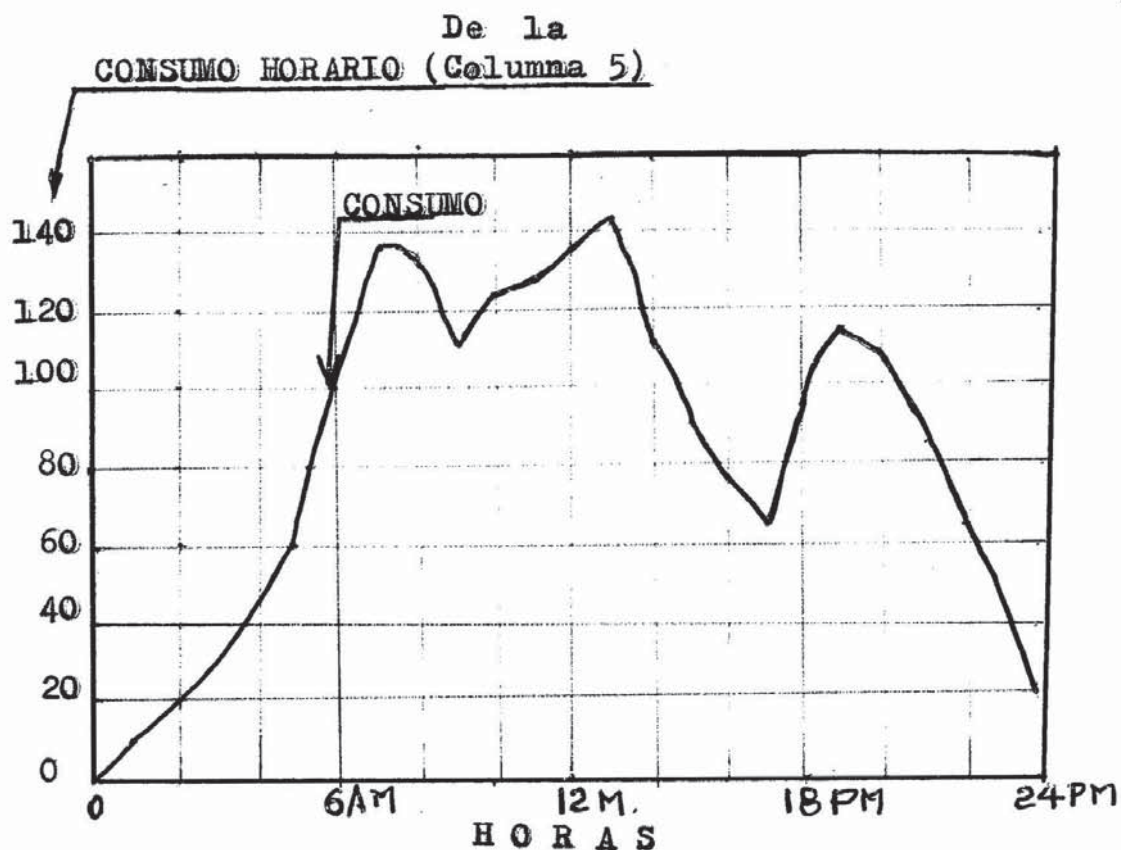
1) Lectura(m).      2) Variación(cm) Niv.      3) Hora del día  
 A. Nivel Max.      B. Nivel de Lectura.      C. Nivel Mínimo Inicial.



HORA	VARIACION DE NIVEL (cm.) VH	VARIACION VOLUMETRI CA. lit/seg. $\frac{24 \times VH}{360} = VV$	CAUDAL CONSUMO. Lit/seg $3.72/VV = Q$	CONSUMO HORARIO Lit/Hab/día $\frac{Q \times 86400}{\text{Pobl.}} = C$	OBSERVACIONES. Pobl. = 1,701
6 AM.	—	—	—	—	Inicio Muestro
7	∕ 17.7	∕ 1.18	4.9	138	Baja Niv
8	∕ 16.2	∕ 1.08	4.8	135	
9	∕ 5.7	∕ 0.38	4.1	116	
10	∕ 12.0	∕ 0.78	4.5	126	
11	∕ 13.2	∕ 0.88	4.6	129	
12	∕ 16.2	∕ 1.08	4.8	135	
1 PM.	∕ 20.7	∕ 1.38	5.1	144	↑ Hora de mayor Consumo
2	∕ 4.2	∕ 0.28	4.0	113	
3	- 7.8	- 0.52	3.2	90	Sube Niv
4	- 13.8	- 0.92	2.8	79	
5	- 21.3	- 1.42	2.3	64	
6	- 3.3	- 0.22	3.5	98	
7	∕ 7.2	∕ 0.48	4.2	118	Baja Niv
8	∕ 1.2	∕ 0.08	3.8	107	
9	∕ 10.8	∕ 0.72	3.0	85	
10	- 21.3	- 1.42	2.3	65	Sube Niv
11	- 25.5	- 1.92	1.8	51	
12 PM	- 45.3	- 3.02	0.7	20	
1	- 49.8	- 3.32	0.4	11	
5	- 23.5	- 0.93	2.15	60	

El cuadro corresponde a la prueba N° 1, sucesivamente se realizaron pruebas o muestreos los días, lunes, miércoles viernes y domingo.

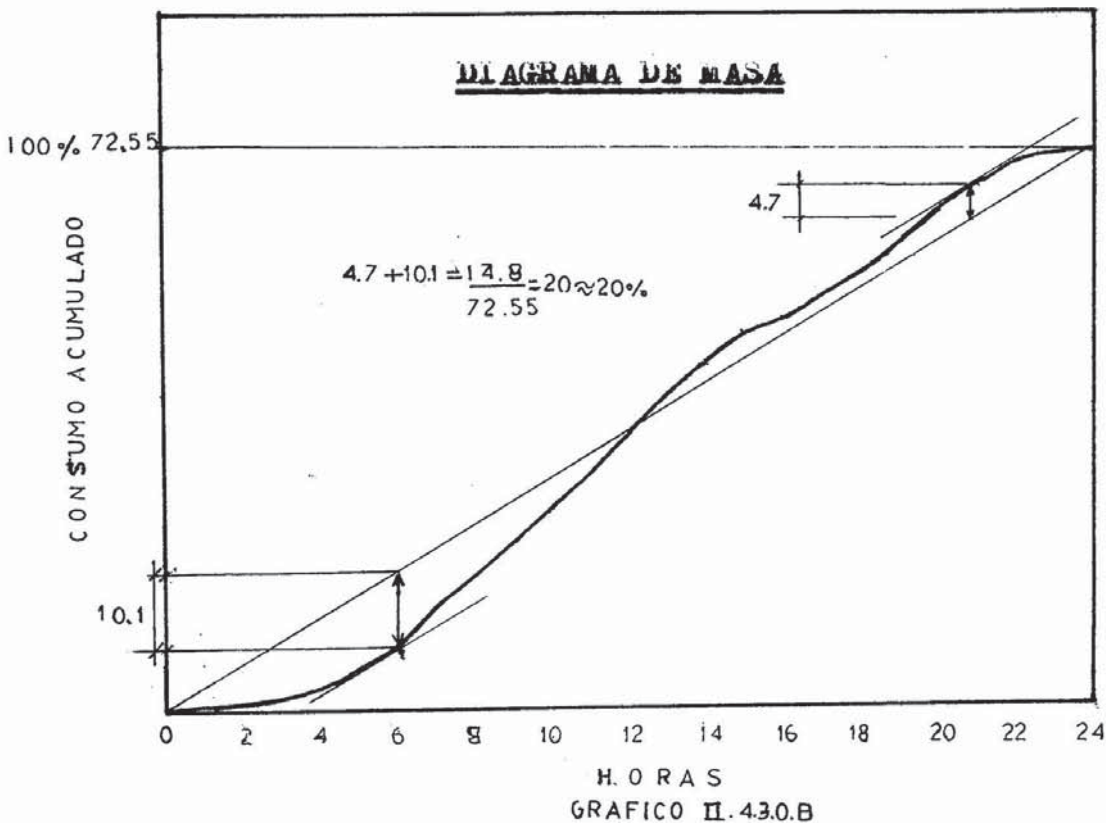
El cuadro siguiente muestra los valores de consumo máximo en el día, el promedio del día y el mínimo consumo durante las 24 horas del día.



Del cuadro registrado podrá obtenerse nuevos gráficos, primero la curva del consumo horario tal como se muestra arriba, luego la acumulamos en forma de diagrama de masa (diagrama de la siguiente página).

En el diagrama de masa se observa en las ordenadas, en porcentaje equivalente al 20 %, del consumo total diario que debe ser almacenado para compensar esas fluctuaciones horarias. El cual este dato será muy elemental para el cálculo del volumen de reserva o almacenamiento para el sistema de abastecimiento de agua potable.

CAUDAL DE CONSUMO. lit/seg.	CAUDAL DE CONSUMO ACUMULADO. Lit/seg.	HORA
0.4	0.4	1
0.5	0.9	2
0.5	1.4	3
1.5	2.9	4
2.15	5.05	5
3.1	8.15	6
4.9	13.05	7
4.8	17.85	8
4.1	21.95	9
4.5	26.45	10
4.6	31.05	11
4.8	35.85	12
5.1	40.95	13
4.0	44.95	14
3.2	48.15	15
2.8	50.95	16
2.3	53.25	17
3.5	56.75	18
4.2	60.95	19
3.8	64.75	20
3.0	67.75	21
2.3	70.05	22
1.8	71.85	23
0.7	72.55	24





#### 4.4.0 DOTACION PARA LA CIUDAD DE JUNIN.

Será asignada de acuerdo a los factores estudiados. Dicha ciudad histórica de 387 Hás. de área urbana, conocida como una ciudad en desarrollo tiene en la actualidad población de 9,021 habitantes y al futuro de 15 años se estima en 12,240 habitantes, considero que es una población como otras que merece la protección de la salud y el bienestar total. Indudablemente la calidad del agua será motivo de estudio en el capítulo siguiente, pero la cantidad suficiente e indispensable la fijaremos en el presente. La determinación de la dotación total será con el concepto de que el sistema contemplará la instalación de medidores de agua en cada domicilio, igualmente el consumo será exclusivamente humano y no contemplará el consumo por animales domésticos ni otros. Con la finalidad de que el costo de la obra no sea al inicio de valores altos, recomienda que la instalación de medidores se haga después de un periodo de 4 a 5 años.

El clima de la zona es bastante frígido, esto limita la asignación de la dotación.

De la población que tiene conexión domiciliaria actual se recabó los siguientes datos: De un promedio de 10 personas: 3 se bañan diariamente, 4 interdiarios y 3 lo hacen 2 veces por semana. El lavado de ropa es general -

mente los días sábados y domingo.

El consumo por el Comercio y la Industria es en pequeña escala, nuestra prevención es para el futuro.

El consumo de agua, de acuerdo al empleo que se destine se clasificará en los siguientes grupos:

a) Consumo Doméstico. - Como una idea básica de consumo algunos especialistas han estimado algunos rangos comprendidos por las condiciones climáticas:

- E. W. Steel	de 38 a 225 lit./hab./día.
- Mendiola	de 57 a 190 "
- Fair y Geyer	de 57 a 265 "

Para nuestro proyecto hago el siguiente análisis:

Para alimentos, cocina etc.	30 lit./hab./día
" aseo personal	20 "
" servicios sanitarios	20 "
Otros	5 "
Consumo total	<u>75</u> "

b) Consumo Industrial y comercial. - En esta ciudad se observa abundante materia prima tal como la lana de oveja, carne, leche y otros que permite la industrialización actual todavía en pequeña escala, que se proyecta hacia un mayor volumen. La industrialización actual es de tipo casero, gran parte de la población elabora: queso, mantequilla, se tiñe lana -

etc. lo hacen para consumo propio o para la venta al público en tránsito, muchas veces es base para el sustento familiar.

Es recomendable que la industrialización en mayor escala se haga en las afueras de la ciudad, tal como existen algunas, con una fuente de abastecimiento exclusivo para la industria. Los volúmenes necesarios son bastante grandes y las fuentes que disponemos no tienen capacidad para cubrir altas demandas. Además la proyección es para un futuro, pero la industrialización que ya se hace de las materias primas disponibles es indispensable.

El análisis que se ha realizado para nuestro proyecto es el siguiente:

-G. Rivas Mijares, recomienda :

Ind. Textil; lavado y		
	teñido	hasta 200 lit./Kg
Matadero	Varios	hasta 1,200 lit./Ani
Ind. Queso y Mante -		
	quilla	hasta 50 lit./Kg.

Para la industria en pequeña escala se estima con estos datos un total de 50 M3. - que se necesitan disponer diariamente.

-E.W. Steel recomienda: de 38 a 60% de la dotación total.

-Mendiola de 38 a 208 l./h./d  
 -Fair y Geyer de 28 a 278 "

En resumen para nuestro proyecto considero una dotación de 40 lit./hab./día.

c) Consumo Público.— Se estimará para los locales en servicio a la colectividad tales como: Municipalidad, Oficina del Ministerio de Agricultura y Transportes-Comunicaciones, posta médica, Hospital General, comisaria, biblioteca, 5 parques, plaza de toros, 2 mercados, 8 centros educacionales, 4 campos recreativos, y otros que hacen un total de 28 hectáreas aproximadamente. Las recomendaciones que se tienen presente son:

— E. W. Steel de 38 a 60 lit/ hab/ día.

— Mendiola de 19 a 52 "

— Fair y Geyer de 19 a 75 "

— G. Rivas Mijares:

Oficinas. 80 lit/día/hab/10m<sup>2</sup>.

Comercio. hasta 3000 lit/hab/establecimiento

Escuela . de 50 a 250 lit/alumno/día.

Hospital. hasta 500 lit/día/cama.

De las características conocidas para la ciudad de Junín estimo un consumo mínimo de 20 lit/hab./día.

d) Consumo por pérdidas.— Al diseñar redes de agua siempre habrá que considerar el consumo de agua que por válvulas y uniones filtra; además que en las instalaciones domiciliarias también existen filtraciones, ya sea por los grifos mal logrados, las válvulas de inodoros, duchas etc. Se recomienda utilizar los siguientes factores para pérdidas de la red:

— del 10 al 15 % de la dotación total.

— de 55 a 150 lit/Hab/día.

Para nuestro proyecto considere que el sistema tendrá una pérdida del 10%.

En resumen:

Consumo Doméstico	75 lit./hab./día
Consumo Comercial e Industrial	40 lit./hab./día
Consumo Público	<u>20 lit./hab./día</u>
	135 "
Consumo por pérdida 10%	<u>13.5 "</u>
CONSUMO TOTAL	<u>148.5 lit./hab./día</u>

El Reglamento Nacional de Construcciones, recomienda para climas fríos y para poblaciones comprendidos entre 10,000 y 50,000 habitantes una dotación de 150 lit./hab./día.

Comparándolo con el resultado de nuestro análisis encontramos compatibilidad de valores.

Por tanto la dotación designada para la ciudad de Junín es :

---

DOTACION DE DISEÑO = 150 lit./hab./día

---

#### 5.0.0 VARIACIONES DE CONSUMO.

El consumo de agua de una ciudad no es constante la cifra asignada como dotación en nuestro caso es de 150 lit./hab./día, se refiere al consumo promedio diario anual. Sin embargo el consumo varía de año a año, mes a mes, durante los días, inclusive durante las horas, debido principalmente a las condiciones climatológicas, al desenvolvimiento del ritmo de las actividades de la ciudad.

Estas variaciones de consumo serán expresadas en porcentajes del consumo medio anual. Este último

consumo se podría haber determinado de observaciones durante unos años y haber promediado esos valores. Este consumo medio anual no tiene gran significado en lo que respecta a consumos que varían - por cambios de estaciones durante los distintos meses del año, en fines de semana y durante las diferentes horas de un determinado día.

#### Coefficientes K1, K2, K3

Son expresados en base a experiencias obtenidas - por muchos profesionales y estudiosos, a través de muchos años.

El valor de K1, está comprendido entre 1.1 y 1.5 , es variable para cada ciudad de acuerdo a la actividad y clima que presenta. Es menor para climas fríos y es mayor para climas cálidos y de intensa actividad comercial e industrial.

El valor de K2, está comprendido entre 1.5 y 6.00-- dependiendo en proporción directa del régimen de vida y tamaño de la población.

El valor de K3, depende del producto de los dos anteriores.

#### Gasto promedio diario.-

Está dado por la siguiente relación:

$$Q_p = \frac{\text{Población} \times \text{Dotación}}{86,400} \quad \text{en l/seg.}$$

A continuación expresaremos el gasto promedio diario para las poblaciones actual y futura, los datos serán utilizados en los estudios del sistema actual y futura.

DOTACION Lit/Hab./ día.	POBLACION	GASTO PROMEDIO DIARIO ( Qp ). lit./seg.
150	9,021	15.661
150	12,240	21.250

#### 5.1.0 Gasto máximo diario. (Qpm )

Se tomará el valor de  $K1 = 1.3$  por las características de la zona conocidas. O sea la relación para el cálculo está expresada :

$$Qpm = K1 \times Qp$$

Se observa que el consumo del día máximo es el 130% del consumo diario promedio anual.

GASTO PROMEDIO DIARIO ( Qp ) lit./seg.	GASTO MAXIMO DIARIO ( Qmd ) lit./ seg.
15.661	20.359
21.250	27.625

#### 5.2.0 Gasto máximo horario. (Qmxx)

En función de la población, el valor de  $K2$  es variable, el estudio de consumos que se tiene presente estimo que el producto de  $K3 = K1 \times K2 = 1.8$

La ecuación para el cálculo del gasto máximo horario será:

$$Q_{mxx} = K3 \times Q_p$$

Se observa que para nuestro caso el Gasto Máximo Horario es el 180% del gasto promedio diario.

GASTO PROMEDIO DIARIO (Qp) Lit./seg.	GASTO MAXIMO HORARIO (Qmxx) Lit./seg.
15.661	28.190
21.250	38.250



### 5.3.0 Variaciones de Consumo.

Para tener una idea clara, tomo los valores - analizados en el aforo realizado de consumo de las variaciones de nivel del reservorio de - 60 M3. ( ver acápite 4.3.0)

No ha sido posible realizar un muestreo ni medición de caudales durante el año, ni se tiene registrado datos de variación de consumo de años anteriores. Para tener una idea del procedimiento de cálculo de las variaciones de consumo hago uso de estos datos registrados para fines de ejecución del proyecto.

En esas circunstancias los datos registrados - consideran su máximo consumo diario, ya que el muestreo fue en época de verano y se conoce que son días de mayor consumo.

Luego las variaciones cada 2 horas del día de máximo consumo será :

HORAS	. 2	. 4	. 6	. 8	. 10	. 12	. 14	. 16	. 18	. 20	. 22	. 24
GASTO PERC. li/seg.	0.5	1.5	3.5	4.8	4.5	4.8	4,0	2.8	3.5	3.8	2.3	0.7
% del PROMEDIO	17	51	105	163	152	163	135	95	119	129	78	24

El porcentaje del promedio en referencia al - gasto promedio calculado es:

$$150 \times 1701 / 86,400 = 2.953 \text{ lit./seg.}$$

$$\text{Por ejemplo } 0.5 / 2.953 = 17\%$$

Estos cálculos de porcentaje se aplicarán para analizar las variaciones de consumo.

Cálculo de los porcentajes en lit./seg.

El hidrograma realizado con datos de la población futura a 15 años, el comportamiento es similar al que se hubiera hecho para la población actual. En el caso particular se observa un Máximo Maximorum de 45,029 lit./seg., se presenta en horas de la mañana y del medio día, 8 a.m y 12m. respectivamente. El comportamiento se explica que en horas de la mañana hay un mayor consumo como si lo fuera en el medio día, parte de la población preparan sus alimentos en la mañana, así como por el aseo personal y el uso del agua para la preparación del queso y la mantequilla luego del ordeño de la vaca se justifica el consumo en mayor cantidad por la mañana, y el máximo consumo en el medio día es por la otra parte de la población, que sucede en la hora del almuerzo, por el lavado de los servicios y otros usos de aseo de la casa.

También se observa que el consumo mínimo es en horas de la noche, 2 a.m. con el caudal de 4.696 lit./seg.

En la ejecución del proyecto de ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable se preveerá el comportamiento de las variaciones de consumo así como el diseño de cada uno de sus elementos.

A continuación se muestra un cuadro de datos calculados para la elaboración del Hidrograma.

$Q_{\text{promedio}} = Q_p = 21.250 \text{ lit./seg.}$

$Q_{\text{max.diario}} = Q_{\text{md}} = 27.625 \text{ lit./seg.}$

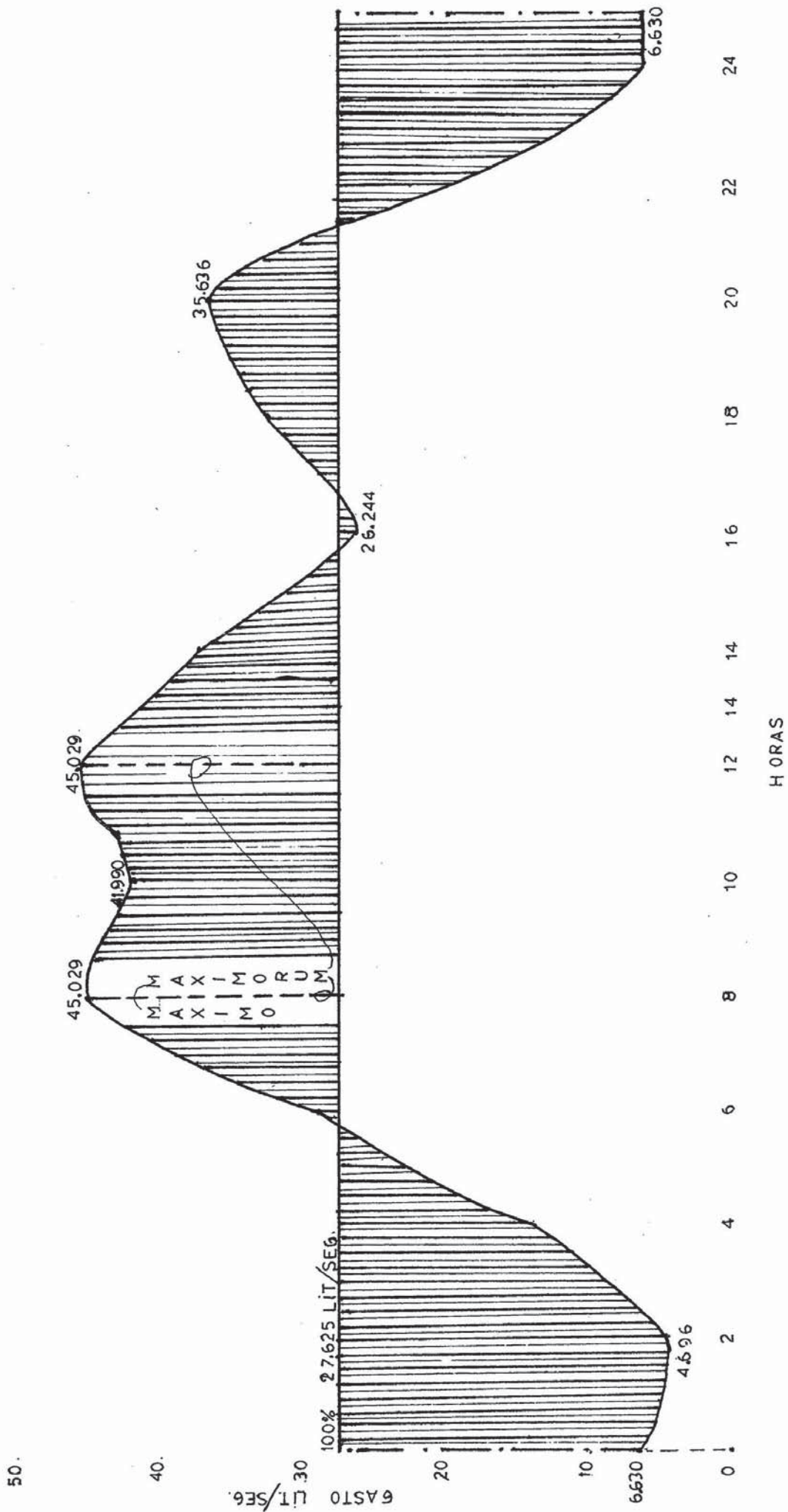
HORAS	PORCENTAJE DEL PROMEDIO (%)	$Q_{\text{md}} \times \% \text{ DEL PROMEDIO}$	VARIACIONES EN lit./seg.
2	17	$27.625 \times 0.17$	4.696
4	51	$27.625 \times 0.51$	14.089
6	105	$27.625 \times 1.05$	29.006
8	163	$27.625 \times 1.63$	45.029
10	152	$27.625 \times 1.52$	41.990
12	163	$27.625 \times 1.63$	45.029
14	135	$27.625 \times 1.35$	37.294
16	95	$27.625 \times 0.95$	26.244
18	119	$27.625 \times 1.19$	32.874
20	129	$27.625 \times 1.29$	35.636
22	78	$27.625 \times 0.78$	21.548
24	24	$27.625 \times 0.24$	6.630

Máximo Maximorum = 45.029 lit./seg.

Consumo mínimo = 4.696 lit./seg.

El estudio de las variaciones es referencial y nos permite determinar los porcentajes de las variaciones diarias y horarias.

**HIDROGRAMA**  
 VARIACIONES HORARIAS DEL  
 DÍA DE MÁXIMO CONSUMO



GRAF. II.5.3.0.A

### 6.0.0 FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

El estudio de las aguas es muy amplio, por su origen, calidad, cantidad y distribución. Los recursos acuíferos se presentan en una zona hidrológica, y un plano topográfico de la zona como es el caso de la cuenca de Junín, nos ayudará a estudiar los recursos disponibles. El comportamiento de las aguas en el suelo dependerá de las características de este último. La calidad del agua depende de la fuente y el contacto con el medio ambiente hasta el punto de su captación, bien sea como agua superficial o subterránea.

En nuestro país y específicamente en la cuenca de Junín se poseen pocos datos para establecer conclusiones determinantes, sin embargo será una guía apreciable para llegar a resúmenes que forzosamente serán útiles para el diseño del Abastecimiento de Agua Potable.

Las características de las lluvias, sus reflejos sobre el régimen de los cursos superficiales y las variaciones de las aguas subterráneas, están íntimamente ligados y sus relaciones pueden establecerse por observaciones o mediante la aplicación de fórmulas.

#### Precipitación Fluvial.

En el Perú los organismos que nos proporcionan información en este caso de las precipitaciones pluviales son:

El SENAMHI, proporcionan datos de mediciones de precipitaciones.

La ONERM ( Oficina Nacional de Recursos Naturales ),

se encarga de la evaluación de los datos.

En la D.G.A. ( Dirección General de Aguas), se encargan del control y manejo de las aguas.

Iniciaremos el estudio del volumen de las aguas en este caso en la atmósfera como el líquido en precipitación en una determinada cuenca.

Entre los factores que intervienen en la precipitación de las lluvias se considera la dirección del viento, la altitud.

Para nuestro proyecto sólo se ha obtenido datos de precipitación promedio mensual en milímetros. En las páginas siguientes los datos de precipitación muestran que en el mes de Enero de 1965 - ocurrió la mayor precipitación mensual comparado con los meses de los años comprendidos entre el año 1926 y 1978, lo mismo se puede observar que los meses de Diciembre, Enero, Febrero y Marzo - son épocas de mayor precipitación pluvial, posiblemente en esas épocas se han registrado las ma yores intensidades de lluvias.

INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU  
PRECIPITACION. PROMEDIO MENSUAL EN M.M.

AÑO	<u>ESTACION N° PROVINCIA DE JUNIN</u>											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1926	142	122	66	91	88	16	10	46	37	62	62	163
1927	125	117	109	67	32	4	14	46	147	65	74	139
1928	85	67	73	41	25	28	0	19	56	42	73	75
1929	120	111	214	84	18	11	8	11	20	72	134	115
1930	88	88	83	125	42	4	4	23	53	22	90	67
1931	83	87	75	21	40	10	21	31	56	29	80	37
1932	107	90	98	34	20	5	1	5	52	61	53	66
1933	73	168	121	42	19	31	6	20	34	83	34	50
1934	158	118	123	31	44	4	29	22	34	62	83	46
1935	83	67	70	73	3	1	19	4	35	65	57	96
1936	111	91	109	34	41	4	1	1	67	74	106	78
1937	171	128	202	31	17	12	6	8	31	92	32	88
1938	133	120	128	15	27	22	5	18	38	56	68	72
1939	179	118	232	41	1	10	4	7	56	67	77	131
1940	179	71	56	31	15	0	11	7	44	55	148	55
1941	99	90	76	53	2	6	0	21	46	85	77	71
1942	78	99	44	13	15	0	1	80	57	40	79	85
1943	86	118	194	41	15	11	14	65	41	93	91	99
1944	194	79	74	87	1	1	0	30	69	48	33	109
1945	187	151	81	46	77	1	0	0	68	57	89	158
1946	106	63	129	69	65	6	0	2	42	77	38	84
1947	107	185	95	2	24	1	1	25	55	87	42	78
1948	185	138	136	49	2	1	0	0	40	87	35	112
1949	126	86	113	38	4	0	0	0	32	42	55	134
1950	154	115	105	50	41	3	14	6	52	95	81	123
1951	91	61	70	53	16	10	11	20	62	57	67	71
1952	91	82	97	72	31	11	0	2	19	100	98	191

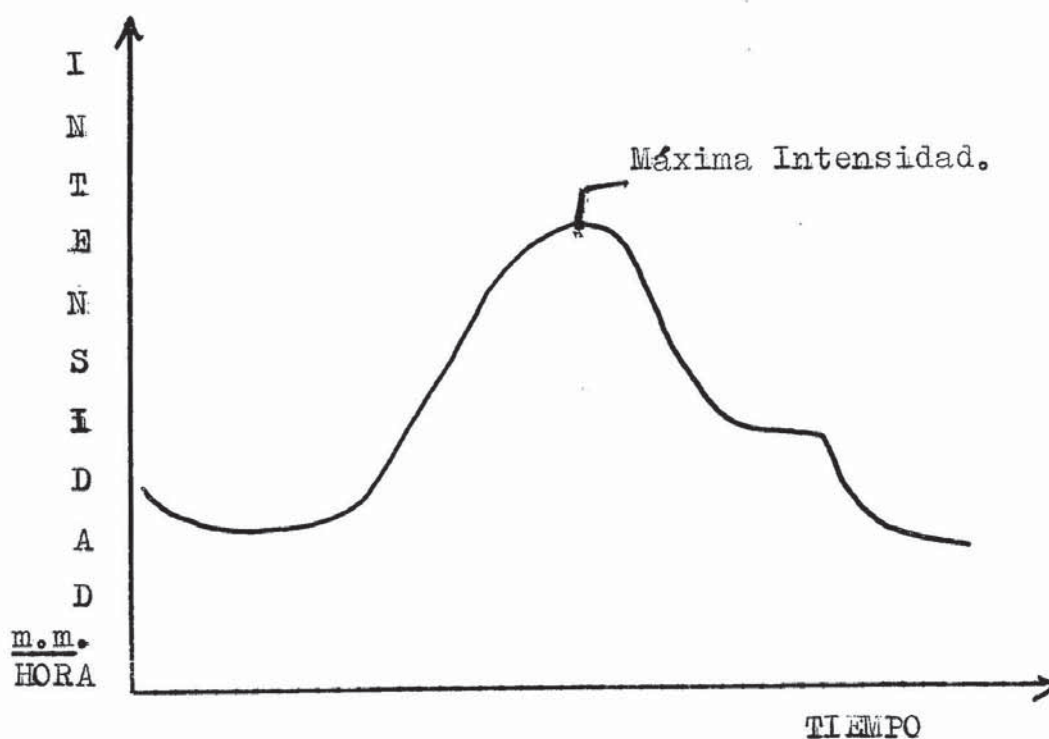
INSTITUTO GEOFISICO DEL PERUPRECIPITACION. PROMEDIO MENSUAL EN M.M.

AÑO	ESTACION N°				PROVINCIA DE JUNIN					OCT	NOV	DIC
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET			
1953	119	112	132	63	1	22	21	9	25	84	59	163
1954	111	134	114	53	15	3	9	9	47	55	47	113
1955	138	155	164	31	29	17	0	0	21	62	101	69
1956	130	182	179	43	6	8	7	8	30	48	97	70
1957	165	101	95	76	7	6	0	18	19	37	132	19
1958	141	138	121	33	24	9	1	4	67	93	97	137
1959	102	125	123	23	31	7	1	10	21	44	32	97
1960	113	195	67	42	12	0	22	5	38	33	50	67
1961	83	152	106	106	24	11	2	12	58	75	59	70
1962	141	137	65	44	35	8	49	2	23	88	66	89
1963	102	198	151	88	25	35	1	7	36	91	49	109
1964	88	109	39	66	19	0	10	20	31	49	115	51
1965	199	165	101	63	62	0	0	15	26	25	97	144
1966	92	110	140	63	38	0	4	29	68	71	99	118
1967	163	114	144	69	13	2	0	19	32	40	62	96
1968	99	75	137	50	39	0	1	26	71	124	93	99
1969	93	124	117	59	11	0	9	15	95	77	68	80
1970	102	42	67	24	42	6	0	4	46	99	64	112
1971	107	142	184	39	41	1	23	23	52	98	43	65
1972	152	93	118	40	1	4	20	68	18	57	42	90
1973	51	78	59	65	6	18	5	14	37	44	78	106
1974	78	121	69	40	25	5	4	1	67	69	37	115
1975	83	177	150	45	4	3	6	79	34	64	68	82
1976	94	121	148	135	38	4	9	17	21	44	45	140
1977	152	153	137	97	12	3	23	21	98	45	39	89
1978	154	176	68	56	0	26	3	30	13	68	84	62



En el gráfico que se muestra se observa la máxima intensidad de lluvia. En conclusión a partir de los datos de precipitación promedio mensual se resume que la máxima intensidad registrada es de 199 mm./hora.

Las aguas directamente de las lluvias no se tomarán como fuente de abastecimiento por nuestro sistema de agua potable.



El área de la cuenca es aproximadamente de 840 hectáreas.

Luego el volumen en caudal será:

$$V_c = 199 \frac{\text{mm}}{\text{hora}} \times 840 \text{ Hás.} = 1,671.6 \text{ M}^3/\text{hora.}$$

En una hora de lluvia se registró 1,671.6 M<sup>3</sup>. de agua en la cuenca en estudio. Esto nos permite tener una idea del volumen del agua-

presente por la precipitación.

#### 6.1.0 Aguas Superficiales.

Hay muchos métodos de cálculo de escurrimiento del agua como consecuencia de la precipitación del agua. Parte del agua que precipita escurre por la superficie, otra se filtra, evapora etc. A partir de los datos de precipitación podemos calcular el caudal de esorrentía. Con el dato de la máxima precipitación conocido en un momento dado puedo estimar un caudal de escurrimiento probable que puede suceder en dicho momento.

Para nuestra cuenca en estudio, el método de cálculo que usaré es el método Racional que considera que el caudal de escurrimiento ( $Q_e$ ) es directamente proporcional a la Intensidad de la lluvia en mm/hora, del área de la cuenca en Km<sup>2</sup>. y de una constante  $C$  que depende del tipo del suelo:

TIPO DEL SUELO	C
Pendiente suave 30%, impermeable	0.4
Pendiente moderada 50% impermeable	0.65
Pendiente hasta 70% impermeable	0.80
Areas de cultivo, suelo arenoso, conglomerado.	0.20
Areas de cultivo, arcilloso, limoso	0.50

Este método es aplicable para cuencas menores de 10 Km.2.

Luego, por efecto de las precipitaciones, la

máxima escorrentía superficial que puede ocurrir en la cuenca será:

$$Q_e = 0.278 \times C \times I \times A$$

$$Q_e = 0.278 \times 0.2 \times 199 \times 8.4$$

---


$$Q_e = 92.94 \text{ m}^3/\text{segundo}$$


---

El diseño de la captación se hará previendo la cantidad de caudal que puede fluir en este caso por la zona de mayor concentración. Esto no quiere decir que se construirán inmensas estructuras para la protección sino se ubicarán previstas de cualquier avenida en el caso de los ríos.

En nuestra cuenca en estudio existen las siguientes fuentes:

- Río Tambo.- Nace en la laguna Rucoscocha y es alimentada también por otros manantiales que ofertan constantemente el caudal, el río Tambo desemboca en la laguna de Junín, ubicado al Norte de la ciudad.

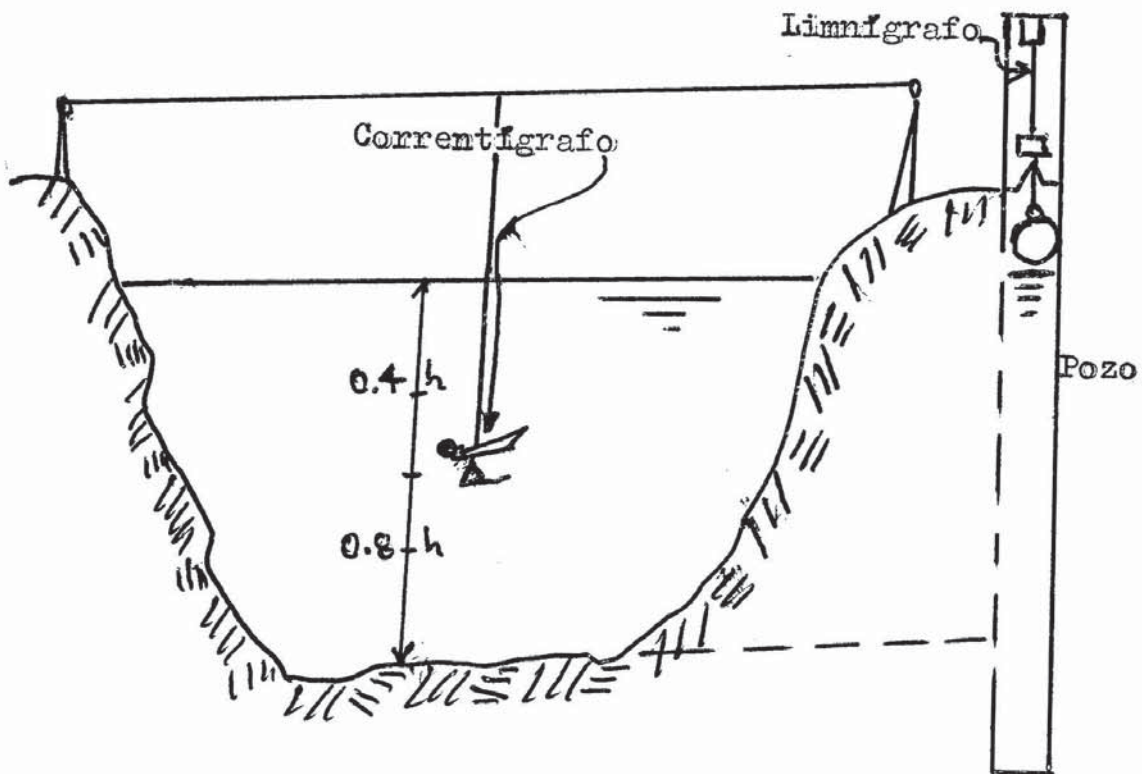
La medición de su caudal puede hacerse de diferentes maneras; usando un corrontómetro se mide la velocidad del flujo a diferentes alturas, se conoce el área de la sección haciendo un gráfico de la medición de las diferentes profundidades del perímetro.

Si adicionalmente se instala un fluviógrafo, se puede conocer los gastos instantaneos que circulan a lo largo del curso que se afora, estableciendo relación que liga las alturas de

mira con el gasto.

Con los datos obtenidos se obtienen la curva -  
masa, que nos permitirá observar la relación -  
del volumen acumulado con el tiempo, el caso de  
estiajes de caudales medios y de grandes volúme  
nes de agua para preveer su almacenamiento.

Nos interesan los periodos críticos, para ver -  
la oferta del agua y comparar con la demanda y  
así determinar las necesidades de abastecimien  
to regular.



La velocidad media es :

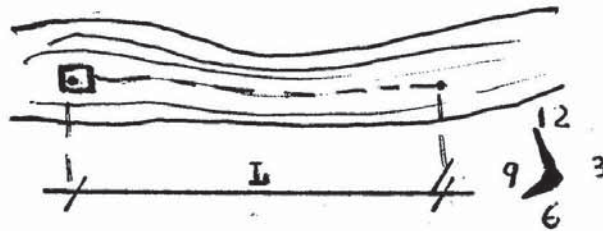
$$V_m = \frac{V(0.8h) + V(0.4h)}{2}$$

Generalmente coincide con la velocidad tomada a 0.6h.

Usando flotadores, puede calcularse la velocidad del agua aproximada.

$$V = \frac{L}{T} \quad Q = V \times \text{Asección.}$$

Flotador



Se podrá observar que no es la forma más exacta de calcular, pero es un recurso para el cálculo aproximado. Por ejemplo:

Luego de varios muestreos se tienen los siguientes datos para el cálculo del caudal en un punto, aguas arriba del río Tambo.

$$\text{Area de la sección} = 3 \times 0.5 \text{ m}^2 = 1.5 \text{ m}^2.$$

$$\text{Velocidad del flujo} = 1 \text{ m} / 7.9 \text{ sg.} = 0.1266$$

$$\text{Caudal aproximado} = 1.5 \times 0.1266 = 190 \text{ lit/sg}$$

---


$$Q = 190 \text{ lit/seg.}$$


---

Se puede observar que el flotador no es uniforme en el peso ni en la forma. Es subjetivo medir la distancia en el tiempo.

Estos aforos deben ser, en lo posible, permanentes, para conocer los gastos mínimos, máximos y el promedio.

- Lagos, Lagunas y embalses.- En la cuenca de Junín en estudio existen varias lagunas la primera llamada laguna de Junín ubicada al norte de la ciudad, tiene una área aproximada de 3 Km. x 1.5 Km. y hay agua todo el tiempo, el abastecimiento de esta fuente sería por bombeo y tratamiento.

La segunda laguna se encuentra en la parte alta de la ciudad con caudal permanente. El abastecimiento de esta fuente sería por gravedad y con tratamiento.

#### 6.2.0 Agua Subterránea.-

Las aguas subterráneas que afloran en forma natural, denominadas manantiales son muchas veces convenientes para elegirlos como fuentes de abastecimiento, cuando la oferta del caudal tiene un rango de seguridad mayor a la demanda diaria de consumo.

Para nuestro caso concreto, la alternativa de captar aguas subterráneas mediante pozos, sería muy aventurado sin un estudio geológico de esa zona.

Como éste no existe, y hacerlo sería muy costoso, lo damos por descartado, además se corre el riesgo de que dicho estudio sea negativo, tal como se predice.

Hubiéramos querido presentar un estudio más detallado al respecto, pero lamentablemente se carece de datos tales como:

- La superficie que se encuentra la napa freática.
- Rendimiento del pozo.

-Características químicas del agua y muchas otras que no son materia del alcance del proyecto.

Sin embargo, como es característica de las localidades de la Sierra Central del Perú, en esta zona existen muchos manantiales, inclusive arribas de la ciudad y que ofrecen u ofertan caudales mayores que la demanda diaria, tal es el caso del manantial Megapata, su caudal es de 40 lit./seg. en tiempo de sequía. Se estima que es la mejor a-perón, sin embargo el estudio de factibilidad definirá el sistema más adecuado.

#### Cálculo del caudal del Manantial Megapata.

Las aguas que escurren por la superficie luego de aflorar, forman su propia vena de orientación. Para la medición del caudal una de las formas más indicadas es haciendo uso de un vertedero triangular y empleando la fórmula de Thomson.

Es una de las formas más prácticas de calcular.

El caudal es directamente proporcional a la altura "H" del triangulo, tal como se indica en la figura adjunta.

Para tal caso se prepara un canal en un tramo próximo del manantial, a una pendiente determinada y secciones conocidas. La fórmula de Thom -

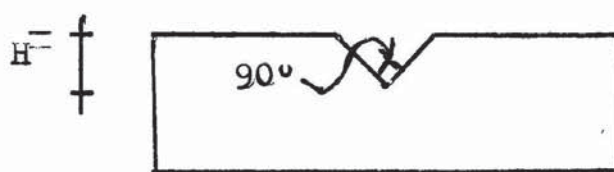
son:

$$Q = 1.4 \times H^{5/2}$$

donde:

$H$  = altura del borde superior al vértice inferior del triángulo del vertedero.

$Q$  = Caudal que oferta el manantial.





### 7.0.0 CALIDAD DEL AGUA.

En el Reglamento Peruano de Construcciones, 3-II-VII-1, se explica la obligatoriedad de la potabilización del agua.

El agua absolutamente pura, no existe en la naturaleza, ya que en su ciclo hidrológico, absorbe, arrastra y disuelve elementos extraños.

La expresión agua pura o agua potable ha sido convencionalmente aceptada para significar que se trata de un agua satisfactoria para el consumo humano, y debe reunir en general las siguientes condiciones:

- No estar contaminada, o sea, ser incapaz de transmitir al consumidor cualquier enfermedad de origen hídrico.
- Estar libre de sustancias tóxicas.
- No contener cantidades excesivas de sustancias minerales u orgánicas.
- Dar una grata impresión a los sentidos por su claridad estando libre de color y turbidez.
- Ausente de sabores y olores y tener una temperatura que la haga refrescante.

De todas maneras, no se consideran inadecuadas para el abastecimiento de agua, aquellas que contengan impurezas, por que no se juzga la calidad del agua de una manera absoluta. Se establecen límites de tolerancia, siguiendo principalmente principios determinados por la experiencia la condición ideal es difícil de ser obtenida en la práctica y sería un des

pifarro y también una falta de experiencia, exigir precisión más allá de lo que se podría obtener con los recursos corrientes de la Ingeniería bajo costos justificables. La especificación de tales límites se llama "normas de calidad de agua".

Por la búsqueda de mayor precisión en los rangos permisibles, cada día se llega a especificaciones que pudiéramos llamar ideales. En otros países de América esas nociones también comienzan a aparecer más claramente en la conciencia popular; en otros países como el nuestro queda mucho por hacer. Sin embargo las normas se van haciendo cada vez más rigurosas a medida que la técnica evoluciona.

Entre los aspectos que se verán en el agua tenemos los siguientes:

Aspectos físicos; color, olor, sabor, turbiedad, y temperatura. Aspectos químicos; conductancia específica, dureza, alcalinidad, acidez, pH, salinidad, cloruros, sulfatos, sólidos totales, hierro, manganeso, zinc, cobre, aluminio, cromo, plomo, arsénico, flúor, nitrito, nitrato etc.

Y otros aspectos bacteriológicos de gran importancia.

Las normas son establecidas por las entidades de saneamiento de cada país, por ejemplo a continuación se describen las normas de: México, E.U.A., Panamá, Argentina, Brasil, E. de Unión Soviética Uruguay, Venezuela, Perú y la norma Internacional.

<u>Substancia</u>	<u>Concentración máxima aceptable</u>	<u>Concentración máxima tolerable</u>
Sólidos totales	500 mg/l	1500 mg/l
Color	5 unidades *	50 unidades*
Turbiedad	5 unidades **	25 unidades **
Sabor	no rechazable	-----
Olor	no rechazable	-----
Hierro (Fe)	0,3 mg/l	1,0 mg/l
Manganeso (Mn)	0,1 mg/l	0,5 mg/l
Cobre (cu)	1,0 mg/l	1,5 mg/l
Cinc (Zn)	5,0 mg/l	15 mg/l
Calcio (Ca)	75 mg/l	200 mg/l
Magnesio (Mg)	50 mg/l	150 mg/l
Sulfatos (SO <sub>4</sub> )	200 mg/l	400 mg/l
Cloruros (Cl)	200 mg/l	600 mg/l
Grado de pH	7,0-8,5	Inferior a 6,5 o superior a 9,2
Magnesio + sulfato sódico	500 mg/l	1000 mg/l
Compuestos fenólicos (referidos a fenol )	0,001 mg/l	0,002 mg/l
Extracto de carbón con cloroformo (ECC: contaminantes orgánicos)	0,2 mg/l	0,5 mg/l ***
Sulfonatos de alquilbencilo (SAB: sustancias tensiactivas)	0,5 mg/l	1,0 mg/l

\* Escala del platino-cobalto

\*\* Unidades turbidimétricas

\*\*\* Una concentración superior a 0,2 mg/l señala la necesidad de proceder a nuevos análisis para determinar el agente causal.

Cuadro comparativo de las máximas físicas, químicas y bacteriológicas permitidas por las Normas de Calidad para aguas potables de algunos países americanos

ASOC. INTERAM. DE INGENIERIA SANITARIA

NORMAS DE CALIDAD PARA AGUA

	México	E. U. A. Colombia y Panamá	Argentina	Brasil	República Dominicana	Perú	Uruguay	Venezuela
Color .....	Incolora.	20		Incolora	Incolora	20	30	10
Turbiedad .....	Transparente	10		Transparente		10	10	
Olor .....	Inodora	Inodora		Inodora	Inodora	Inodora		
Sabor .....	Insípida	Agradable		Agradable	Agradable	Agradable		
pH .....	De 6.8 a 7.5	a		8.4	Neutro o lige- ramente al- calina	a 10.6	Neutro o lige- ramente al- calina	
Alcalinidad F .....		a				a 120	8	
Alcalinidad A.M. ...	250	a	b				400	50
Dureza total .....	300		300-700)		320		350	300
Dureza no-carbona- tos .....	150							
Calcio (Ca <sup>++</sup> ) .....					86		72	
Magnesio (Mg <sup>++</sup> ) ...		125	b		24	125	15	
Ca <sup>++</sup> + Mg <sup>++</sup> en (Ca <sup>++</sup> ) .....	120		120-280)		128		140	120
Sulfato (SO <sub>4</sub> <sup>==</sup> ) .....		250	300		200	250	176	250
Cloruro (Cl <sup>-</sup> ) .....	40	250	600	5	70	250	243	250
Sólidos totales .....	500	500-1.000	2.000		De 130 a 500	500-1.000	500-1.000	
Hierro (Fe <sup>+++</sup> ) .....			0.3	0.3			0.3	
Manganeso (Mn <sup>+++</sup> ) .....			0.2				0.1	
Fe <sup>+++</sup> + Mn <sup>+++</sup> .....		0.3	0.4			0.5		
Cinc (Zn) .....		15		15		15	5	
Cobre (Cu) .....		3.0		3.0		3.0	0.2	
Aluminio (Al) .....							0.75	
Sílice (SiO <sub>2</sub> ) .....							30	
Cromo (Cr <sup>+++</sup> ) .....		0.05						
Plomo (Pb) .....		0.1		0.1		0.1	0.02	
Selenio (Se) .....		0.05		0.05		0.05		
Arsénico (As) .....		0.05	0.15	0.05		0.1	0.1	
Flúor (F) .....		1.5	1.0-1.5	1.0		2.0	1.5	
Vanadio (V) .....							0.1	
Nitrito (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> ) .....	0		0.5		0		Hueilas	0.0-0.1
Nitrato (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ) .....	22			7.4	20		228	0.5-10.0
Amoníaco (NH <sub>3</sub> ) ...	0.64			0.013	0		0.05	0.01
N. albuminoide .....	0.1			0.005			0.12	
Oxígeno cons. (áci- do) .....	3.0			2.0			3.0	2.0
Oxígeno cons. (alca- lino) .....	3.0							
Colonias en agar. por ml .....								
En 48 horas, a 20° centígrados .....							500	
En 24 horas, a 37° centígrados .....	200						100	50-300
Colimetría:								
Siembra en caldo lactosado .....								
Porciones de 10 ml positivas .....	1:5	10 %				5 %		
Porciones de 100 ml positivas ...		60 %						
Índice de coliformes en 100 ml ...	2.2	0.92	2.0-2.2	4		2.2	2.2	1.0
Índice de E. coli en 100 ml .....							0	

a) Límites variables para aguas tratadas, relacionando pH, alcalinidad y dureza.

b) Límite máximo de dureza que se considera económico ablandar.

c) La primera cifra fija el límite más recomendable; la segunda, el máximo permisible.

d) Límites máximos para aguas de pozos.

e) Límites máximos para aguas superficiales.

f) Límite condicionado a un número mínimo de muestras mensuales, en función de la población, con tolerancia por las alteraciones ocasionales.

g) La primera cifra fija el índice para aguas profundas; la segunda se aplica a aguas superficiales tratadas o a aguas superficiales o tratadas de las redes de distribución.

h) La cifra se refiere al número mensual de muestras (con tres o más tubos positivos) que se considera contaminadas; el número de muestras queda en función de la población servida, como en la Norma Americana.

### 7.1.0 Factores y Métodos de Determinación de los aspectos Físicos, Químicos y Bacteriológicos.-

Ampliamente se encuentran descritos en los textos que mencionamos en las últimas páginas de la presente Tesis de Grado, así como en catálogos de los instrumentos varios que nos ayudan a determinar el contenido de cada elemento. Sin embargo resumiré algunos aspectos importantes, conceptos fundamentales de los factores y de los métodos de determinación:

#### ASPECTOS FISICOS

COLOR.- El color en el agua puede ser producido por sustancias minerales o vegetales, tales como algas, maderas, humus, sustancias metálicas como compuestos de hierro. También puede ser coloreada por residuos orgánicos o inorgánicos. Su efecto incide principalmente de una manera psicológica, ya que la gente relaciona las aguas coloreadas con aguas de mala calidad.

Para determinar el contenido de color es necesario remover la turbiedad del agua, lo cual debe realizarse mediante el proceso de centrifugación. Para realizar determinación del color puede utilizarse tubos de Nessler o colorímetros de observación directa. La muestra se compara contra el standard de color de soluciones de platino-cobalto o contra standards.

TURBIDEZ.- Es atribuida a materias en suspensión y en estado coloidal, y el efecto producido no es otro que el de oponerse a la penetración de la luz. La turbidez puede ser causada por microorganismos o detritus orgánicos sílice u otras sustancias minerales que incluyen compuestos de zinc, hierro y manganeso. Se mide en grados de turbidez y su efecto también incide psicológicamente.

La turbiedad es una medida de la interferencia óptica causada por la materia en suspensión. Los standards preparados con tierra de Fuller se patronan por medio del turbidímetro de Jackson. Este dispone de dos tubos: - uno pequeño para valores de turbiedad de 100 a 1000 mgr./lit. y otro largo para valores mayores de 1000 mgr./lit. El turbidímetro de Jackson es un aparato que no tiene suficiente exactitud. Sus lecturas están sujetas a la apreciación del operador. Existen aparatos comerciales que operan por observación directa del operador o mediante fotoceldas. Algunos utilizan el principio de Tyndall, de absorción de la luz por las partículas en suspensión mediante iluminación lateral, y otros miden directamente la cantidad de luz transmitida a través de la muestra.

OLOR Y SABOR.- Los olores y sabores desagradables en el agua, están asociadas con la presencia de una gran variedad de sustancias objetables, particularmente microorganismos.

mos vivos o residuos vegetales que incluyen bacterias, hongos, algas o también sustancias orgánicas y materiales que puedan ser provenientes de residuos industriales. El olor puede ser causado por sustancias volátiles, en concentración tan pequeñas que pueden ser detectadas por técnicas analíticas sencillas. La apreciación de olores y sabores varía notoriamente de persona a persona. Para comparar la percepción de cada observador, se acostumbra utilizar como estandar de olor una solución de alcohol butílico a 40°C. Similarmente, para efectos del sabor es corriente emplear una solución de ortoclorofenol. Para utilizar el standard de olor, se preparan varias soluciones de alcohol dentro de un margen de concentración de 1/16 de miligramo por litro a 4 miligramos por litro. La rutina de ensayos permite determinar la concentración para la cual se alcanza a determinar y detectar la última traza de olor. Esta concentración es característica para el respectivo observador, contra la cual rutinariamente, debe verificar su sensibilidad.

TEMPERATURA.— Los cambios de temperatura en fuentes de agua, pueden ser resultado de fenómenos naturales climatéricos. La temperatura es importante y algunas veces crítica para muchos usos del agua. Usualmente se determina con termómetros de mercurio corriente con exactitud de mas o menos 1°C. Para determi -

mar la temperatura de una masa líquida a distintas profundidades, como ocurre cuando se trata de estudios limnológicos, se utilizan termistores los cuales consiste en una de elevada resistencia y alta rata de variación de conductividad para incrementos pequeños de temperatura. La variación de conductividad se registra en valores equivalentes de temperatura mediante un puente de Wheatstone y un galvanómetro, utilizado como indicador de la condición de equilibrio.

#### ASPECTOS QUIMICOS

pH.- El símbolo pH es usado para designar el logaritmo, base 10, del recíproco de la concentración de iones de hidrógeno. La concentración hidrogeniónica para aguas de uso doméstico, cuando es baja es importante en los aspectos de sabor, por el efecto, por los efectos de la corrosividad, eficiencia en el proceso de clorinación, y en el proceso de tratamiento conocido como cuagulación.

Hoy día se fabrican una gama amplísima de tipos de potensiómetro para determinar el pH. Los hay desde tipo de bolsillo actuados con baterías corrientes de linterna hasta los de tipo mas complejo, de registro continuo de pH. Se los encuentra también combinados con aparatos de titulación y registro automático e inclusive también de operación programada.

Los equipos de circuito estable, pequeños, -



de buena calidad, dan suficiente exactitud en la determinación potenciométrica del pH, ya sea que ellos trabajen con corriente alterna o mediante baterías para ser utilizados en pruebas de campo.

ALCALINIDAD.- La alcalinidad es causada por la presencia de carbonatos, bicarbonatos, hidróxido y en una menor cantidad por boratos, silicatos, y fosfatos. En sí, la alcalinidad no puede ser considerada como peligrosa, pero generalmente es ta asociada con valores altos de pH, dureza, - exceso de sólidos disueltos.

Se mide agregando iones hidrógeno provenientes de una solución 0.02 normal de un ácido sulfúrico, las cuales neutralizan los iones hidróxidos-libres y los disociados por concepto de la hidrólisis de los carbonatos y bicarbonatos, haciendo progresar sucesivamente las reacciones.

DUREZA.- El término dureza es aplicado a los neutralizantes de la acción del poder del jabón en el agua. Es producida principalmente por iones de calcio y magnesio y en menor cantidad de sales de hierro, manganeso.

La dureza se determina por el método de versanato de sodio llamado también método EDTA. El método emplea sales dibásicas del ácido etileno-diaminotetracético, cuya fórmula puede presentarse así :



La letra R está representando el radical versanato.

SULFATOS.- Los sulfatos ocurren naturalmen -  
te en el agua, como resultado de sales mine-  
rales comunes y cuando su concentración es -  
alta, produce sabores, efectos laxativos o -  
efectos psicológicos.

Existen tres métodos usualmente usados para  
la determinación de sulfatos, según se emple  
an procedimientos gravimétricos, turbidimétri  
cos o volumétricos. La selección del método -  
depende considerablemente de tres condiciones  
; el propósito para el cual se hace la deter  
minación; la concentración de sulfatos en la  
muestra; y la exactitud requerida en los re  
sultados.

CLORUROS.- Los cloruros se encuentran practi  
camente en todas las aguas naturales y la -  
restricción en su concentración en el agua -  
de bebida, se basa generalmente en la produc  
ción de sabores y en que podrían indicar u  
na posible polución en la fuente que se con  
sidera.

Los cloruros pueden fácilmente medirse por -  
procedimientos volumétricos, usando indicado  
res. Se usan normalmente dos métodos de dete  
rminación: El método Mohr, que utiliza nitra  
to de plata como titulador y cromato de pota  
sio como indicador. Y el método del Nitrato  
Mercúrico, utiliza el Nitrato Mercúrico como  
como titulador y el Difenilcarbazona como in  
dicador.

SOLIDOS TOTALES.- En las aguas naturales, los sólidos disueltos consisten principalmente en carbonatos, bicarbonatos, cloruros, sulfatos y fosfatos, que pueden causar efectos laxativos y psicológicos.

Debido a la gran variedad de materiales sujetos a determinación de sólidos, las pruebas de laboratorio varían y por lo tanto es mejor discutir entonces en términos referidos al agua, paludias y lodos. Sólidos disueltos son de mayor importancia en abastecimientos de aguas; por lo tanto la determinación de sólidos totales es de gran interés. Pruebas de sólidos suspendidos son rara vez hechas debido a pequeñas cantidades presentes. Ellas son fácilmente evaluadas por medición de turbidez.

HIERRO.- Las sales ferrosas, tales como cloruros, son altamente solubles en el agua y las iones ferrosos al ser oxidados y transformados en sales férricas, se precipitan causando color y turbidez en el agua. Cuando existen concentraciones, que exceden de 0.2 ppm. de hierro, frecuentemente se presenta crecimiento de bacterias de hierro, especialmente de tipo *Crenothrix*.

Son numerosos los métodos para determinar el hierro. Se prefiere los colorimétricos por su mayor exactitud. Dentro de ellos se encuentra el método del tiocianato de potasio.

MANGANESO.- La presencia de manganeso, así co

mo la del hierro, es objetable en el agua, - por que causa decoloración, turbidez, residuos y sabores. Frecuentemente el manganeso se acompaña del hierro y en la literatura son - presentados como un solo grupo. Además de producir olores, sabores, se deposita sobre los alimentos durante el proceso culinario, producen efectos decolorantes en el lavado de ropas aunque en sí no presenten efectos toxicológicos significativos.

Se determinan por la acción de agentes oxidantes fuertes sobre los compuestos manganesos - solubles, comparándose, el color púrpura producido, con las soluciones patrones de manganeso. Entre los métodos el método del Persulfato es el más rápido y apropiado.

ZINC.- Puede presentarse con alguna frecuencia especialmente cuando se reciben residuos - industriales, ya que las sales de zinc son utilizadas en procesos de fabricación de pinturas, cosméticos, insecticidas y otros productos, también se presentan de manera natural, pues las sales de zinc, tales como cloruros y sulfatos, son altamente solubles en el agua.

COBRE.- Los efectos, del cobre en el agua son relacionados en términos de ppm de cobre en solución. El papel de cobre en el suministro de agua potable, no está claramente establecido y se presta a controversia. El cobre no es considerado como un veneno sistemáticamente a

acumulativo, como es el plomo.

ALUMINIO.- Uno de los más abundantes elementos en la superficie de la tierra, es el aluminio, que se presentan en muchas formaciones pero nunca como metal en forma natural; como metal es insoluble, pero sus sales son de fácil solubilidad. El aluminio en abastecimientos públicos, no es considerado como problema de salud pública y se presenta a veces como resultado del proceso de tratamiento.

CROMO.- Las sales de cromo hexavalente, son usadas ampliamente en procesos industriales, tales como manufactura de pinturas, explosivos cerámicas, papeles y muchas otras sustancias. De acuerdo a varios autores, el cromo hexavalente es cerca de 100 veces más tóxico que en forma trivalente y concentraciones de 0.1 ppm en aguas de hexavalente pueden ser dañosas.

PLOMO.- Algunas aguas naturales, contienen plomo en solución y pueden ser introducidos en el agua también por varios procesos industriales o como resultado de la acción del agua sobre tuberías de plomo. Este es un veneno acumulativo y los síntomas de su avance se caracterizan por pérdida del apetito, anemia, parálisis gradual de los músculos, especialmente de los brazos.

ARSENICO.- El arsénico como elemento es insoluble en el agua, pero sus compuestos lo son

altamente. Compuestos de arsénico, pueden presentarse naturalmente en algunas aguas, potencialmente son fuentes de polución de arsénio-aguas que contienen insecticidas y matamalezas, así como también efluentes de muchos procesos industriales, tales como pinturas, vidrios tintes, residuos de curtiembres. Sus efectos son venenosos.

FLUOR.— Nunca se encuentra libre en la naturaleza como elemento, pero constituye como compuesto un producto fácil de encontrar. Los fluoruros en cantidad suficiente, son tóxicos a los humanos, pero en bajas concentraciones son deseables, ya que fortalecen el esmalte de los dientes de los niños, evitando con eficacia la incidencia de la carie dental.

NITRITO.— En las aguas, los nitritos son generalmente formados por la acción de bacterias sobre amonio y nitrógeno orgánico. La presencia del amonio nitratos y nitritos en el agua, son frecuentes indicadores de polución. Sin embargo, la presencia de nitritos no siempre significa polución. Los nitritos son compuestos venenosos, pero en las pequeñas cantidades que ordinariamente se encuentra en el agua, son casi inofensivas.

NITRATO.— Los nitratos son el producto final de la estabilización aeróbica del nitrógeno orgánico y puede presentarse en aguas que han sido poluidas y autopurificadas por procesos

aeróbicos. También pueden presentarse, como resultados de la aplicación excesiva de fertilizantes en tierras agrícolas. Exceso de nitratos pueden causar irritaciones en las mucosas del tracto gastro-intestinal, con síntomas de diarrea. Una posible relación, entre la insidencia de la poliomielitis y la concentración de nitratos en el agua de bebida, fue sugerida en un estudio durante una epidemia en el condado de los Angeles en 1948.

#### ASPECTOS BACTERIOLOGICOS.

Existe evidencia epidemiológica de la transmisión por medio del agua de abastecimiento de un gran número de enfermedades, causadas por organismos patógenos expulsados de los enfermos a través de las excretas; de ahí la importancia del examen bacteriológico, que después del tratamiento permite tener la confianza que el agua que se suministra a los usuarios está exenta de estos riesgos.

El hombre mejora día a día los procesos de purificación, busca tener a bajos costos un producto mejor, pero día a día surgen nuevos problemas que van haciendo más compleja la situación, se tropieza con la radioactividad creciente, insecticidas, cianuros, bario, quistes que sirven de protección a gérmenes patógenos contra la acción del cloro, aumento de materias en solución resultado de la infiltración de las aguas de irrigación, etc.

### 7.2.0 Reglas Generales para las Muestras Representativas seguidas en este estudio.

Anticipadamente se discute los pormenores sobre las mejores técnicas para la recolección y análisis de las muestras.

Antes del llenado, el frasco de muestra se enjuaga dos o tres veces con el agua en estudio. No debe descomponerse antes de llegar al laboratorio. La muestra representativa se obtiene con la preparación de muestras compuestas, formadas con porciones que se han ido recolectando durante un periodo determinado o, en diferentes estaciones del año, aunque algunas veces se logra una mejor información con los análisis de numerosas muestras separadas, que con el análisis de una muestra compuesta aislada. Entre los factores que afectan los resultados pueden mencionarse la presencia de turbiedad, el método seleccionado para la eliminación de la turbiedad y los cambios físico-químicos que se verifiquen por el almacenamiento y la aereación.

Debe llevarse un registro de cada muestra recolectada identificándose cada muestra, de preferencia por una etiqueta atada o adherida al envase, que permitan una identificación positiva de la muestra en cualquier instante, debiendo anotarse el nombre de la procedencia de la muestra, el muestreador, la fecha, la hora de la operación, localización exacta de la esta -



ción de muestreo, la temperatura del agua y cualquier otro dato que pueda necesitarse en el futuro para propósitos de coorelación como las condiciones meteorológicas, el nivel o espejo del agua el caudal de la corriente etc.

Cantidad de muestra de agua.- Para la mayor parte de los análisis físico y químicos, es suficiente una muestra de 2 litros, aunque para ciertas determinaciones específicas puedan requerirse mayores volúmenes.

### 7.3.0 Muestreos y resultados de la calidad de agua de las diferentes fuentes disponibles para el abastecimiento de agua, en estudio.

Para la ejecución de nuestro proyecto se ha verificado la calidad de las aguas, que se encuentran disponibles en la cuenca de Junín. Las muestras se han recolectado en diferentes fechas y estaciones del año en lo posible, con los recursos disponibles, luego con la colaboración de la VIII Dirección Regional del Ministerio de Vivienda, ubicado en la ciudad de Huancayo, fueron realizados los análisis de agua en el laboratorio de la Planta de Tratamiento.

En el cuadro 7.3.0.A, las cuatro columnas siguientes a la primera, se pueden apreciar las características del agua tomado en :

Las dos primeras en el río Tambo, en la cota 4,185, justo en el punto de captación actual en fechas diferentes en la estación de verano e invierno.

La siguiente columna son las características físicas y químicas del agua de una laguna llamada - Rucoscocha, ubicado en una cota más alta al anterior 4,420 m.s.n.m. a 7,955 metros de distancia con la ciudad de Junín, aproximadamente.

Finalmente la cuarta columna, muestra las características del agua de un manantial llamado Megapata, ubicado en la cota 4,273 m.s.n.m. que se encuentra a 3,865 metros de distancia de la ciudad de Junín.

La interpretación de los resultados de estos análisis me permitirá evaluar la calidad del agua de las diferentes fuentes, con la ayuda de los cuadros 7.3.0.B y 7.3.0.C cuadros encontrados en un manual de Tratamiento de Aguas por José Arbolada, de interpretación de los análisis físicos y químicos. Así mismo las normas establecidas en nuestro país y comparadas con las normas internacionales definirán la calificación.

MANANTIAL MEGAPATA

CAPTACION DE AGUA



j. 6-5-80

RESULTADOS DE ANALISIS DE AGUALABORATORIO: PLANTA DE TRATAMIENTO. HUANCAYO

	1er CASO	2o CASO	3er CASO	4o CASO		
Procedencia	Rio Tambo	Rio Tambo	Laguna Rucosoch	Manantial Megapata	Norma Peruana	Norma Interna
Tipo de Agua	Superf.	Superf.	Superf.	Subterr.		
Fecha Anal.	3.8.80	5.3.80	23.3.80	15.1.80		
Estacion Año	Verano	Invierno	Invierno	Invierno		
CARACTERISTICAS p.p.m.						
Turbidez		32			10	25
Color	4	50			20	50
Sabor	No Rechazada.	Rechazada	No Rechazada	Agradable	No rechazable	
Olor	Inodora	Inodora	Inodora	Inodora	Inodora	
pH.	8.18	6.91	8.47	8.10		6.5 a 9.2
Alcalinidad	110.00	148.00	98.00	115.00	120	
Solido Total	205.55	320.21	226.18	245.00	500	1500
Solido Suspension	1.00	415.10	20.97	5.00		
Solido Solucion	204.55	905.11	205.21	240.00		
Dureza Total	200.00	320.00	190.00	230.00	300	
Sulfatos	0.15	11.17	8.24	4.33	250	400
Cloruros	6.00	232.24	49.72	177.30	250	600
Nitratos	Trazas	Trazas			Trazas	
Nitritos		Trazas			Trazas	
Calcio	32.83	70.40	31.20	71.60		200
Magnecio	27.17	34.13	17.32	7.5	125	150
Silice	2.50	21.40	3.71		100	
Materia Organica	1.80	2.51	0.5.40	0.50		
Cobre		0.80	0.2		3	1.5
Fierro	0.10	0.40	0.5		0.3	1.0
Cromo	0.15	0.27	0.04	0.03	0.5	

Calificación		Características Físicas										C A R A C T E R I S T I C A S Q U I M I C A S									
		Afectan la Apariencia			Índice de Corrosividad		Compuestos que influyen sobre la potabilidad del agua.								Compuestos que pueden causar enfermedades.						
		Turbiedad unidades	Color unidad	Olor sabor	pH	Alcalinidad mg/lit.	Dureza total mg/lit.	Disueltos mg/lit.	Hierro mg/lit.	Manganeso mg/lit.	Cobre mg/lit.	Zinc mg/lit.	Sulfatos mg/lit.	Nitratos mg/lit.	Fluoruros mg/lit.						
Extremadamente Alto	Sobre 150	Sobre 201	1	El pH, la alcalinidad y el CO <sub>2</sub> deben ir balanceados con el calcio a fin de obtener lo que se llama el balance de carbonatos. El agua puede ser corrosiva o incrustante según esté o no esté balanceada.	Sobre 800	Sobre 4000	Sobre 5.0	Sobre 2.5	Sobre 60	Sobre 120	Sobre 1.000	Sobre 100	Sobre 3.6								
Muy alto	de 81 a 150	de 101 a 200	1		de 401 a 300	de 3001 a 4000	de 3.0 a 5.0	de 1.0 a 2.0	de 40.1 a 60	de 40.1 a 120	---	de 76 a 100	de 3.1 a 3.6								
Alto	de 51 a 80	de 81 a 100	1		de 201 a 400	de 2001 a 3000	de 2.0 a 1.0	de 1.1 a 1.0	de 30.1 a 40	de 30.1 a 40	---	de 61 a 75	de 2.1 a 3.0								
Un poco Alto	de 25 a 50	de 51 a 80	1		de 101 a 200	de 1600 a 2000	de 1.0 a 1.0	de 0.6 a 1.0	de 15.1 a 30	de 15.1 a 30	---	de 46 a 60	de 1.6 a 2.0								
* Conc. Max. Tolerable	25	50	1		---	1500	1.0	0.5	15.0	15.0	---	---	---								
* Conc. Max. Aceptable	5	5		NO DEBE EXISTIR NINGUN OLOR NI SABOR DETECTABLE EN EL AGUA	---	500	0.3	0.1	5.0	5.0	1000	45.0	1.5								

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Calificación	Indicadores Químicos de Contaminación (Límite mínimo de contaminación)					Sustancias Tóxicas					
	DQO mg/lit.	DBO mg/lit.	Nitrógeno Total mg/lit.	Amoníaco mg/lit.	Fenoles mg/lit.	Arsénico mg/lit.	Cadmio mg/lit.	Cromo mg/lit.	Cianuros mg/lit.	Plomo mg/lit.	Selenio mg/lit.
Extremadamente alto	Sobre 150	Sobre 100	Sobre 10	Sobre 5	Sobre 1.0	Sobre 2.0	Sobre 3.0	Sobre 1.0	Sobre 3.0	Sobre 3.0	Sobre 3.0
Muy alto	de 150 a 76	de 50 a 99	de 5 a 9.9	de 2.6 a 5.0	de 0.2 a 1.0	de 1.1 a 3.0	de 0.1 a 3.0	de 0.6 a 1.0	de 1.1 a 3.0	de 1.1 a 3.0	de 1.1 a 3.0
Alto	de 75 a 31	de 49 a 25	de 2.5 a 4.9	de 1.1 a 2.5	de 0.02 a 0.1	de 0.3 a 1.0	de 0.3 a 1.0	de 0.11 a 0.5	de 0.3 a 1.0	de 0.3 a 1.0	de 0.3 a 1.0
Un poco Alto	de 30 a 10	de 24 a 7	de 1.0 a 2.49	de 0.5 a 1.0	de 0.003 a 0.01	de 0.06 a 0.2	de 0.02 a 0.2	de 0.06 a 0.1	de 0.06 a 0.3	de 0.06 a 0.3	de 0.06 a 0.3
* Conc. Max. Tolerables	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
* Conc. Mas. Aceptable	10	6	1.0	0.5	0.002	0.05	0.01	0.05	0.2	0.05	0.01

- 1) Mala Apariencia
- 2) Perjudica elementos, mancha ropas y porcelanas.
- 3) Produce Trastornos Digestivos.
- 4) Mal Sabor.
- 5) Dificulta la Absorción de oxígeno en los niños menores de dos meses (metahemoglobinemia)
- 6) Destruye la dentadura de los niños menores de 10 años. (fluorosis)
- 7) Tóxico.
- 8) Laxante.

### CONCLUSIONES.

De las tres fuentes de agua presentadas , en forma particular se ha llegado a la conclusión de que la fuente más apropiada para el consumo humano, - desde el punto de vista de la calidad del agua es el Manantial Megapata.

Se considera pues el agua del manantial como la - más apropiada para la captación teniendo como se - gunda opción la laguna de Rucoscocha. Posterior - mente un análisis económico, permitirá comparar - costos tanto de construcción como de operación y - mantenimiento, en los sistemas que consideraremos de alternativas, el uso de las fuentes, c/s tratamiento estudiados, incluso el agua del río tambo.

### 8.0.0 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.

El almacenamiento de agua se realiza con la finalidad de cubrir las demandas necesarias. Tales como: regular las variaciones horarias, dotar en casos de incendio, y en casos de emergencia tener una reserva adicional.

#### 8.1.0 Volumen de Regulación de las Variaciones Horarias.-

La capacidad de regulación se fija de acuerdo al estudio del diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda. - para nuestro proyecto, el diagrama de masa - obtenido en el capítulo II, 4.3.0.B, nos muestra la necesidad de un almacenamiento de 20% del volumen total diario, para cubrir la demanda requerida en todo momento del día.

Lógicamente, este valor se ha obtenido partiendo de datos aislados, de un día del año, con la ventaja de haber realizado los muestros en tiempos de verano. Sin embargo, con cierto grado de certeza, se puede evaluar el diagrama masa, y compensar con un coeficiente de seguridad.

Lo cierto, es que no se dispone de una información completa de variaciones de consumo, - pero con el muestreo realizado; los resultados obtenidos, además del criterio recopilado y las experiencias adquiridas podremos acercarnos más a la realidad.

Como se observa, el 20% obtenido, es la suma de las ordenadas máximas que marcan los défi



cits y excesos entre las curvas acumuladas - de consumo y producción.

Así, ~~en~~ mismo, ~~estas~~ ordenadas de las variaciones de consumo acumulado, ~~son~~ recomendadas en porcentaje, por nuestro Reglamento Nacional de Construcciones, de como capacidad de regulación, el 25%, del promedio anual de la demanda, esto, solo para el caso en que la alimentación al servicio sea continua.

Estos datos técnicos ~~tiemen~~ mucha relación - con el aspecto económico, este último es muy importante para el dimensionamiento de las - estructuras, económicamente hablando, para - conseguir un máximo beneficio a menor costo, el volumen de regulación no debe contener al tos porcentajes de capacidad osiosa, desde - luego, ni menores a las condiciones mínimas requeridas, para compensar las fluctuaciones de consumo, de la población actual y futura de un periodo técnico, económico y financiero aceptable.

En conclusión, de las condiciones presenta - das, para nuestro proyecto en estudio , se - tomará , para el volumen de regulación horaria, el 23% del consumo total diario. Que justifica su almacenamiento, para compensar esas fluctuaciones horarias.

#### 8.2.0. Volumen Para Incendio.--

El cálculo de una reserva de agua, para incendio, es bastante discutido, y merece un profundo análisis, para conseguir un volumen real y justificatorio.

El volumen de agua requerido para fines de combatir el incendio puede llegar a cifras de tal magnitud que puede aumentar exageradamente el costo de la obra de nuestro sistema de agua potable, haciendo difícil su financiación. Para los cálculos de la demanda necesaria, El NATIONAL BOARD OF FIRE UNDER WRITES, emplea la fórmula:

$$G = 3.861 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P})$$

en la que:

G = Demanda de agua necesaria para combatir el fuego expresada en M3./minuto.

P = Población que se considera, expresada en millones de habitantes.

Para 12,240 hab.  $G = 0.4267 \text{ m}^3/\text{min.} = 7.1 \frac{\text{lit.}}{\text{Seg.}}$

Pero de inmediato, se observa, que la realidad de nuestro proyecto, es diferente, mucho menor a nuestras necesidades urgentes. Se utilizará en su momento oportuno como medio de comparación.

En un seminario sobre diseño de abastecimiento de agua realizado por la Organización Panamericana de la Salud, en Buenos Aires Argentina, el año 1962, recomienda que por las condiciones económicas y por las características de las poblaciones, un almacenamiento de 240 M3. de reserva para incendio es suficiente. También se dispone de otras fórmulas para el cálculo del volumen de reserva contra incendio, entre ellos:

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

Siendo:

$Q$  = litros/segundo.

$X$  = En miles de habitantes.

El resultado de este valor es comparado con la tabla siguiente:

GASTO REQUERIDO DE INCENDIO (lit/seg.)	DURACION (horas)
Menos de 30	3
De 30 a 106	4
De 106 a 150	5
Mayor de 150	6

Nuestro reglamento Nacional de Construcciones recomienda considerar una capacidad adicional en los reservorios, de 2 horas o más de consumo estimado en base al número de hidrantes, siendo cada hidrante de 15 lit/seg. En nuestro caso, considerando tanto el aspecto económico de financiación de nuestra obra, las características e importancia de los valores muebles e inmuebles presentes en la ciudad, se considerará un volumen mínimo de reserva para incendio, del empleo de un Hidrante durante 2 horas. O sea una reserva de :

$$V_{ri} = 15 \times 2 \times 3,600/1000 =$$

$$V_{ri} = 108 \text{ M}^3$$

### 8.3.0 Volumen de Reserva.-

Es el volumen que se estima, como reserva almacenada, para preveer alguna necesidad adicional de emergencia, que puede presentarse en un momento dado, por ejemplo, por la interrupción de la línea de alimentación al reservorio o en la captación etc. el cual se regularizará en el menor tiempo posible, para dejar en funcionamiento.

En nuestro caso, por las condiciones previstas y estudiadas, de la necesidad de abastecimiento a la población, no considero un volumen de reserva adicional.

CAPITULO III

ESTUDIO Y EVALUACION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES DE ABASTE

CIMIENTO DE AGUA

## 1.50.0 GENERALIDADES.

Con los conceptos aclarados, en el capítulo anterior, tales así como, el estudio de la población, fijación del periodo de diseño, fijación de la dotación para la ciudad de Junín, variaciones diarias y horarias de consumo, así como la ubicación y estudio de las diferentes fuentes de abastecimiento de agua disponibles en la cuenca del "valle de Junín", podremos tratar en el presente capítulo, en forma detallada, la descripción del sistema de agua que abastece actualmente a la ciudad de Junín. Su evaluación además exige de un estudio in-situ, de las condiciones actuales de cada elemento, tanto en los caudales de consumo, presión en la red, dimensiones de cada estructura, estado y tiempo de vida de los materiales hasta la fecha etc.

Entre las actividades fundamentales tenemos:

- Muestreo de población, los cuales han servido para obtener un número más real de habitantes tanto actuales como futuros.
- Variaciones volumétricas obtenidas, del reservorio de 60 M<sup>3</sup>, para periodos cortos, además de los factores propios del consumo mencionados, aportó y permitió tener una idea mucho más cerca a la realidad, del consumo y sus variaciones horarias y diarias, lógicamente se estima un margen de error, ya que la forma más exacta es evaluando variaciones de consumo día a día, mes a mes, año a año. Las curvas obtenidas de la demanda informarán, los máximos días y horas de consumo.

- La oficina de administración, del sistema de agua, en el concejo de Junín, nos alcanzó una relación de viviendas que tienen conexiones domiciliarias de agua y el pago mensual por el consumo de agua, que es de 100 soles, se estimaba como una cantidad baja. A continuación se presenta la relación mencionada.
- El presente capítulo adjuntará los esquemas y planos de replanteo, obtenidos con la medición, inspección, cálculos, de cada elemento de los sistemas existentes, para conseguir el objetivo he contado con la colaboración de las autoridades y el pueblo en general. Desde luego, la presencia de los mencionados y la inquietud por tener un sistema de agua mejorado y ampliado, garantizan el aporte de la mano de obra en la ejecución del proyecto y la obra.
- Con la colaboración de un topógrafo y los trabajos de gabinete efectuados, se han obtenido las características topográficas del suelo, alturas sobre el nivel del mar, desniveles, pendientes, y sobre todo el comportamiento de la cuenca hidrográfica, además de su importancia para el dimensionamiento y diseño del proyecto.
- Las características de la ciudad, por su clima, temperatura, datos de intensidad de lluvia, duración y frecuencia de las mismas, niveles máximos y mínimos observados en los cursos de agua, que atraviezan por el área en estudio, servirán además para tener una idea clara de las condiciones previas al estudio.

- Otro de los datos importantes obtenidos, de la descripción de los servicios existentes, es la capacidad de la energía eléctrica, y cabe recalcar que en la ciudad de Junín se tiene una capacidad de hasta 800 kW. distribuidos: en alumbrado público, domiciliario y hasta comercial.
- El estudio de la capacidad económica de la localidad, el ingreso per cápita; por la ocupación de los habitantes, existencia de ganaderías y pequeñas industrias etc. ha permitido obtener, la capacidad de su aporte económico tanto para la ejecución de la obra como para el pago de la tarifa por consumo.

El valor del terreno por metro cuadrado dentro del perímetro del área neta ocupada, es en promedio de 1250 soles oro, a la fecha 5-5-80, y como promedio se calculó que cada vivienda está construida en un promedio de 400 m<sup>2</sup>, por tanto el valor de cada lote será de S/ 500,000 soles oro.

- De la mano de obra disponible para la construcción, se conoce que los jornales promedios son, como para:

Maestros de obra .....	S/ 6,500
Albañil	3,200
Peón	1,550

Los jornales en referencia, son a la fecha 6-5-82

La ciudad de Junín, que está distribuida geográficamente en tres barrios, llamados barrios Mariac, Julca y San Cristobal, es abastecida actualmente por dos sistemas independientes ambos por gravedad y con agua no potable.



La construcción de las obras existentes, se inicició el año 1966, por la junta Nacional de Obras - públicas, posteriormente, las ampliaciones de las redes fueron realizados, por criterio de la pobla ción y con recursos propios de los habitantes. - Las ampliaciones realizadas, fueron con tuberías de diámetros varios e inadecuados, los que reduje - ron la capacidad de flujo con tuberías de diáme - tro menores a las indicados, además que existe un desorden en el dimencionamiento de las tuberías.

#### 2.0.0 ASPECTOS BASICOS PARA EL ESTUDIO DEL SISTEMA AC- TUAL.

El agua es indispensable a la vida del hombre y al desarrollo industrial. Su suministro, en el primer caso, debe ofrecer todas las garantías higiénicas, Para resolver los problemas relativos al abas - tecimiento de agua, es necesario el desarrollo de u na metodología, así como estúdios, en el gabinete, laboratorio y sobre el terreno.

Los datos básicos para el estudio, ya calculados - anteriormente (capítulo II ), se resumen en :

Población Actual = 9,021 habitantes.

Dotación de agua = 150 lit/hab/día.

Coeficientes de Va -  
riación de consumo:

Diario = 1.3

Horario = 1.8

2.1.0. POBLACION CON SERVICIO DOMICILIARIO.- Ante - riormente se ha mencionado, que actualmente la población de junín es abastecida con dos

sistemas independientes, los registros obtenidos, de población servida nos proporcionan los siguientes datos:

I.- BARRIOS: JULCA Y MARIAC.

JIRON, CALLE, AVENIDA	.... Nº .VIVIENDA	SERVICIO DE AGUA	
		... CON CONEXION DOMICILIARIA	SIN CONEXION DOMICILIARIA
Bernardo Alcedo	32	13	19
Jose Olaya	37	24	13
Bolivar	88	42	46
San Martin	74	45	29
Arica	63	36	27
Alfonso Ugarte	30	18	12
Saenz Peña	30	19	11
Ecuador	31	29	2
Colombia	6	6	0
Arenales	14	7	7
Argentina	15	7	8
Ayacucho	47	26	21
De la Torre Ugarte	41	20	21
Bolivia	18	8,	10
Bolognesi	85	55	30
Brasil	17	4	13
Cáceres	32	17	15
Yauli	8	6	2
Ramon Castilla	85	55	30
Cerro de Pasco	49	22	27
M. Cortez	13	9	4
CHacamarca	64	35	29
Espinar	23	12	11

SIGUE...

VIENE...

Jorge CHavez	53	25	28
Sucre	26	13	13
Casacancha	3	0	3
Huancayo	6	3	3
Ferrocarril	56	19	37
Garcilazo de la Vega	5	2	3
Granaderos	58	32	26
Graú	68	23	45
Húsares de Junín	32	8	24
Jauja	7	5	2
G. Miller	73	50	23
Necochea	71	22	49
Paraguay	24	8	16
Pizarro	43	24	19
Rázuri	35	18	17
Suarez	42	24	18
Tarma	18	11	7
Uruguay	24	11	13
Venezuela*	27	23	4
Sin nombre	3	2	1

---

Total	1,576	838	738
-------	-------	-----	-----

---

En Porcentaje	100%	53%	47%
---------------	------	-----	-----

---

Población Servida (Pob/vivien. = 4.652, calculado en 2.5.9)

Con conexión Domiciliaria .....  $838 \times 4.652 = 3,898$  habit.

Sin conexión Domiciliaria  $738 \times 4.652 = 3,433$  habit.

POBLACION SERVIDA TOTAL

7,320

---

II.- BARRIO : SAN CRISTOBAL.

JIRON, CALLE AVENIDA	Nº VIVIENDAS	SERVICIO DE AGUA	
		CON CONEXION DOMICILIARIA	SIN CONEXION DOMICILIARIA
San Cristobal	23	18	5
Rivero	16	15	1
La Mar	22	20	2
Manual Prado	16	16	0
Colombia	5	5	0
Ecuador	20	19	1
Saens Peña	24	23	1
Alfonso Ugarte	40	38	2
Arica	47	45	2
San Martín	51	50	1
Bolivar	55	54	1
José Olaya	26	22	4
Bernardo Alcedo	21	18	3
<b>Total</b>	<b>366</b>	<b>343</b>	<b>23</b>
<b>En Porcentaje</b>	<b>100%</b>	<b>94%</b>	<b>6%</b>
Población promedio/ vivienda calculado en el capítulo - II.2.5.9.....4.652 hab./viv.			
P. con conexión domiciliaria		$343 \times 4.652 =$	1,596 habitan.
P. sin " "		$23 \times 4.652 =$	107 "
<b>POBLACION SERVIDA TOTAL</b>			<b>1,701 "</b>

CONCLUSIONES.- La población de la ciudad de Junín que cuenta con conexiones domiciliarias es de 5,494 habitan.

y la población sin conexión domiciliaría suma, según los datos y cálculos obtenidos en el cuadro anterior, un total 3,540 habitantes. En porcentajes la población con y sin conexión domiciliaria es del 61% y 39% respectivamente.

El 39% de la población, consume el agua en diversas formas; algunos lo hacen de las piletas instaladas en algunos puntos de la ciudad, tal como se indica en los planos de replanteo, otros depositan agua de lluvia, en la época de invierno que le sirve para el lavado de ropa y aseo personal, otros consumen el agua de la vivienda más próxima que tiene conexión domiciliaria, etc. Las enfermedades que pueden presentarse por las condiciones dadas, es a diario un riesgo para la salud, la infección que puede producirse no solo se deberá a la falta de tratamiento del agua que proviene de las fuentes de abastecimiento, sino también a la recontaminación del sistema, en el sistema de distribución por causa de las presiones negativas producido por el servicio inadecuado, en combinación con una deficiente calidad de las aguas.

Los resultados y las apreciaciones obtenidas, nos llevan a buscar la mejora del sistema, de la calidad del agua y

la ampliación de la red de distribución como de los elementos anteriores. Es de importancia capital formular planes para satisfacer lo antes posible las necesidades crecientes de la población. Reduciendo el grado de contaminación, los beneficios que proporcionan, en forma de salud, comodidades (evitar acarrear el agua desde lugares distantes), ahorrar tiempo, esfuerzo y dinero, buscar bienestar, todo ello son de inmediato, las ventajas materiales son incalculables. Los desembolsos, hechos gradualmente, a lo largo de un periodo de años, garantizarán un futuro mejor a las generaciones venideras.

Las conexiones domiciliarias existentes en su mayoría, realizados por el propietario de la vivienda, son instalados, localizados y mantenidos en forma inadecuada, sin precauciones del peligro potencial para la salud o bienestar. Por estas razones, a fin de tener un proyecto integral de saneamiento en lo que se refiere al abastecimiento de agua, es evidente la necesidad de una educación sanitaria programada tanto para la conservación de la calidad del agua, como de la buena distribución y uso de las mismas.

## 2.2.0 CAUDALES DE CONSUMO.

Cada sistema independientemente, presenta condiciones de abastecimiento, una diferente a - la otra. Su evaluación y el cálculo del grado de aprovechamiento será en función directa - entre la oferta o capacidad del sistema y la demanda o el consumo solicitado por los habi-tantes de la ciudad de Junín. Los caudales serán expresados en litros por segundo, para la población, considerando las condiciones más - desfavorables de la demanda, o sea en el caso de que toda la población en épocas de verano tenga como única fuente, el agua de los sistemas existentes, proveniente de las fuentes - que ofertan el mínimo caudal.

En esas condiciones; como el primer sistema abastece actualmente una población de 7,320 habitantes, cabe mencionar que el agua es racionada por sectores, y el consumidor almacena - en recipientes: baldes, lavatorios y otros, - el segundo sistema lo hace para una población de 1,701 habitantes.

## CAUDALES DE CONSUMO ACTUAL

SITEMA N°	1	2
ZONA	BARRIOS: MARIAC Y JULCA	BARRIO: SAN CRISTOBAL
POBLACION ACTUAL	7,320	1,701
DOTACION lit./hab./dfa.	150	150
CAUDAL PROMEDIO lit./seg. (Qp)	$\frac{7,320 \times 150}{86,400} = \underline{\underline{12.708}}$	$\frac{1,701 \times 150}{86,400} = \underline{\underline{2.953}}$
CAUDAL MAXIMO DIARIO lit./seg. (Qmd)	$12.708 \times 1.3 = \underline{\underline{16.521}}$	$2.935 \times 1.3 = \underline{\underline{3.839}}$
CAUDAL MAXIMO HORARIO lit./seg. (Qmxx)	$12.708 \times 1.8 = \underline{\underline{22.875}}$	$2.953 \times 1.8 = \underline{\underline{5.315}}$
VOLUMEN DE REGULACION (SOLO POR VARIACION DE CONSUMO) M3.	$\frac{7,320 \times 150 \times 0.23}{1,000} = \underline{\underline{253}}$	$\frac{1,701 \times 150 \times 0.23}{1,000} = \underline{\underline{59}}$



### 3.0.0 DESCRIPCION Y EVALUACION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

Antes de iniciar la descripción y evaluación de cada elemento de los sistemas presentados, podemos ver en el plano de replanteo, N°1 y 2, que ambos sistemas hacen uso de la misma fuente de captación alimentando a los reservorios respectivos de diferentes maneras, también puede observarse que el primer sistema tiene como fuente de captación el "Manantial Añaspuquio".

Esta distribución y disposición de cada elemento de los sistemas presentados fueron realizados, después de la construcción de la primera obra, por la Junta Nacional de Ministerio de Salud.

Inicialmente se construyó el sistema N°1, con la captación de agua del manantial Añaspuquio, pero luego, dicho manantial no ofertaba el caudal que se necesitaba, ya que el consumo era mucho mayor que la oferta.

Además inicialmente solo se conocía los barrios Julca y Mariac, el barrio San cristobal se constituyó en los años posteriores.

Por tanto la demanda por consumo de agua, fue cada día mucho mayor. Los habitantes de la ciudad de Jumín, en vista de la necesidad presentada, optaron por captar el agua del río Tambo, en las condiciones y características que se describirán en las páginas siguientes.

#### 3.1.0 SISTEMA N°1

Comprende una captación, líneas de conduc -

ción, pozo de almacenamiento o sedimentador - de partículas en suspensión, un reservorio de 100 M3. de capacidad, una línea de aducción y las redes de distribución.

### 1.-CAPTACION

Comprende de 2 fuentes de captación:

#### A) Manantial Añashpuquio.-

UBICACION.- Se encuentra al sur de la ciudad de Junín, a 4.5 Km. aproximadamente, la tapa de la caja de captación está en la cota 4, 118.5 m.s.n.m., muy próxima a la carretera de Junín a la Oroya.

DESCRIPCION.- La captación del manantial fue realizada con una caja de concreto, 1:3:2, tanto para las paredes como las estructuras complementarias, tarrajado con una mezcla 1:2 y un impermeabilizante. Las partes de la caja son: el cuerpo mismo, una tapa de inspección de concreto, tubos de rebose, de salida a la línea de conducción, Las dimensiones de las partes: el cuerpo es de 1.0 x 1.0 por 1.75 metros de altura, y 0.20 m. de altura de la base del cimiento, las paredes laterales son de 0.1 m. de espesor y el techo de 0.07m. de espesor. La tapa de inspección es de 0.6 x 0.6 m2. y el espesor de 0.07m. Las tuberías de rebose y salida a la línea de conducción son de 8" de diámetro y de fierro.

CAPACIDAD.- Dicho manantial, oferta un -  
caudal mínimo de 8 lit./seg., el aforo fué  
realizado en época de sequía, de los 3 -  
lit./seg. abastecen a la hacienda CHin -  
chausiri, para alimentar a un campamento  
de los trabajadores, y fabricación de man-  
tequilla, queso y otros, y 5 lit./seg. en  
trega a la línea de conducción. El nivel  
de agua depositada en la caja está en la  
cota 4,117.3 m.s.n.m.

GRADO DE APROVECHAMIENTO.- Se ha visto en  
las líneas precedentes, la oferta del ma-  
nantial en 5 lit./seg. y el cuadro, del -  
presente capítulo, c.2.2.0.A, se observa  
que el sistema para la población actual -  
demanda un consumo de 16.521 lit./seg.  
Por tanto dicho manantial solo cubre el -  
30% de la demanda actual.

B) Rio Tambo.

UBICACION.- Corre por el Este de ciudad a  
a 2.5 Km. aproximadamente. Está en la cota  
4,185 m.s.n.m.

DESCRIPCION.- La captación del río Tambo-  
fue realizada, en la forma más simple, con  
derivación del curso del río, con piedras  
de hasta 1.5m de diámetro, superpuestas -  
unos sobre otros. Al ingreso del canal de -  
conducción se encuentra una compuerta de -  
madera maciza, el cual permite regular el  
caudal de ingreso, sus dimensiones son del

tamaño del borde o perímetro de la sección - del canal, de 0.55m. x 0.8 m. de altura, y está sujeta en el borde del canal. Existe una persona encargada del cuidado y mantenimiento del sistema; una de las funciones es mantener en condiciones apropiadas la captación del agua tanto en épocas de verano como de invierno.

CAPACIDAD.- En el punto de toma de agua del río Tambo, se han encontrado por aforo, un caudal mínimo de 60 lit./seg. en época de - verano o de sequía, por lo que puede considerarse como un valor de oferta de caudal. Sin embargo, recordaremos que el análisis - de agua realizada nos indica que contiene - impurezas, haciéndola no potable. En lo referente a la cantidad disponible se considera un caudal suficiente para abastecer a to da la población.

GRADO DE APROVECHAMIENTO.- En las condiciones de diseño precarias, e insalubres para el consumo humano, en la actualidad, el río Tambo, en su captación, cubre la demanda de consumo de la población. Pero con el como - el diseño de la captación, no es apropiado se considera como un elemento provisional, pendiente de construcción.

## 2.-LINEA DE CONDUCCION.

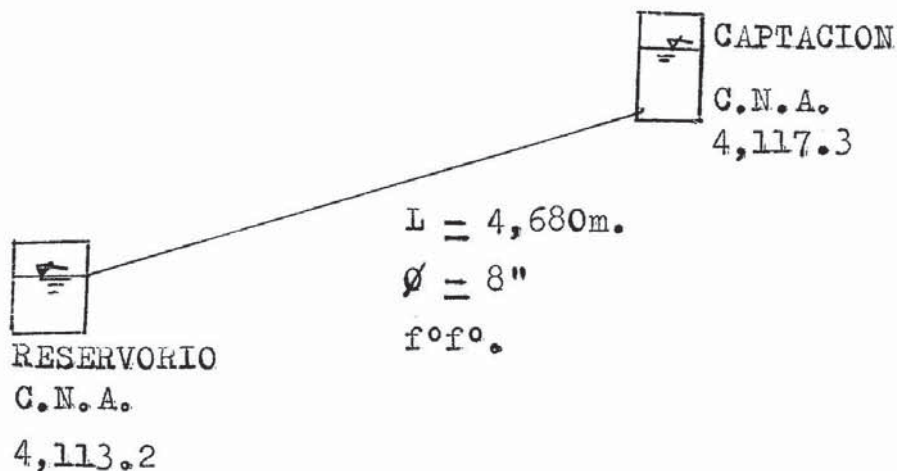
En consecuencia de lo anterior, también plantearemos, los dos tipos de líneas de conducción existentes:

A) Conducción por Tubería.

UBICACION.- En el plano N°2, puede observarse la línea de conducción, que une el manantial Añaspuquio y el reservorio de 100 M3. - las zonas que cruzan las tuberías, son de una topografía casi plana, con pendiente suave.

DESCRIPCION.- A lo largo en su longitud total la tubería está diseñado con 8" de diámetro de material f°f°. Tiene una longitud total de 4,680 metros. En muchos tramos de la tubería se encontraron fisuras, parte de ellas se encuentran en la superficie expuestas.

CAPACIDAD.- El diseño de la línea de conducción, por la topografía del suelo, con ligera pendiente se esquematiza así:



Con  $h = 4.1$  m,  $L = 4.68$  Km.  $S = 0.876$  m./Km.

La capacidad de la línea de conducción es:

La constante C para esta tubería es  $C = 94$  valor calculado en el cuadro en el cuadro siguiente N° III. 3.l.O.A. elaborado por los funcionarios de la I.B.M. de Colombia, publicado por Jorge Arboleda Valencia. ACODAL.

VALORES DEL COEFICIENTE C SEGUN LOS DATOS ANALIZADOS POR IIAZEN WILLIAMS.  
TUBOS DE HIERRO FUNDIDO (\*\*\*)

Años	0.10 4"	0.15 6"	0.20 8"	0.25 10"	0.30 12"	0.35 14"	0.40 16"	0.45 18"	0.50 20"	0.60 24"	0.75 30"	0.90 36"	1.05 42"	1.50 60"
00(**)	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
0	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130
5	117	116	116	120	120	120	120	120	120	120	121	122	122	122
10	106	106	108	110	110	110	111	112	112	112	113	113	113	113
15	86	100	102	103	103	103	104	104	105	105	106	106	106	106
20	88	93	94	96	97	97	98	98	98	98	98	98	98	98
25	81	86	89	91	91	91	92	92	93	93	94	94	94	95
30	75	80	83	85	86	86	87	87	88	88	88	88	88	88
35	70	75	78	80	82	82	83	83	85	85	85	85	85	88
40	64	71	74	76	76	76	76	76	77	77	78	78	78	84
45	60	67	71	73	75	76	76	76	77	78	78	79	80	81
50	58	63	67	70	71	72	73	73	74	75	76	76	76	78

(\*\*) El valor de 140 correponde al inicio del funcionamiento de líneas muy bien ejecutadas, con tubos de buena calidad.

(\*\*\*) Para tuberías de acero:

- Con juntas "Lock-bar": adoptar los mismos coeficientes indicados para los tubos de hierro fundido.
- Soldados: Tomar como valores de C los valores indicados para tubos de hierro fundido 5 años más viejos.
- Tomar como valores de C los valores indicados para tubos de hierro fundido 10 años más viejos.
- Con revestimientos especiales: admitir 130.

$$S = 0.876 \text{ ‰}$$

$$\varnothing = 8''$$

El caudal con capacidad de conducir es:

$$Q = 0.0004266CD^{2.63}S^{0.54}$$

Remplazando valores,

$$Q = 0.0004266 \times 94 \times 8^{2.63} \times 0.876^{0.54}$$

$$Q = 8.856 \text{ lit./seg.}$$

( también puede calcularse directamente con el monograma adjunta en la página siguiente.)

La velocidad del caudal es :

$$V = 0.00084191 \times 94 \times 8^{0.63} \times 0.876^{0.52}$$

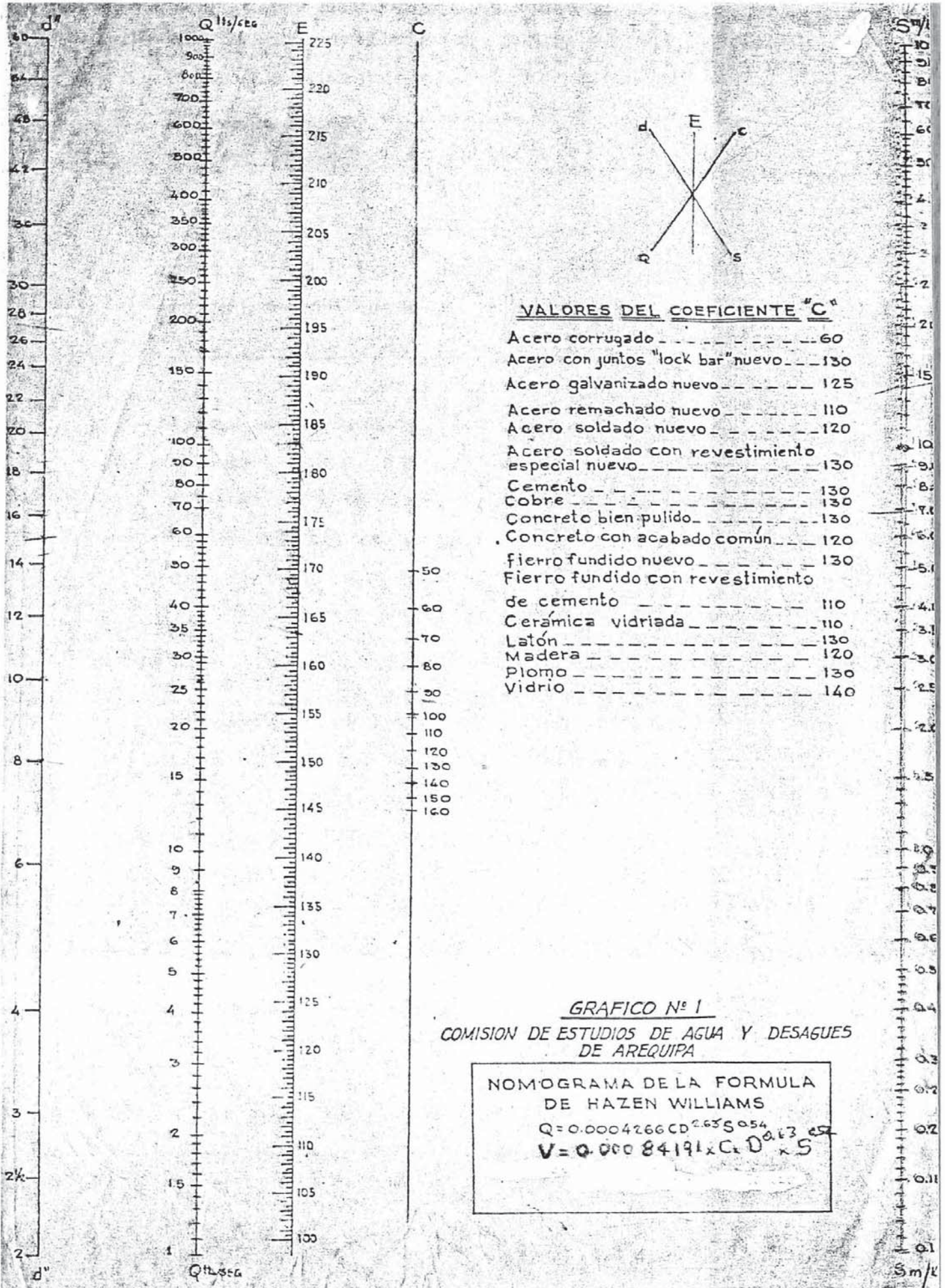
$$V = 0.261 \text{ m./seg.}$$

En las condiciones del diseño instalado, la capacidad de las tuberías para conducir el caudal es de 8.856 lit./seg., a una velocidad de 0.261 m./seg., menor que la velocidad recomendable, por la poca pendiente, si se compara con la velocidad mínima recomendable que es 0.6m./seg.

El manantial oferta un caudal de 5 litros/seg., caudal que debería ser conducido por las tuberías, sin embargo en el tramo final de entrada al reservorio, llega sólo 0.005 lit./seg.

Ahora bien, la población demanda un caudal máximo diario actual de 16.521 lit./seg., para el diseño de la línea de conducción.

En resumen, primero por la observación insitu, se reconoce que la tubería de conducción se encuentra en mal estado físico, además de encontrar fisuras por quebrantamiento, en las tuberías se



VALORES DEL COEFICIENTE "C"

Acero corrugado	60
Acero con juntos "lock bar" nuevo	130
Acero galvanizado nuevo	125
Acero remachado nuevo	110
Acero soldado nuevo	120
Acero soldado con revestimiento especial nuevo	130
Cemento	130
Cobre	130
Concreto bien pulido	130
Concreto con acabado común	120
Fierro fundido nuevo	130
Fierro fundido con revestimiento de cemento	110
Cerámica vidriada	110
Latón	130
Madera	120
Plomo	130
Vidrio	140

GRAFICO Nº 1

COMISION DE ESTUDIOS DE AGUA Y DESAGUES DE AREQUIPA

NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE HAZEN WILLIAMS

$$Q = 0.0004266 C D^{2.63} S^{0.54}$$

$$V = 0.00084191 \times C \times D^{0.848} \times S^{0.472}$$



encuentran partículas sedimentadas, que probablemente son consecuencia de la baja velocidad de conducción. En las condiciones presentadas y analizadas se encuentra que la tubería de conducción tiene solo una capacidad de 0.005 lit./seg, y si relacionamos con la demanda total actual para dicho sector se consigue cubrir el 0.3% del consumo total máximo diario actual.

GRADO DE APROVECHAMIENTO. En la actualidad prácticamente no se toma en cuenta la utilidad de esta línea de conducción, por las razones ya estudiadas haciendo notar, que la vida de éste material se estima en 20 a 25 años, del año 1962 al presente ya transcurrieron 18 años, por lo que el material queda sujeto a unas pruebas de resistencia y otros, a fin de poderse reutilizar en el nuevo proyecto.

#### B) Conducción por Canal.

UBICACION.- El replantéo que se muestra en la lámina N°2, muestra el canal de conducción, desde la toma del río Tambo hasta el pozo de almacenamiento denominado sedimentador de 150 M3. de capacidad. - El canal se inicia en la cota 4,151.0 m.sn.m., cruza un suelo rocoso, bordeando un cerro del valle.

DESCRIPCION.- El canal tiene una longitud aproximada de 2,400 metros, la sección es casi uniforme, con un promedio de 0.5 m. de ancho por 0.8 m. de altura, todo el perímetro es del propio suelo, de tipo arcilloso, partes rocoso y suelo de tipo limonita. Por los terrenos inmediatos, los animales be

ben del agua del canal en estudio.

CAPACIDAD.— El canal construido con el diseño — que presenta, tiene la siguiente capacidad:

A partir de los datos: ancho(b) = 0.5, h = 0.8m. pendiente (S) = 0.01417 m./m., y el talud del canal (z) = 0.

Suponiendo un flujo de movimiento uniforme permanente y de un tirante normal, Maning dedució:

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots(I)$$

Siendo:

$$A = (b + zY) \times Y$$

$$R = (b + zY) \times Y / b + 2y \sqrt{1 + z^2}$$

Remplazamos:

$$Q = \frac{(0.5Y) \left( \frac{0.5Y}{0.5 + 2Y} \right)^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots(II)$$

Los valores de n e Y :

$$n = (n_0 + n1 + n2 + n3 + n4) \times m5$$

Vease cuadro de Crowan, o tabla para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n, para canales.

$$n = (0.028 + 0.010 + 0.005 + 0.015 + 0.015) \times 1.1$$

$$\underline{n = 0.0803}$$

El tirante Y, dato encontrado, y el vorde libre

Superficie del Canal	Tierra	$n_0$	0.020
	Roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la Sección	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010 - 0.015
Efecto de la Obstrucción	Despreciable	$n_3$	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Bajo	$n_4$	0.005 - 0.010
	Medio		0.010 - 0.025
	Alto		0.025 - 0.050
	Muy alto		0.050 - 0.1
Intensidad de Meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

TABLA DE COWAN PARA DETERMINAR LA INFLUENCIA DE DIVERSOS FACTORES SOBRE EL COEFICIENTE  $n$

de 0,30 m. luego:

$$Y = 0.80 - 0.30$$

$$Y = 0.50 \text{ m.}$$

Remplazando valores en (II), la capacidad máxima de conducción del canal construido es:

$$\underline{Q = 112.219 \text{ lit./seg.}}$$

Pero, actualmente por el canal pasa:

datos  $b = 0.13 \text{ m.}$

$$n = 0.0803$$

$$S = 0.01417 \text{ m./m.}$$

Remplazando en (II), el caudal que fluye por el canal es:

$$\underline{Q = 18.704 \text{ lit./seg.}}$$

Además, según aforos realizados en el canal se obtiene:

$$V_{\text{media}} = 0.32 \text{ m./seg.}$$

$$A = 0.065 \text{ m}^2.$$

$$\underline{Q = 20.800 \text{ lit./seg.}}$$

El promedio de estos dos últimos caudales encontrados es  $Q = 19.752 \text{ lit./seg.}$ , que vendría a ser el caudal que conduce el canal.

La demanda de la población, para los 7,320 habitantes es de  $Q = 16.521 \text{ lit./seg.}$  ( ver cuadro III. 2.2.0.A.)

GRADO DE APROVECHAMIENTO.-La capacidad del canal es para conducir hasta 112.219 lit./seg. y en la actualidad se observa que solo conduce 19.752 lit./seg., pero la demanda es de 16.521 lit./seg. valor mucho menor, el canal cubre la demanda.

### 3.0.0 SEDIMENTADOR.

Es un elemento adicional que construyó la población, con la finalidad de regular manualmente el caudal de ingreso al reservorio y además, en épocas de lluvia es usado como sedimentador de las partículas suspendidas que existen en el agua.

UBICACION.— Se encuentra ubicado en la cota 4,151 m.s.n.m. a 424 metros arriba del reservorio de 100 M<sup>3</sup>. ( véase plano de replanteo).

DESCRIPCION.— El pozo, tiene aproximadamente 15 m. de diámetro y 1.5 m. de profundidad, los bordes son taludes de la misma tierra de arcilla, el fondo es un suelo prácticamente impermeable. En el pozo viven algunas especies como batracios e insectos, las cuales no son controlados, se ha descuidado es aspecto de sanidad del agua de consumo.

CAPACIDAD.— El volumen de almacenamiento del pozo o sedimentador es de 150 M<sup>3</sup>, contribuye a la capacidad de almacenamiento del reservorio en las variaciones de consumo para cubrir la demanda de la siguiente población:

150,000 lit. = 4,348 habitantes.

150x0.23

GRADO DE APROBECIAMIENTO.— En las condiciones presentadas anteriormente tal como fueron des-

POZO EXISTENTE. PERSONAL CONTROLA LA SALIDA DE AGUA.



RESERVOIRIO DE 100 M3. FRENTE A LOS BARRIOS JULCA Y MARIAG



09.6.5.80

critas, el pozo de almacenamiento además de servir como un elemento de sedimentación de las partículas en suspensión en el agua, es usado como un elemento de almacenamiento para regular las variaciones diarias de consumo.

Se puede observar en el cuadro II.c.2.2.A, que para el sistema N°1, actualmante necesita un volumen de regulación por variación diaria de consumo de 253 M3.

En conclusión, el pozo de almacenamiento, no es un elemento del sistema con condiciones sanitarias de diseño, pero sin embargo contribuye en la eliminación de las partículas suspendidas y en la regulación de las variaciones de consumo.

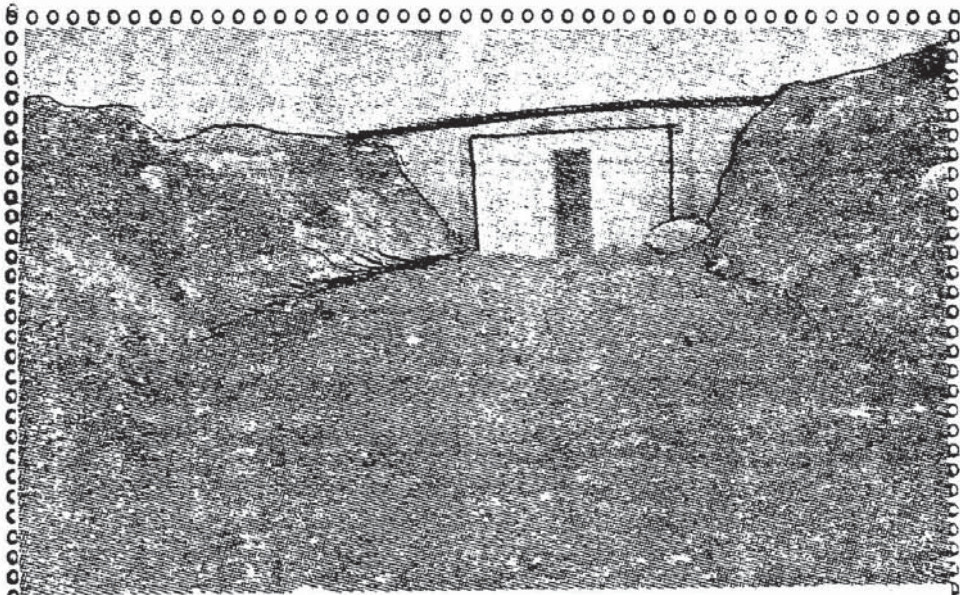
#### 4.- RESERVORIO DE 100 M3. Y CASETA DE VALVULAS.

UBICACION.- Se encuentra ubicado después del pozo mencionado anteriormente, la cota del techo del reservorio es 4,113.50 m.sn.m. está instalado en el cerro San Cristobal, frente a la ciudad.

DESCRIPCION. El reservorio es de forma circular, de concreto con resistencia de  $f_c = 175$  Kgr./cm<sup>2</sup> la pared tiene un espesor de 0.25 y la base de 0.20 m. el techo un espesor de 0.10 m.

En el techo se dispone de tubos de ventilación de f°f°. de Ø4" y una entrada de inspección con su respectiva escalera y tapa de concreto de 0.7m de diámetro. Las entradas de agua son por la parte lateral superior del reservorio. Vease plano de replanteo N°2.

La cámara de válvulas de 2.5 x 2.5 metros de base por 2.45 metros de altura, con sus respectivos ci



### RESERVORIO INSUFICIENTE

JUNIN, (Correc).— El antiguo reservorio de agua potable ya resulta insuficiente para proveer el líquido elemento ante el constante aumento de la población, produciéndose la continua escasez del agua. (Foto: Antenor A. go M.).

J.10.2.82



mientos de 0.25 x 0.20 m. de profundidad, de concreto simple de 1:3:6 y 40% de piedra grande, el sobrecimiento de 0.25x0.50m. El techo es aligerado de 0.15 m. de espesor, las paredes son de ladrillo de 0.25m. de ancho.

La cámara de válvulas contiene, dos únicas válvulas de control, una para el control de la alimentación de agua a la red pública y otra válvula de la tubería de desague del reservorio, ambos de f°f°. de Ø 8". Las válvulas prácticamente se encuentran enterradas a consecuencia del ingreso a la caseta, de aguas de lluvia, lodos y otros. La tubería de rebose del reservorio hace conexión directa con la tubería de desague.

#### CAPACIDAD DEL RESERVORIO.

Tal como se mencionó anteriormente, el reservorio tiene una capacidad de almacenamiento de 100 M3. según los datos estudiados de cálculos de volumen de almacenamiento, dicho reservorio solo cubre el 39.5% de la demanda para la población actual.

GRADO DE APROVECHAMIENTO.—La demanda del sistema para los 7,320 habitantes es de 253 M3. y por incendio 108 M3. lo que hace un total de 341 M3.

$$253 \neq \frac{7,320}{9,091} \times 108 = 253 \neq 88 = 341 \text{ M3.}$$

El reservorio es aprovechado en un 100% de su capacidad, pero es insuficiente para la demanda actual de la población.

## 5.- LÍNEA DE ADUCCIÓN Y REDES DE DISTRIBUCIÓN.

Las tuberías de conducción y las redes, hacen un solo elemento para el abastecimiento, en este caso particular, a los barrios Mariac y Julca. El recorrido del sistema es, del inicio de la línea de aducción en el reservorio de 100 M<sup>3</sup>., hasta el encuentro del circuito en la calle o jirón Miller, - la red matriz continúa por el jirón, José de la Torre Ugarte, Jr. Miguel Grau y Jr. Alfonso Ugarte. En la red matriz se observan dos válvulas de seccionamiento ubicados el primero en la esquina entre el Jr. Miller y A. Ugarte y la otra en la esquina de los jirones M.Grau y Jr. J.de la Torre Ugarte. El circuito de la red encierra 30 manzanas y abastece con conexión domiciliaria a las viviendas, con subrramales partiendo de la tubería matriz. De una u otra forma, en la actualidad 7,320 habitantes hacen uso del sistema instalado.

DESCRIPCIÓN.- La línea de aducción está diseñada - con tubería de f°f°. de 8" de diámetro, en una longitud de 520 metros aproximadamente, parte en la cota del reservorio de 4,113 m.s.n.m. y termina en la cota 4,102.56.

Red de distribución.- En su totalidad la tubería - matriz es de f°f°. de 8" de diámetro, en una longitud de 2,170 metros, los ramales varían tanto en diámetro y material tal como se indica a continuación:

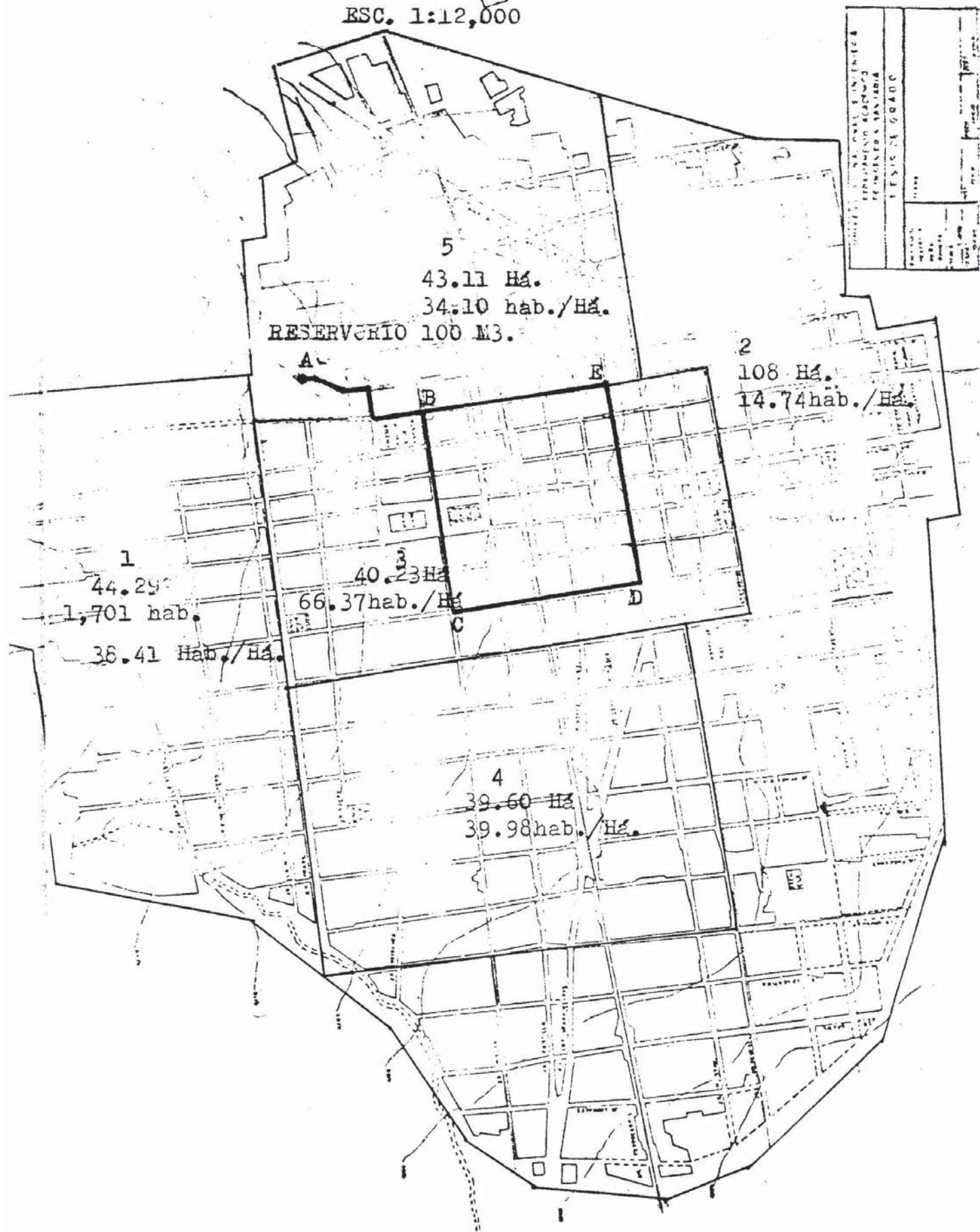
DIAMETRO (pulgadas)	LONGITUD DE TUBERIAS (metros)			AÑO DE INSTALACION
	f°f°.	A.C	f°.G°.	
8	2,170	-----	-----	1966
4	-----	9,100	-----	1966
4	-----	1,100	-----	DESPUES DE 1970
3	-----	1,018	-----	"
2	-----	-----	1,800	"
1	-----	-----	125	"

Las tuberías de 1" y 2" fueron instalados por - la población hasta 100 metros de longitud para alcanzar a dos o más conexiones domiciliarias. Por las tuberías mencionadas fluye el agua con presiones que se indicará posteriormente. Se - observa en la red, tuberías expuestas o de poca profundidad de instalación, algunas por el movimiento de tierra que se ha ejecutado en la nivelación de las calles. En el nuevo proyecto proyecto debe contemplarse la corrección respectiva.

Es importante conocer el tiempo de vida útil de estos materiales, por ejemplo para las tuberías de f°f°. se estima una vida útil de 25 años, para las de A.C. de 30 a 50 años.

RED EXISTENTE. DENSIDAD ACTUAL.

SISTEMA Nº1  
E.S.C. 1:12,000



CALCULOS HIDRAULICOSLINEA DE ADUCCION .-Tramo A-B

Caudal de diseño:

$$Q = 12.178 \text{ lit./seg.}$$

Constante C :

$$C = 102$$

Diferencia de nivel :

$$H_{A-B} = 4,113.00 - 4,102.56 = 10.44 \text{ m.}$$

Diámetro de tubería instalado:

$$D_{A-B} = 8 \text{ (pulg.)}$$

Pérdida de carga:

$$hf = \frac{12.178^{1.85} \times 0.428}{5.813 \times 10^{-7} \times 102^{1.85} \times 8^{4.48}} = 1.30 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica :

$$S_{A-B} = 1.30/0.428 = 3.04 \text{ m./Km.}$$

Velocidad del agua en el tramo :

$$V = 0.0008191 \times 102 \times 8^{0.63} \times 3.04^{0.54}$$

$$V_{A-B} = 0.58 \text{ m./seg.}$$

Presión en B :

$$P_B = 10.44 - 1.3 = 9.14 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en B :

$$CP_B = 4,102.56 + 9.14 = 4,111.70$$

RED DE DISTRIBUCION

DESCRIPCION	POBLACION	CAUDAL MAXIMO ANUAL DE LA DEMANDA HORARIA.
1) Consumo por la población con conexión domiciliaria.	3,898	12.178 lit./seg
2) Consumo por la población actual.	7,320	22.875 lit./seg

1) CONDICION N°1, 2) CONDICION N°2 .

En las dos condiciones presentadas, se harán los cálculos de las presiones en la red. De ahí se fija, cuanto menor o mayor es la capacidad del sistema, teniendo en cuenta que los valores de los caudales son de la demanda por consumo actual.

La constante C puede obtenerse de diversas maneras por ejemplo:

Partiendo de la fórmula de Hazen y Williams,

$$V = 0.355 C D^{0.63} \times J^{0.54} \dots\dots\dots (I)$$

donde:

$$J = \frac{\text{Cota Piez. (B)} - \text{Cota Piez. (A)}}{\text{Distancia (A-B)}}$$

D = Diámetro de la tubería. Pulgadas.

$$V^2 = 2g H_d ( D_1 - D_{H_2O} )$$

D<sub>1</sub> = Densidad del tetracloruro de carbono usado como indicador en el piezómetro diferencial.

D<sub>H<sub>2</sub>O</sub> = Densidad del agua.

H<sub>d</sub> = Altura diferencial en el piezómetro.

Despejando C y remplazando valores se obtiene la constante.

Para tuberías de f°.f°. la constante C en función de los años de uso se tiene en el cuadro N° C.III.3.1.0.A :

Del año 1966 al año 1980 son 14 años, para las tuberías de f°.f°. de Ø 8".

$$C = 102$$

Con los datos obtenidos, se calcula los caudales y presiones en los diferentes tramos del circuito, por lo que se empleará el método de HARDY CROSS. Para conseguir aquello se hace uso nuevamente la fórmula de Hassen y William:

$$H = \frac{1.72 \times 10^6 \times L}{C^{1.85} \times D^{4.48}} \times Q^{1.85} \dots \dots \dots (II)$$

donde:

C = Costante

D = Diámetro de la tubería en pulgadas.

L = Longitud del tramo en kilómetros,

H = Pérdida por fricción en metros.

$$K = (C^{1.85} \times D^{4.48})^{-1} \times 1.72 \times 10^6$$

$$H = K \times L \times Q^{1.85} \quad y$$

$$\Delta Q = \frac{-\sum H}{1.85 \times \sum H/Q}$$

Cálculos de la Primera condición.-

$$Q = 12.178, C = 102, \varnothing = 8"$$

Haciendo uso de la fórmula N° (II), con los datos conocidos se obtiene el cuadro N° III.5 O.O.A.

O sea esta primera condición será para cuando el consumo del agua sea sólo por las personas que disponen de conexión domiciliaria.

CAPACIDAD Y COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA.- Para la evaluación completa del sistema es necesario conocer los máximos y mínimos caudales que fluyen por las tuberías instaladas, y así, las presiones en cada punto de una conexión domiciliaria, a fin de comparar con las presiones mínimas y máximas recomendadas, de 10 a 50 metros respectivamente.

Con la pendiente disponible, las tuberías instaladas con sus diámetros respectivos darán la capacidad disponible de la red para el abastecimiento, comparando con la demanda de la población y la oferta del caudal podremos tener una conclusión del comportamiento real de la red.

Se observan diversos comportamientos:

- En las horas de mínimo consumo, tubería llena con mayor presión estática.
- En horas de máximo consumo, con carga dinámica y estática, mayor trabajo de las tuberías por fricción.
- En horas de consumo solo por la población con conexión domiciliaria.
- En horas de consumo de toda la población. y
- Otros.

Por ejemplo los probables caudales que pueden fluir por las redes son:



- Factor máximo horario (qmh.)- denominado así, por que expresa la cantidad de agua que consume un habitante en la hora de máximo consumo.

$$\text{qmh.} = \frac{\text{Gasto Máximo Horario}}{\text{N}^\circ \text{ habitantes}} = \frac{12.178 \text{ lit/hab.}}{3,898 \text{ hab.}}$$

$$\text{qmh.} = \underline{\underline{3.125 \times 10^{-3} \text{ lit.}}}$$

TRAMO	AREA Há	DENSIDAD hab./Há.	POBLACION SERVIDA	Qmh. PARCIAL lit/seg	Qmh. TOTAL lit./seg
B-C	11.49	66.37	763	2.384	2.384
C-D	7.40	66.37	491	1.534	
	19.00	39.98	760	2.375	3.909
D-E	11.49	66.37	763	2.394	2.384
E-B	9.85	66.37	654	2.043	
	13.72	34.10	467	1.458	3.501

Los caudales de escurrimiento por cada tramo, según la demanda de la población, inicialmente sería:

TRAMO	B-C	C-D	D-E	E-B
CAUDAL (Q) lit./seg.	6.293	3.909	2.384	5.885

Los reajustes en los valores de los caudales, de acuerdo al comportamiento hidráulico, conociendo los diámetros de las tuberías, la constante C de corrosión y longitud de las tuberías, por el método de HARDY CROSS se tendrá:

C.III.5.0.0.A.

TRAMO	L	Q	H	H/Q	
B-C	0.446	6.052	0.3712	0.06130	
C-D	0.430	2.952	0.0948	0.03211	$\Delta Q = \frac{-0.0002}{1.85 \times 0.187}$
D-E	0.452	3.126	0.1108	0.03550	$\Delta Q = -0.0005$
E-B	0.417	6.126	0.3550	0.05790	
A-B	0.428	12.178	1.2988		

PUNTO	DIAMETRO	CAUDAL	COTA TERRENO	P. ESTATICA	P. DINA.	C/PIEZ.
A	8"	12.178	4113.00			4113.00
B	8"	6.052	4102.56	10.44	9.14	4111.70
C	8"	2.952	4100.89	12.11	10.44	4111.33
D	8"	3.126	4094.86	18.14	16.38	4111.24
E	8"	6.126	4095.15	17.85	16.20	4111.35

VELOCIDAD = en metros/segundo.

L = en Kilometros.

Q = lit./seg.

H = en metros.

Cotas = m. sn.m.

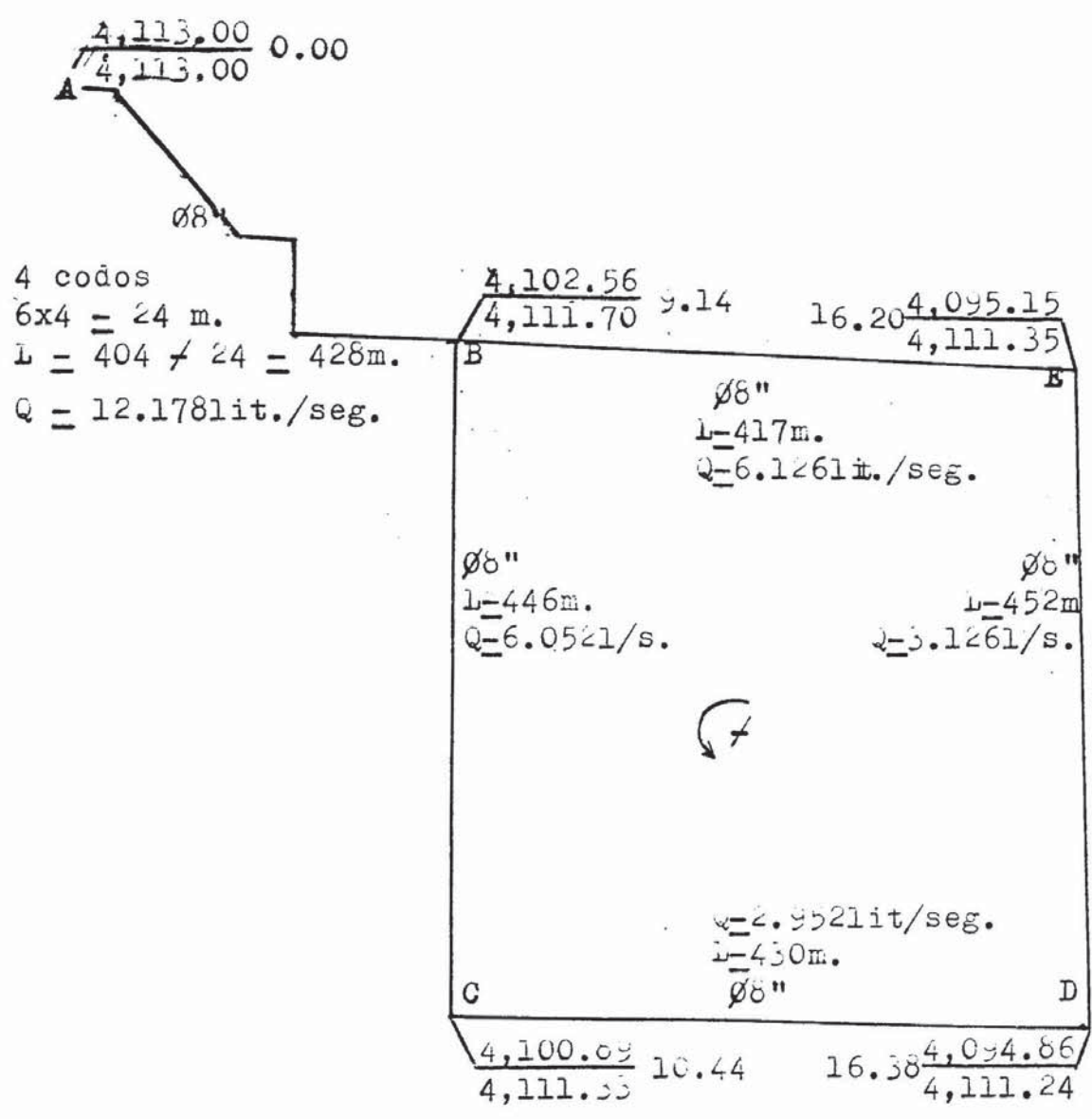
Presión Estatica = en metros.

Presión Dinámica = en metros.

TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-B
VELOCIDAD	0.4	0.2	0.1	0.1	0.2

COTA TERRENO  
 COTA PIEZOMETRICA PRESION D.

$\frac{m.s.n.m}{m.s.n.m}$  metros.



SISTEMA N°1. RED EXISTENTE. BARRIOS JULCA Y MARIAC.

TUBERIA TRONCAL

Cálculos de la segunda condición.-

$$Q = 22.875 \text{ lit./seg.}, C = 102, \phi(s) = 8''$$

O sea, el comportamiento de la red se estudiará cuando el consumo sea por la población actual - del sector, de 7320 habitantes.

Haciendo los cálculos, en forma similar al caso anterior se tendrá:

- Factor Máximo Horario (qmh).-

$$qmh = \frac{22.875 \text{ lit./seg}}{7,320 \text{ hab.}}$$

$$qmh = 3.125 \times 10^{-3} \text{ lit./seg./hab.}$$

TRAMO	AREA Há.	DENSIDAD Hab./Há.	POBLACION	Qmh PARCIAL lit./seg	Qmh. TOTAL lit/seg	CAUDAL TRAMO lit/seg.
B-C	11.49	66.37	763	2.384		
	30.02	39.98	1200	3.750	6.134	11.356
C-D	7.40	66.37	491	1.534		
	9.58	39.98	380	1.188		
	54.00	14.74	800	2.500	5.222	5.222
D-E	11.49	66.37	763	2.384		
	54.00	14.74	1800	2.500	4.884	4.884
E-B	9.85	66.37	653	2.041		
	43.11	34.10	1470	4.594	6.635	11.875
<b>TOTAL</b>	<b>230.94</b>		<b>7320</b>		<b>22.875</b>	

Los caudales en cada tramo que esurre por la tubería, mos trado en la columna 7 del cuadro anterior, son calculados

en función a la demanda de consumo, sin embargo a fin de encontrar el equilibrio del sistema en el circuito, se reajustan los caudales usando el Método HARDY CROSS.

TRAMO	L	Q	H	H/Q	Q	H	H/Q
B-C	0.446	11.356	1.1893	0.1047	11.239	1.1667	0.1038
C-D	0.430	5.222	0.2724	0.0522	5.105	0.2612	0.0512
D-E	0.452	-4.884	-0.2530	0.0518	-5.001	-0.2643	0.0528
E-B	0.417	-11.519	-1.1416	0.0991	-11.636	-1.1632	0.0910
			$\Delta Q = - 0.117$		$\Delta Q = 0.00072$		

Las condiciones hidráulicas serán :

PUNTO	DIAMETRO	CAUDAL	COTA TERRENO	PRESION ESTATICA	PRESION DINAMICA	COTA PIEZO METR.	VELOCIDAD.
B-C	8"	11.239	4102.56	10.44	6.27	4108.8	0.35
C-D	8"	5.105	4100.89	12.11	6.77	4107.7	0.16
D-E	8"	5.001	4094.86	18.14	12.54	4107.4	0.15
E-B	8	11.636	4095.15	17.85	12.52	4107.7	0.36

GRADO DE APROVECHAMIENTO..-De las condiciones hidráulicas probables que puede presentarse en el sistema - de los casos planteados arriba, se observa que las presiones en el primer caso puede considerarse aceptable, pero en el segundo caso las presiones en los puntos B y C son

de hasta 6.27 y 6.77 metros, respectivamente, - las que se consideran por debajo de los recomendable, y esto sucede cuando fluye mayor caudal por la tubería comparado entre las dos condiciones que se presenta en momentos dados de consumo por la población.

Las velocidades en los dos casos son menores de 0.60 m./seg., lo cual es un factor desfavorable en el comportamiento hidráulico del circuito ya que permite la sedimentación de partículas que arrastra el agua por la tubería.

De las condiciones presentadas se observa que - el sistema, así diseñado y construido puede abastecer de agua a la población con la presión minima requerida, solo a las viviendas con conexión domiciliaria o sea a 3,898 habitantes. Conciderando que las velocidades no están dentro de los límites recomendables, la red es aprovechada en el máximo de su capacidad, pero si se daría mayor presión se aprovecharía aún más.

### 3.2.0 SISTEMA N°2.

El segundo sistema que abastece solo al barrio San Cristobal, comprende una captación del canal de conducción del primer sistema, por bifurcación, un reservorio de 60 M3., línea de aducción y red de distribución. Véase plano N° 2 de replanteo.

#### 1.- CAPTACION

UBICACION Se encuentra a pocos metros del pozo de tierra, la captación se hace del canal de conducción del sistema estudiado anteriormente. La desviación del canal se consigue con la interrupción del canal con piedras pesadas sueltas.

CAPACIDAD.- Se logra desviar hasta 3.9 lit./seg. según aforos realizados in-situ. No existe ninguna porteccción sanitaria del caudal de consumo, muchas veces en tiempos de lluvia el agua es turbia y alimentan al reservorio sin tratamiento.

GRADO DE APROVECHAMIENTO.- El agua en las condiciones descritas anteriormente logra cubrir la demanda de consumo.

#### 2.- LINEA DE CONDUCCION.

Se realiza por canal de concreto en una distancia de 10 metros.

El canal es de 0.20 m. de ancho por 0.45 m de altura. Según los aforos realizados en el lugar indicado se tiene un promedio de flujo del caudal de 3.9 lit./seg. y es regulable en la toma según la necesidad de la población.

### 3.- RESERVORIO DE 60 M3. Y CASETA DE VALVULAS.

Está ubicado en la cota 4,141.2 m.s.n.m. - al Este de las coordenadas geográficas, en la ladera del cerro denominado San Cristobal.

El Reservoirio es apoyado tipo cabecera, de base rectangular de 52x 5.4 metros, y 3.25 metros de altura total. En el techo se encuentra un orificio de acceso de 0.6 m. de lado, cuadrado, Las paredes son de concreto de 0.2 m. de espesor, el techo de concreto de 0.15m. de espesor.

La caseta es de 2 x 2.10 metros de base y 2.2 m. de altura, las paredes de ladrillo y el techo aligerado vaciado en un solo bloque. Véase plano N° 2 .

CAPACIDAD DEL RESERVORIO.- El nivel del agua en el reservorio en la parte más alta se encuentra en la cota 4,140.45 m.s.n.m a 2.5 metros del fondo del reservorio. Su capacidad de 60 M3., por las condiciones dadas, es para abastecer a la siguiente población:

$$P = \frac{60,000 \text{ lit.}}{150 \times 0.23} = 1739 \text{ habitantes.}$$



GRADO DE APROVECHAMIENTO.- En el cuadro III 2.2.0.A, se calculó que la demanda de la población actual era de 59 M3. además de los 20 M3. por incendio ( de los 108 M3. estimados para la ciudad de Junín ) o sea un total de 79 M3.

Con la cantidad disponible de 60 M3. la capacidad del reservorio solo cubre la demanda - por variación de consumo diario más no la reserva contra incendio asignado.

El aprovechamiento de su capacidad es del - 100 %, no hay volumen de capacidad ociosa.

#### 4.- LINEA DE ADUCCION Y REDES DE DISTRIBUCION.

UBICACION.- Como puede observarse en el plano de replanteo, las redes del segundo sistema se distribuyen sólo en el barrio San Cristobal ubicado al pie del cerro del mismo nombre, al Este de la coordenadas geográficas y al lado derecho de la carretera asfaltada de la ciudad de la Oroya a Cerro de Pasco.

DESCRIPCION.- Las redes distribuidas en una área de 44.29 hás., consta de un sólo circuito, diseñado todo con tubería de Asbesto Cemento tal como, se muestra en el plano de replanteo N°3.

La red matriz fue instalada el año 1970, posteriormente se hicieron las conexiones domiciliarias, actualmente las tuberías de servicio son:

DIAMETRO	LONGITUD DE TUBERIAS ( m. )			AÑO DE INSTALACION
	f°.f°.	A.C.	f°.G°.	
4"	-----	1,210	-----	1970
3"	-----	2,040	-----	1970
2"	-----	-----	1,600	DESPUESDE 1970
1"	-----	-----	470	"

Todas las tuberías fueron instalados por la población, lo hicieron cumpliendo las especificaciones técnicas de la instalación de tuberías.

### CALCULOS

#### LINEA DE ADUCCION

El comportamiento hidráulico de la línea de Aducción será analizada para el caso de que la capacidad de abastecimiento sea para 1,701 habitantes, población actual existente de la Zona.

Caudal de diseño :

$$Q_d = \frac{1,701 \times 150}{86,400} \times 1.8 = 5.316 \text{ lit./seg.}$$

Constante C de las tuberías:

$$C = 130$$

Diferencia de nivel del reservorio de 60 M3. existente hasta la entrega a la red, punto B:

$$H_{R1-B} = 4,140.45 - 4,116.85 = 23.6 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{R1-B} = 0.420 \text{ Km.}$$

Pendiente disponible :

$$Sd = 56.19 \text{ m./km.}$$

Diámetro de tubería instalada:

$$D_{R1-B} = 4 \text{ pulg.}$$

Pérdida de carga de las condiciones existentes -  
de la tubería:

$$hf_{R1-B} = \frac{5.316^{1.85} \times 0.420}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 4^{4.866}}$$

$$hf_{R1-B} = 2.295 \text{ m.}$$

Presión en B :

$$P_B = 23.6 - 2.295 = 21.305 \text{ m.}$$

Cota Piezométrica en B :

$$CP_B = 4,116.85 \text{ } \neq \text{ } 21.305 = 4,138.155 \text{ m.s.n.m.}$$

Velocidad del agua :

$$V_{R1-B} = 0.00084191 \times 130 \times 4^{0.63} \times 5^{0.54} = 0.656 \text{ m./s.}$$

### RED DE DISTRIBUCION.

Caudal de diseño:

Corresponde al máximo anual de la demanda horaria,

$$Q = 5.316 \text{ lit./seg.}$$

$$\text{Constante } C = 130 \text{ A.C.}$$

En seguida presentamos un cuadro de los resultados -  
obtenidos del area de influencia a cada tramo de la  
red :

CIRCUITO	TRAMO	AREA NETA Há.	DENSIDAD NETA Hab./Há.	POBLACION SERVIDA
I	B-C	10.49	38.41	403
	C-D	12.71	"	488
	D-E	11.06	"	425
	E-B	10.02	"	385
TOTALES		44.28		1,701

Factor del máximo gasto horario :

$$q_{mh} = \frac{5.316}{1,701} = 3.12522 \times 10^{-3} \text{ lit./seg./ hab.}$$

Cuadro de gastos por tramo :

CIRCUITO	TRAMO	POBLACION	Q <sub>mh</sub> . lit./seg.	LONGITUD Km.
I	B-C	403	1.258	0.254
	C-D	488	1.526	0.340
	D-E	425	1.329	0.264
	E-B	385	1.203	0.348
TOTALES		1,701	5.316	1,206

CALCULO HIDRAULICO DE LA RED INSTALADA:

Reemplazando la fórmula de Hazen-Williams se tiene.-

$$hf = \frac{1}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 4^{4.866}} \times Q^{1.85} \times L$$

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO	CAUDAL Q	hf	hf/Q
I	B-C	0.254	4	2.784	0.4194	0.1506
	C-D	0.340	4	1.526	0.1846	0.1209
	D-E	0.268	4	-1.329	-0.1129	0.0848
	E-B	0.348	4	-2.532	-0.4821	0.1904
					-0.0092	0.5468
					AQ = / 0.0090	

CONDICIONES HIDRAULICAS EXISTENTES EN LA RED PARA LA CONDICIONES DADAS:

CIRCUITO	TRAMO	Q lit./s.	COTA. TERR. m.s.n.m.	COTA PIEZ. m.s.n.m.	PRESION m.	VELOCIDAD. m./seg
I	B-C	2.784	4,115.20	4,137.736	22.536	0.4
	C-D	1.526	4,109.11	4,137.551	28.441	0.2
	D-E	1.329	4,109.18	4,137.673	28.493	0.2
	E-B	2.532	4,116.85	4,138.155	21.305	0.3

RESERVORIO EXIST.  
CAP. 60 M3.

RI 4,140.45

0.420 Km.  
4"  
5.316 l./s.

C.T. 4,116.85 P. 21.305 m.  
C.P. 4,138.155

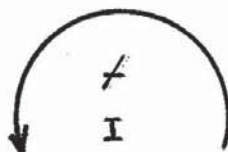
C.T. 4,109.18 P. 28.493 m.  
C.P. 4,137.67

4"  
0.348 Km.  
2.532 l./s.

1.203

4"  
0.254 Km.  
2.784 l./s.

4"  
0.264 Km.  
1.329 l./s.



C.T. 4,115.20 P. 22.536 m.  
C.P. 4,137.736

C.T. 4,109.11  
C.P. 4,137.551

P. 28.4 m

4"  
0.340 Km.  
1.526 l./s.

1.258

2.855

### GRADO DE APROVECHAMIENTO.

Las presiones en los puntos dados, son adecuados para el abastecimiento por estar comprendidos entre los límites recomendables. Las velocidades del agua son relativamente menores a la velocidad mínima recomendable por lo que el comportamiento hidráulico del sistema trae problemas, tanto en la reducción del diámetro por la sedimentación de las partículas, como en la obstrucción en las válvulas de compuerta.

La demanda para el consumo es de 5.315 lit./seg., o sea para 1,701 habitantes en la actualidad de 1980, los cálculos fueron realizados para el consumo de los habitantes con conexión domiciliaria y sin ella. Por las condiciones hidráulicas encontradas se deduce que la red es aprovechada en su máxima capacidad, en presiones adecuadas. Para cubrir la demanda es necesario la ampliación de la red y mayor número de conexiones previo tratamiento según el estudio de las fuentes.

#### 4.0.0 SISTEMA ADMINISTRATIVO Y TARIFA VIGENTE.

El servicio de la ciudad de Junín es de propiedad pública, su organización queda incorporada en forma mas o menos completa a la administración municipal el cual depende del Concejo Municipal electo y el Alcalde.

Dicho departamento preparó unas normas propias de administración del agua como servicio público. El personal encargado es remunerada por la municipalidad y está bajo la autoridad superior, del Alcalde.

O sea el alcalde es la autoridad responsable de la administración del agua, se conoce que la recaudación y contabilización de sus ingresos se manejan por el tesoro municipal, y los fondos del departamento de aguas se mezclan con los de otros departamentos del municipio.

La reglamentación de los servicios de agua potable considera la fijación de cuotas, la determinación de gastos por diversos conceptos que lo requiera el sistema de abastecimiento, las prácticas de facturación, algunos casos de financiamiento y en general todos los aspectos que interesen o afecten al público como cliente del servicio.

La cuota mensual asignada directamente por los miembros del concejo, que es de 100 soles oro, como única cuota para todas las viviendas con conexión domiciliaria. El cálculo de la cuota fue establecida a criterio de las autoridades mencionadas, estimando los gastos por mantenimiento y reparaciones imprevistas.



### 5.0.0 PLANOS Y ESQUEMAS DE REPLANTEO DE LOS SISTEMAS EXISTENTES DEL ABASTECIMIENTO DEL AGUA.

El replanteo se muestran en tres planos numerados, los datos obtenidos fueron de la práctica in-situ y las muestras recolectadas en varias fechas del año, fueron evaluados y calculados según el diseño construido y las condiciones en que se encuentran.

### 6.0.0 CONCLUSIONES.

La ciudad de Junín, geográficamente comprende tres barrios y es abastecida con dos sistemas independientes de agua. Se ha comprobado la incapacidad del sistema respectivo de cubrir la demanda de la población actual y aún más para el futuro. En el primer sistema, las presiones de agua son bajas con el mínimo requerido, las velocidades son menores de 0.6 m./s. las redes en longitud solo cubre parte del área por abastecer, lo mismo que el volumen de almacenamiento no cubre la demanda por las variaciones de consumo. La calidad del agua en el consumo actual es de real preocupación por la condición no sanitaria de captación.

El segundo sistema, apenas cubre la demanda actual de la población con conexión domiciliaria y el crecimiento de la población hace cada día más urgente su solución.

CAPITULO IV

ANALISIS TECNICO ECONOMICO DE ALTERNATIVAS DE UTILIZACION  
DE FUENTES DE AGUA APROVECHABLES

### 1.0.0 GENERALIDADES.

Dada nuestra condición de país pobre, que financia este tipo de obras mediante prestamos o donaciones, es nuestra obligación de proveer la construcción de estas obras, en forma económica, que ofrescan un mayor beneficio a bajos costos. De esa manera se conseguirá financiar un número de obras mucho mayor, - programando su ejecución tan pronto se disponga de los fondos requeridos a fin de evitar la decapitalización por devaluación de la moneda.

En la mayoría de las veces, durante la fase del estudio de un proyecto de abastecimiento de agua surgen dos o más alternativas para solucionar un problema. En tal sentido, es objeto en un estudio pretender señalar los aspectos más importantes técnico y económicos, que deben estudiarse, para elegir con los mejores elementos de juicio la alternativa más económica.

Al término de los trabajos de investigación, recolección y análisis de datos, nos encontramos en condiciones de preparar un planteamiento de estudio de - alternativas a nivel de solución general.

Para el estudio de las alternativas, serán necesario tener presente la siguiente información:

- Predicción de la curva de crecimiento futuro de la población, en el periodo mínimo de diseño estudiado en el capítulo II.
- Predicción de expansión futura de los límites urbanos de la población.
- Datos calculados, del área urbana actual y futura de acuerdo a los usos, densidades neta, bruta y de saturación de población por hectárea, y las condi

- ciones socio-económicas de sus pobladores.
- Ubicación de los actuales y futuros núcleos urbanos o industriales que se desarrollan o pueden desarrollarse cerca de la ciudad, con indicación de las principales características.
  - Estudio de dotaciones, variaciones de consumo y caudales de agua potable requeridos por cada zona urbana.
  - Fuentes disponibles en la cuenca con estudios de su capacidad de oferta, durante el tiempo probable que cubrirá la demanda por consumo. La ubicación, extensión y capacidad determinan las características generales del tratamiento a considerar.
  - Estudio realizado, de la evaluación del estado y capacidad actual de cada una de las estructuras que componen los servicios existentes, el cual señala las posibles limitaciones de su futura utilización.
  - Los resultados de los análisis físico, químicos y bacteriológicos del agua nos permitirán obtener criterios determinantes del grado de tratamiento del agua. Y lo más importante, el costo de las obras para la financiación.
  - Los análisis de agua en diferentes estaciones del año y en diversas condiciones dadas, nos permitirá obtener un estudio mucho más veraz.
  - Costo de materiales en el lugar, considerando transporte y otras condiciones imprevistas, serán de importancia tanto para la ejecución del proyecto como para el mantenimiento de la obra ejecutada.
  - Costo de energía y otros como mano de obra.

- Para una buena implementación en la administración del sistema de agua potable, se tomará en cuenta el recurso humano técnico disponible, a fin de brindar al sistema un buen mantenimiento y vigilar la protección sanitaria de la población.

#### 2.0.0 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD A PARTIR DE LAS FUENTES.

Para seleccionar la fuente que vamos a utilizar, deben contemplarse 4 variables:

- Cantidad.
- Calidad.
- Evaluación técnica.
- Evaluación económica y financiera.

En el capítulo II, se han presentado las diversas fuentes disponibles, entre las que consideraremos:

- Captación de las aguas del río Tambo.
- Captación de las aguas del Manantial Megapata.

Corresponde al tipo de agua superficial y subterránea respectivamente.

#### 2.1.0 AGUAS SUPERFICIALES.

Corresponden a la captación del río Tambo.

CANTIDAD.- La cantidad de agua proporcionada por el río Tambo es suficiente como para poder abastecer a la población de la ciudad de Junín. O sea con el caudal que oferta de 60 litros/segundo, en tiempos de sequía, puede abastecer hasta:

( Según los datos básicos de diseño).

$$\text{Población} = \frac{86,400 \times 60}{1.3 \times 150} = 26,585 \text{ habitantes.}$$

Y según los estudios de la población sería hasta para un periodo de 33 años a partir de la fecha, año 1980.

CALIDAD.- En el capítulo II se analizaron las características físicas y químicas de las muestras tomadas en el río Tambo. Véase cuadro II.7.3.0.A. Se estableció que es un agua de posible consumo previo tratamiento. La mayor turbiedad se presenta en los meses de invierno por las lluvias fuertes de los meses de Enero, Febrero y Marzo de cada año, donde dicho río aumenta su caudal.

EVALUACION TECNICA.- Técnicamente es posible utilizar esta fuente para poder abastecer de agua potable a la ciudad de Junín, dadas las características físicas que se presentan en tiempo de lluvia con el consiguiente peligro de contaminación, y viendo los resultados físicos y químicos, se hace necesario un tratamiento primario. Por medio de una planta de tratamiento, compuesta por sedimentador, filtros lentos y desinfección.

EVALUACION ECONOMICA.- En la evaluación económica hacemos un costo estimado de la obra y del mantenimiento respectivo:

Captación de concreto.	684,000
Canal de concreto de 0.5x0.4x 2,400m de longitud.	28'080,000

Sedimentador de concreto, para 27.6 lit./seg.	1'008,000
Filtros lentos 3u.	3'024,000
Cisterna 400 M3.	7'500,000
Caseta de Válvulas.	1'375,000
<b>COSTO DE LA OBRA</b>	<b>41'671,000</b>

COSTO MANTENIMIENTO:

Un hombre 150,000 soles/mes.

O sea 2'825,500/año.

Lo que sería de aquí a 15  
años:

$$C_{1995} = \frac{(1+i)^n - 1}{(1+i)^n} \times C_{1980}$$

con:

$$C_{1980} = 2'825,500$$

$$i = 0.2$$

$$n = 15 \text{ años}$$

reemplazando valores se tiene:

$$C_{1995} = 13'210,588 \text{ soles.}$$

A precios actualizados para mi  
presupuesto en el año 1980 será:

$$13'210,588 \times 15 = 198'160,000$$

COSTO OPERACION.

$$850,000/\text{año} \times 15 \text{ años} = 12'750,000$$

**COSTO TOTAL 1<sup>ra</sup> ALTERNATIVA : S/ 252'581,000**

ANALISIS DE BENEFICIOS.- Con el caudal que -

oferta de 60 lit./seg. puede abastecer a 26,585 personas a un futuro de 33 años a partir del año 1980.

La vida útil de las estructuras de concreto se estima entre 30 y 50 años.

En esta alternativa se considera la captación en la cota 4,185 m.sn.m. un punto ubicado en el curso del río Tambo, donde es posible obtener un caudal de 60 lit./seg. Anotamos que 2 - Kilómetros aguas arriba de esta toma se encuentra que el caudal es de 130 lit./seg. y en un punto paralelo al manantial Megapata el caudal del río Tambo es 190 lit./seg. mucho mayor que en el punto de captación considerado en esta alternativa.

Se ha comprobado que en transcurso del recorrido, el agua se filtra y posiblemente llega a un estrato que desemboca en la laguna de Junín.

La ventaja de disponer de mayor caudal aguas arriba permitiría cubrir la demanda de la población en el futuro.

La calidad del agua es similar a los resultados obtenidos anteriormente para la misma fuente.

En la primera alternativa, el sistema, considera la conducción por canal, si fuera con tubería, el costo de dicho elemento del sistema subiría en un 20 %.

#### 2.2.0 AGUA SUBTERRANEA.

Es la alternativa que consiste en captar el -



agua de un manantial llamado Megapata. Está ubicado al lado Este de la ciudad, a 6 Km. - aproximadamente, en la cota 4,273.8 m.sn.m. El agua que aflora del subsuelo se encuentra acumulada en los estratos subterráneos. El agua filtra y se acumula en los estratos subterráneos, en toda la cuenca estudiada - anteriormente, especialmente en épocas de lluvia.

CANTIDAD, - Luego de sucesivas prácticas de aforamiento, se ha encontrado, que este manantial, en tiempos de sequía oferta un caudal de 40 lit./seg., como mínimo. La población que conoce su origen, de hace muchos años atrás, manifiesta que por dicha fuente en forma permanente aflora el agua y contribuye al caudal del río Tambo.

Es importante saber el máximo número de habitantes que puede abastecer y hasta que año, - probablemente sea satisfactorio su aporte.

Con los datos básicos conocidos, deducimos - que el caudal de oferta, puede abastecer hasta 17,773 habitantes.

CALIDAD, - Los resultados del análisis del agua mostrados en el cuadro II.7.3.0.A, nos indican que es de muy buena calidad para el consumo humano, la presencia de pequeñas partículas orgánicas, se debe al crecimiento de vegetales al borde de la fuente tal como pue

de observarse en las fotos tomadas.

En resumen el agua por la calidad no presenta inconvenientes para su normal aprovechamiento, sin tratamiento, pero se sugiere adicionarle cloro para mayor seguridad.

EVALUACION TECNICA.- Técnicamente, esta fuente es aprovechable, para el suministro de agua potable, de la ciudad de Junín. La demanda de la población actual es de 20.36 lit./segundo, y para un futuro de 15 años es de 27.625 lit./seg., la oferta supera estas cifras ya que da 40 lit./seg. Como se describió anteriormente la calidad del agua es buena. Su ubicación con respecto a la ciudad que dista 6 km. aproximadamente, influirá en los costos de financiación de la obra, lo cual influirá en el estudio económico siguiente.

EVALUACION ECONOMICA.- Los costos estimados para la utilización de este tipo de fuentes sería solo el costo de obra, y el costo por mantenimiento y operación no se considera.

Captación de Manantial	750,000
Tubería de conducción (en 6,210 metros)	25'563,327
Reservorio 400 M <sup>3</sup> .	7'500,000
Caseta de Válvulas	1'375,000
	<hr/>
COSTO TOTAL 2 <sup>da</sup> . ALTERNATIVA S/	35'188,327

ANALISIS DE BENEFICIOS.- El agua, va cubierta desde su captación hasta la conexión domiciliaria lo cual disminuye el peligro de contaminación.

La vida útil de las tuberías se estima entre 30 a 50 años, si la instalación se realiza según las especificaciones técnicas respectivas.

La fuente puede abastecer a una población superior a la estimada, en la solución del problema a corto plazo.

Por la diferencia de cotas en que se encuentran ubicadas tanto el manantial como el reservorio, la presión de la red es adecuada, para la máxima demanda horaria, del caudal - de consumo.

### 3.0.0 ELECCION DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCION.

Desde el punto de vista técnico, la segunda-aalternativa tiene más ventajas. Desde el punto de vista económico la segunda alternativa es mejor.

Por otro lado viendo las soluciones para futuros a largo plazo la primera alternativa es la que ofrece mayores beneficios.

Por sus condiciones técnicas y económicas - nos conviene la segunda alternativa, como una solución a corto plazo y la primera alternativa con la captación en un punto paralelo - al manantial, como una solución para un futuro a largo plazo, es decir cuando el caudal

del manantial no cubra la demanda de la población.

La construcción de la segunda alternativa - como solución del problema, se hará por etapas hasta conseguir su total financiamiento.

#### 4.0.0 FACTIBILIDAD FINANCIERA.

Posibles formas de financiación:

- Mediante recursos económicos de los mismos pobladores de la ciudad de Junín.
- Mediante el Plan Nacional de Agua Potable.

##### A) MEDIANTE RECURSOS ECONOMICOS DE LOS POBLADORES.-

Por este medio es bastante difícil de conseguirlo, pero la población de Junín está en condiciones de aportar con la mano de obra, y algunos materiales tales como la arena que se transportaría de los ríos cercanos a la ciudad. La municipalidad de Junín tiene 2 vehículos que pueden contribuir con el transporte del material.

Así mismo, el Concejo tiene programado una serie de actividades, a fin de recaudar fondos para cubrir parte de los gastos de la construcción del sistema de agua potable.

- ##### B) MEDIANTE EL PLAN NACIONAL DE AGUA POTABLE.- Que a la fecha representa la tercera etapa de la parte urbana del Plan Nacional del Perú, y proporciona servicios sanitarios a la población del país. El BID anteriormente ha financiado la primera etapa y la segunda del Plan Urbano y también rural.

CAPITULO V

PROYECTO DE AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABAS

TECIMIEN TO DE AGUA POTABLE

### 1.0.0 GENERALIDADES.

Los capítulos anteriores nos dan una idea clara, - del comportamiento del sistema existente, las condi ciones de la utilización del agua y las fuentes dis ponibles.

Se ha conseguido un sistema apropiado para el abas- tecimiento, como es la captación de un manantial, - conducción por tubería, almacenamiento y distribu - ción del agua.

El presente capítulo contiene el desarrollo del pro yecto, en el cual se busca la optimización del dise ño de sus elementos, en este sentido el aspecto tec nológico está subordinado al aspecto económico.

Todas las decisiones de diseño que satisfagan la - función tecnológica son candidatos a un examen y - clasificación adicional.

El objetivo será maximizar la relación beneficio- - costo, y la optimización en el beneficio para el - sector de mayor necesidad, en nuestro caso al de ma yor densidad poblacional.

La especificación de la función del objetivo en el desarrollo de recursos hidráulicos no cae de lleno en el ámbi to del Ingeniero de diseño o del encarga- do de planeación económica, se encuentra bien den - tro de la esfera de las agencias legislativas o ad - ministrativas del gobierno. Típicamente, la autoriza ción legislativa y la política de la dependencia fi jan el criterio de diseño en función a la utilidad y objetivo.

Para cada sistema sofisticado, independientes, es posible establecer un modelo económico por ello para los casos que se presentan como solución económica, se recurre a una secuencia de tanteos y ajustes frecuentes, hasta que se valoran satisfactoriamente. No existe una solución única para un problema dado de recursos hidráulicos, y el desarrollo de la mejor solución es materia exclusiva de la optimización del objetivo. Las decisiones para ser significativas, deben identificar las ventajas y desventajas comparativas de los esquemas prometedores alternativos.

El esquema general para la solución del problema se plantea de la siguiente manera:

- a) Captación de Mamantial de Ladera.
- b) Línea de conducción en 6 kilómetros aproximadamente.
- c) Para el diseño de los elementos siguientes, se plantean dos alternativas de solución Técnica:
  - A1. La primera, considera la eliminación de todas las obras existentes y la adaptación y diseño de un sistema único para los tres barrios de la ciudad de Junín.
  - A2. La segunda considera hacer uso de algunos elementos existentes; mejorarlas y ampliarlos con nuevos elementos.

En ambos casos la mejor alternativa técnica-económica, y las ventajas de optimización serán analizadas como sigue:

A1. Reservorio único de 530 M3.

de capacidad.

Línea de Aducción, y

Red de distribución

tuberías  $\emptyset$ (s) : 8"

6"

4"

3"

---

COSTO TOTAL ALTERNATIVA A1 : 140'000,000 soles

A2. Líneas de alimentación, L1, L2, y L3.

Reservorios de almacenamiento:

60 M3 ( existente)

100 M3 "

370 M3 (proyectado)

Red de distribución, tubería  $\emptyset$ (s):

y L. aducción. 8"

6"

4"

3"

---

COSTO TOTAL ALTERNATIVA A2 : 95'000,000 soles

### VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

De la alternativa A1:- Se observa las siguientes ventajas y desventajas:

- El sistema unificado, facilita la operación y mantenimiento.
- El costo de la obra en mayor comparada con la alternativa A2.



- Las características técnicas son previstas tanto en las presiones mínimas, velocidades necesarias y las máximas permisibles.

La vida útil, de los elementos restantes son considerados obsoletos y no son aprovechados en su máxima utilización.

De la alternativa A2.- Se obtiene mayor utilidad, - en el aprovechamiento de la capacidad de los elementos existentes y proyectados.

- Según los cálculos obtenidos las presiones en la red se encuentran dentro del rango permisible.
- El costo de la obra es menor y permite mayor probabilidad de financiación.
- Aún del sistema diseñado para un periodo de 15 años, se puede dejar funcionando el sistema existente y reprogramar la ejecución de las obras de las redes de distribución, según la demanda por zonas.

CONCLUSION.- De las dos alternativas estudiadas la segunda alternativa (A2) es la que considero adecuada, desde el punto de vista económico, la optimización es función de la variable decisión, por lo que la definición responde a una política propia, ellas pueden ser variables.

La alternativa A2, es una solución que cumple el objetivo tecnológico, su diseño significa el resumen de un estudio, de gabinete, esto puede ser más minucioso si analizamos el problema, conociendo las variables de los componentes estadísticamente en pobla

ciones similares, motivo de una investigación.

## 2.0.0. ASPECTOS BASICOS PARA EL DISEÑO DEL PROYECTO.

El desarrollo del proyecto en el presente capítulo obedecerá, a los estudios realizados de los datos básicos de diseño.

El periodo de diseño designado para 15 años al futuro, es considerada para una primera etapa constructiva. El que se ajusta a la realidad económica de la población.

De los datos estadísticos analizados, se obtiene una población actual (1980) de 9,021 habitantes, y una población futura de 12,240 habitantes.

La dotación calculada para la ciudad de Junín es 150 lit./seg.

Las variaciones de consumo, con respecto al promedio anual de la demanda es:

Máximo anual de la demanda diaria :	1.3
Máximo anual de la demanda horaria:	1.8

La demanda contra incendio, fue estimada en 15 lit por segundo, dos grifos, durante una hora.

La demanda contra incendio, debe sumarse al sistema que incorpora el nuevo reservorio de 370 M<sup>3</sup>. puesto que éste abastece a la población de la zona mas densa y comercial.

La calidad del agua, es obtenida en condiciones potables directamente del Manantial Megapata, que oferta una caudal de 40 lit./seg.

### CAUDALES DE DISEÑO.

Los caudales de diseño, para cada sistema independiente se describen de la siguiente manera:

---

		ELEMENTO DE DISEÑO
POBLACION FUTURA	12,240 hab.	
CAUDAL PROMEDIO (Qp)	21.25 lit./seg.	
CAUDAL MAXIMO DIA RIO (Qmd)	27.625 lit./seg.	CAPTACION, LINEA DE CONDUCCION.

---

LINEA DE AUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

	<u>SISTEMA N°1</u>	<u>SISTEMA N°2</u>	<u>SISTEMA N°3</u>
POBLACION FUTURA	1,739	2,899	7,602
CAUDAL DE DISEÑO	15.00/ <del>3.925</del> 18.925 <u>lit.</u> seg.	15.00/ <del>6.543</del> 21.543 <u>lit.</u> seg.	17.157/ <del>15.00</del> 32.157 <u>lit.</u> seg.
CAUDAL PROMEDIO	3.019   "	5.033   "	13.198   "
CAUDAL MAXIMO DIARIO	3.925   "	6.543   "	17.157   "
CAUDAL MAXIMO HORARIO	5.434   "	9.059   "	23.756   "

---

### 3.0.0 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

Por ser el agua un elemento vital, los diseños de los sistemas de abastecimiento de agua son primordiales, siendo indispensable el desarrollo de un proyecto, en forma integral, la solución debe darse optimizando la utilidad del diseño, perfeccionando día a día el estudio y la investigación para la ejecución de proyectos técnicamente bien ejecutados.

#### PARTES QUE COMPRENDE EL SISTEMA:

Se estableció que el presente sistema de abastecimiento de agua consta esencialmente de:

Una obra de Captación de Manantial de Ladera.

Línea de Conducción.

Reservorio de Almacenamiento de 60 M<sup>3</sup>., 100 M<sup>3</sup>, los dos existentes, y de 370 M<sup>3</sup>. proyectado.

Línea de Aducción y

Redes de distribución.

#### 3.1.0 CAPTACION DE MANANTIAL DE LADERA.

La mayor parte de las poblaciones del Perú son abastecidas con agua subterránea, entre ellas las poblaciones rurales tienen generalmente como fuente de abastecimiento un manantial. En la ciudad de Junín, se prevee el abastecimiento desde el Manantial Megapata, que es el que oferta mayor caudal entre otros que existe en la cuenca de Junín.

Ubicación.- Se encuentra ubicado al Este de la ciudad, a unos 6 Kilómetros, en las laderas

de la cuenca de Junín, en la cota 4,273.80 - m.s.n.m., la topografía es de considerable - pendiente, el suelo es de estratos rocosos - con una capa de suelo arcilloso y de tipo orgánico, el manantial Megapata se encuentra ubicado en un punto muy cercano al río Tambo.

Para llegar al manantial desde la ciudad, se emplea la carretera hasta un punto y desde - aquí se toma un camino de herradura, hasta - 3.5 kilómetros.

CAUDAL.- El Manantial, garantiza durante todo el año un caudal mínimo de 40 litros por se - gundo, fué verificado mediante aforos aforos realizados in-situ, en tiempos de sequía.

Así lo mismo los habitantes de la ciudad mani - fiestan y aseguran una constante oferta.

DISEÑO DE LA CAJA DE CAPTACION.- La polución, generalmente, se origina cerca del punto de - captación. Esta se previene: Excluyendo la - infiltración de aguas poco profundas, circun - dando el manantial mediante una cámara hermética que penetre a una distancia segura den - tro del acuífero.

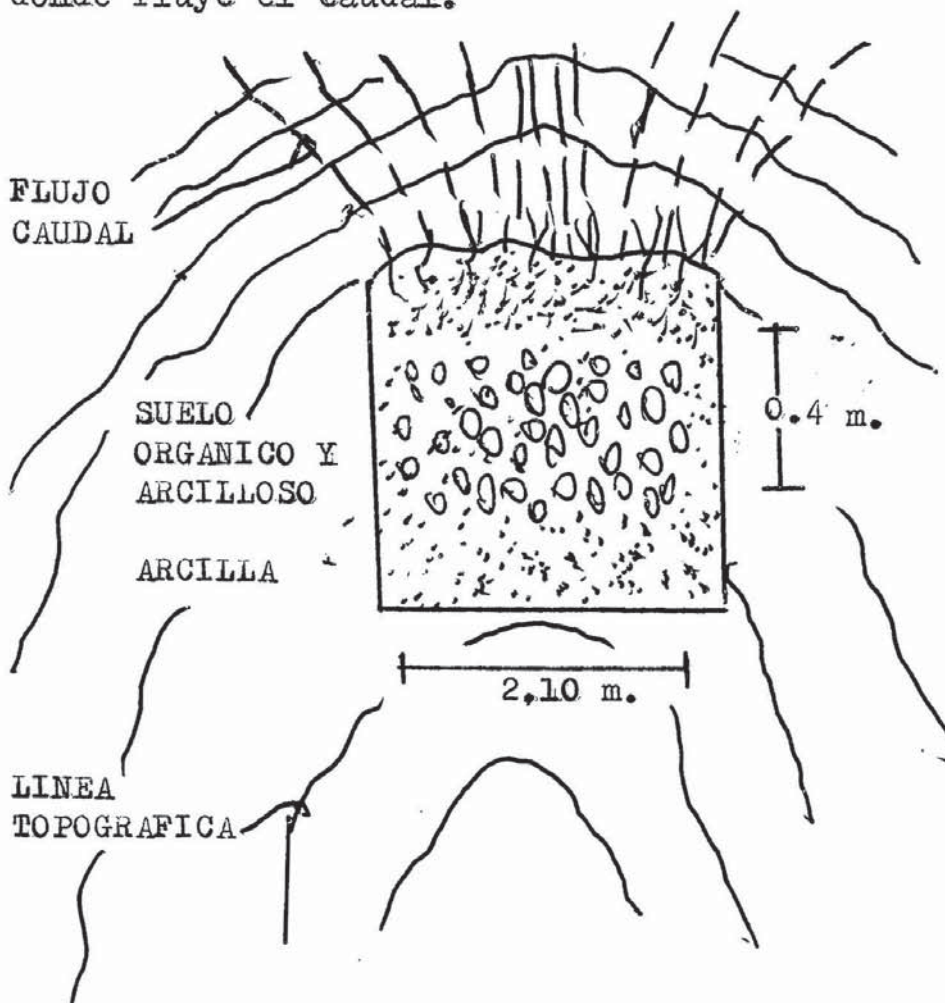
La razón por la que se construye la caja, a - parte de servir a la captación sirve para re - gular el caudal que entregará a la línea de - conducción, mediante las válvulas de compuertas instaladas.

El caudal de la demanda para toda la población futura es de 27.625 lit./seg.

Prácticamente no se considera mayor tiempo de retención del agua para entrar a la línea de conducción.

Estimando un tiempo mínimo de retención de aproximadamente medio minuto, las dimensiones de la obra se consideran en el plano adjunto.

A continuación se muestra un esquema del flujo del caudal que alimenta a la fuente, un corta de la toma o característica del suelo y las dimensiones del estrato permeable por donde fluye el caudal.



En las condiciones que se presenta, las dimensiones de la caja de captación, serán:

En las aletas de la caja los extremos deben - tener no menos de 2 metros de separación, los orificios de entrada cubren el espesor del estrato permeable que como mínimo tendrá 0.4 m.

PROTECCION SANITARIA.- El diseño debe prever la protección adecuada de la calidad del agua. Si algún pozo existente en las cercanías del manantial ha sido abandonado o ha quedado fuera de uso, éste deberá sellarse.

La tapa de inspección tiene un diseño apropiado a fin de proteger el ingreso de partículas, aguas de lluvia y que impida que manos extrañas la muevan. En la boca toma la base del orificio de entrada debe estar a una altura - prudente del fondo del dique, para evitar el ingreso de partículas pequeñas.

La caja de captación posee un dispositivo de drenaje para la limpieza y el rebose, así como la ventilación respectiva.

DESCRIPCION DEL DISEÑO.- La captación de la fuente comprende:

Cámara Colectora.- Es una estructura que reúne las aguas de la fuente y asegura la debida - protección contra la contaminación. Prevé la inundación de aguas de lluvia, por medio de canales que desvían el curso de estas aguas. Tiene una canastilla por donde sale el agua o entra a la tubería de conducción controlada -



con una válvula de compuerta, cuenta además con rebose, desague de limpieza de la cámara y una boca de registro sanitario.

Cámara de válvulas.- Está separa de la cámara colectora, construida de concreto tal como se indica en las especificaciones. Tiene instaladas válvulas de compuerta para los controles de la tubería de limpieza y conducción de agua, de material fierro fundido.

MANTENIMIENTO.- Los materiales son particularmente susceptibles de contaminación necesitandose gran cuidado para mantenerlos en condiciones sanitarias. Con este fin se deberá cumplir las siguientes pautas:

- Estará prohibida la construcción de letrinas, pozos negros, líneas de desague en el área comprendida alrededor del manantial hasta una distancia de 30 metros.
- Se debe inspeccionar periódicamente la caja de concreto del manantial y si ubica alguna grieta o fuga resánela inmediatamente.
- Siempre debe mantenerse colocada la malla de alambre en la salida del tubo de rebose, a fin de evitar la entrada de insectos o pequeños animales a la caja del manantial.
- Cada 6 meses se deberá proceder a la limpieza, de la caja del manantial, para este fin proceda de la siguiente forma:

Cierre la válvula de la tubería de salida.

Con una escobilla limpie las paredes y el fondo de la caja del manantial y deje que el agua corra hacia el desague, eliminando a su vez cualquier desecho que se haya acumulado en el fondo.

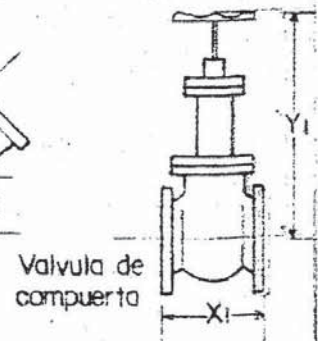
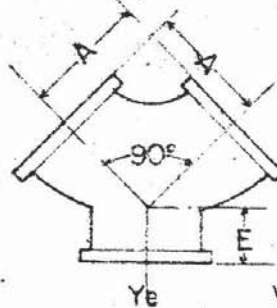
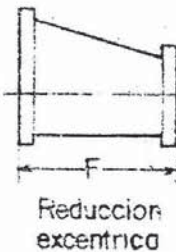
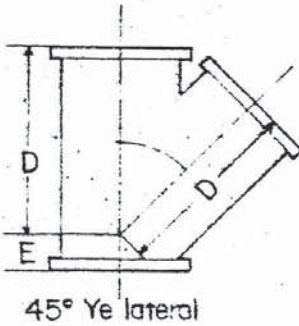
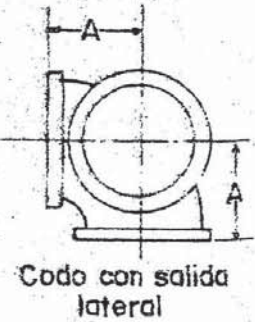
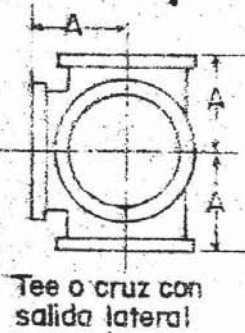
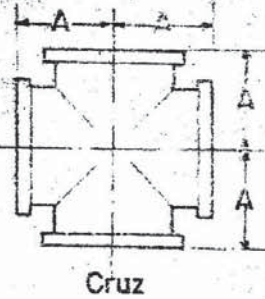
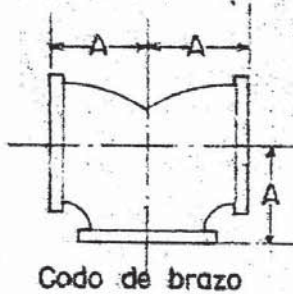
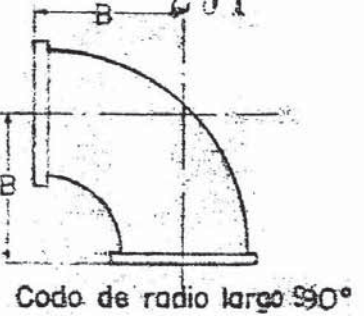
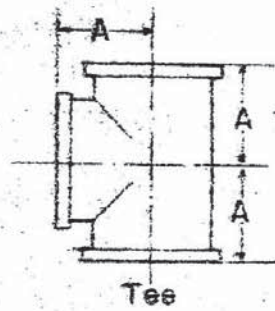
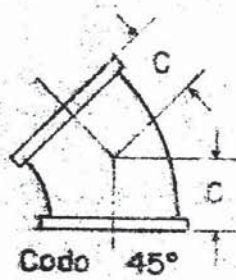
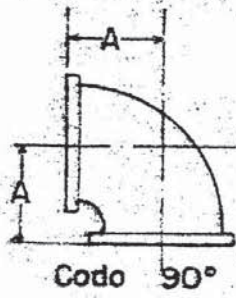
- Después de cada limpieza o después de haber realizado una reparación será necesario desinfectar la caja, por la cual se deberá proceder de la siguiente forma:

Cierre la válvula de la tubería de salida y vacíe totalmente la caja por la tubería de desague.

Cierre la válvula de desague.

Agregue medio kilo de hipoclorito de calcio al 30 % y deje que se disuelva y se vacíe por el reboso.

Después de dos horas más o menos ponga nuevamente el manantial a operación.



DIMENSIONES DE ACCESORIOS (NORMAS ASA)

D Nominal	B Interno	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	de la Breda	Espesor de la Breda	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>
1	25	89	127	44	146	44	-	108	11	-	-
1-1/4	32	95	140	51	159	44	-	118	13	-	-
1-1/2	38	102	152	57	177	51	-	127	14	-	-
2	51	114	165	63	203	63	127	152	16	177	330
2-1/2	63	127	177	76	241	63	140	177	17	190	348
3	76	140	197	76	254	76	152	190	19	203	394
3-1/2	89	152	215	89	292	76	165	215	21	215	419
4	102	165	228	102	305	76	177	228	24	228	472
5	127	190	286	114	342	89	203	254	24	254	543
6	152	203	292	127	368	89	228	279	25	267	587
8	203	228	355	140	444	114	279	342	29	292	698
10	254	279	419	165	521	127	305	406	30	330	838
12	305	305	483	190	622	140	355	483	32	355	927
14	355	355	546	190	686	152	406	533	35	381	997
16	406	381	610	203	762	165	457	596	37	406	1255
18	457	419	673	215	813	177	483	635	40	432	1238
20	508	457	737	241	889	203	508	698	43	457	1333
24	610	559	864	279	1029	228	610	813	48	508	1613
30	762	635	1054	381	1244	254	762	987	54	610	1918
36	914	711	1244	457	-	-	914	1168	60	711	2336
42	1068	787	1435	533	-	-	1067	1346	67	838	2692
48	1219	864	1625	610	-	-	1219	1511	70	914	2895

### 3.2.0 LINEA DE CONDUCCION.

Entre las diferentes formas de la transmisión de las aguas que puede existir, tales como conductos cerrados y abiertos, el presente proyecto - considera la conducción del agua por tubería por las siguientes razones:

La topografía del suelo desde la captación hasta los reservorios de almacenamiento, sigue una superficie ascendente y descendente lo cual requiere de presión en la conducción.

El costo y la instalación de las tuberías existentes en el mercado facilitan la construcción.

El conducto cerrado protege y mantiene la calidad potable del agua.

Por tanto la conducción por la tubería será bajo presión y la línea piezométrica se encontrará por encima de la superficie del suelo, en cada punto se considera que la energía cinética se mantiene en forma de energía de velocidad pérdida de carga por fricción y la altura estática.

TOPOGRAFIA DEL SUELO.- En el recorrido de la zona designada para la conducción de la tubería se ha hecho el levantamiento topográfico en un ancho - de 200 metros, a fin de estudiar los trazos óptimos. La topografía presenta desde altas colinas hasta pendientes mayores del 83%, en un suelo poco accidentado. Componentes: de la captación - aguas abajo, en unos 1,000 metros el suelo superficial es arcilloso y de tipo orgánico, seguido de 2,500 metros lineales, el suelo es -

conglomerado hasta 2 metros, y seguido hasta el reservorio el suelo es de tipo arcilloso y rocoso.

MEDIOS DE ACCESO.— Paralelamente a una distancia de 450 metros sigue una carretera hasta 4 kilómetros arriba a partir de la ciudad de Junín, luego sigue un camino de herradura hasta el manantial Megapata. El trazo previsto tiene fácil acceso a las vías de transporte mencionados. Es importante para el análisis de costos por transporte.

TRAZOS DE LA LINEA DE CONDUCCION.— Una vez realizado el levantamiento topográfico y el estudio de gabinete, se procede al trazo de los posibles caminos a seguir la línea de conducción.

Los sifones deberan evitarse, de ser posible.

La ruta más corta no es necesariamente la más económica.

En líneas de abastecimiento largas, se efectúan gradualmente los cambios de dirección y pendiente. Con el objeto de conservar la presión y evitar desbalances en la misma.

Un diseño realizado con sentido realista dará lugar a economías no solo en los costos iniciales de capital de la instalación sino en los de operación y mantenimiento.

La distancia de puntos tomados para el levantamiento topográfico, no es mayor de 300 metros.

El plano realizado es el resumen de las alternativas estudiadas.

### 3.2.1 MATERIALES PARA LA CONSTRUCCION.—

En el primer tomo del libro de FAIR, GEYER, Y OKUM se encuentra que los conductos cerrados deben resistir las siguientes fuerzas en combinación:

- La presión interna, debe ser igual a la carga de agua total a la que el conducto puede ser sometido.
- Presiones desbalanceadas, en las curvas, con tracciones y cierres.
- Ariete hidráulico, o presión interna aumentada.
- Cargas externas, en forma de relleno, tráfico y - su propio peso.
- Expansión o contracción inducida por la temperatura.

TUBERIA.- Para la selección de la tubería se tendrá la resistencia del tubo, para soportar la presión - interna y las cargas externas. Dado generalmente - por el fabricante de la tubería, en Kgr./cm<sup>2</sup>. La vida útil del tubo: El tubo de hierro, tiene una duración estimada de 100 años de vida, determinada por la resistencia a la corrosión. Tubos de acero, estimados con un promedio de vida de 40 años, esta en - función a la erosión y desintegración. El tubo de - plástico dada por la desintegración, y la tubería - asbesto cemento, dado por la erosión y desintegra - ción, que según indicaciones del catálogo, tiene - una vida útil ilimitada.

La facilidad o dificultad para el transporte, está en función al medio de transporte mencionados y a - latopografía del terreno descrito en uno de los acápites anteriores.

Disponibilidad de la fabricación de las tuberías y la economía en la comparación de costos.

La facilidad de instalación y suficiente abastecimien

to.

Disponibilidad de la mano de obra especializada para la instalación y operación y mantenimiento.

La prevención de algunos aspectos de seguridad y adaptabilidad del tubo.

El aspecto que determinará la elección de la tubería es la capacidad de transporte del tubo, expresado por el coeficiente  $C$  de Hazen-Williams. Aunque el elemento más débil en la fórmula es la estimación de  $C$ , en ausencia de mediciones de pérdida de carga y la descarga o la velocidad. El valor de  $C$  es un coeficiente y no un factor de fricción.

CONSTANTE C.- Los valores varían para los diferentes materiales de los conductos y su deterioro relativo en servicio varían con la forma de la tubería. Para tuberías circulares se tiene la siguiente relación de valores de  $C$  para los diferentes materiales:

	<u>Nuevo</u>	<u>Incierta</u>
Tubo de hierro	130	100
" de acero con unión remachado	110	90
" de Concreto	140	130
" de Asbesto Cemento	140	130
" de Plástico	140	130

La tubería elegida, teniendo en cuenta las consideraciones descritas, será a mi criterio la de Asbesto y Cemento. Los precios de venta en el mercado son ventajosos cumplen los requisitos mínimos desde el punto de vista técnico, tanto para el compor-

tamiento hidráulico como para el montaje.

Para la seguridad del proyecto, considero una constante C igual a 130. Valor estimado para el diseño.

- 3.2.2 ASPECTOS TECNICOS.- La pendiente dependerá, del desnivel existente entre la toma y el sitio de llegada. El tamaño dependerá de las pendientes disponibles y del gasto que se traslada, del coeficiente de rugosidad del manantial escogido, de la mano de obra y otros factores económicos.

CAUDAL.- Corresponde al máximo anual de la demanda diaria, para una población de 12,240 habitantes. Según los cálculos obtenidos se tiene que la capacidad de la estructura será para 27.625 lit./seg.

VELOCIDAD MAXIMA Y MINIMA.- La velocidad debe estar comprendida entre ciertos límites para evitar deposiciones o la erosión de las paredes del conducto. Las velocidades mínimas deben ser aquellas que eviten la deposición de las materias suspendidas en el agua, aunque el agua que se conduzca esté exenta de partículas. Para aguas limpias sólo hay límite superior, sin embargo se sabe que a menor velocidad los diámetros de la tubería son mayores y el costo se eleva. Pero además hay que tener en cuenta que la presión en cada punto no debe ser menor a cero. Para el presente proyecto se tiene en cuenta que no debe ser menor de 0.6 m./seg. ni mayor de 3 m./seg.

PRESION. Para el diseño se contemplará que la presión estática en el sistema no será mayor de 50 metros. Con los recursos disponibles se diseñará el proyecto de una manera simple, práctica e ingeniosa, aprove -



chando la existencia de la mano de obra disponible - como se mencionará más adelante.

### 3.2.3 ACCESORIOS.

Estas tuberías requieren colocación de cajas rompe - cargas, válvulas de aire, de purga, para su buen funcionamiento.

CAJA ROMPECARGAS.- Se usan cuando la línea de conducción presenta aumentos progresivos de la presión estática y la presión dinámica, y si el perfil longitudinal de la tubería de la línea alcanza el valor límite de la presión tal como se mencionó, no mayor de 50 metros de presión.

Consiste en un pequeño tanque que permite disipar la energía almacenada, bajando la línea piezométrica - hasta obtener una presión de prácticamente cero. La carga necesaria para producir nuevamente el flujo se rá la única que actuará en la tubería aguas abajo de esa caja rompepresión.

Se tiene en cuenta que el agua en la caja se emulciona con aire, produciendo un líquido más liviano que, por tanto exige un aumento de la carga teórica necesaria para vencer las pérdidas por entrada y velocidad. En los planos se presenta la caja rompe presión de cada punto para las condiciones que se presenta.

VALVULA DE PURGA.- Se coloca en los puntos más bajos en la tubería de conduccion, para la descarga del agua en caso de limpieza de los sedimentos acumulados o en caso de reparaciones.

VALVULA DE AIRE.- Permite la salida del aire que - existe en solución con el agua, el cual tiende a acumularse en los puntos altos de la tubería, reduciendo su sección efectiva. También tiene la finalidad - de evitar presiones negativas que pueden deformar la tubería, debido a la presión atmosférica exterior.

El dimensionamiento depende del perfil longitudinal de la línea, el cual será calculado respectivamente en los próximos acápite, depende del volumen de aire que se quiera desplazar.

Fair-Geyer, en su libro Water Supply and Waste Water Disposal, establece que los diámetros de ventosas están relacionados con los diámetros de tubería, así:

- a) para impulsión de aire solamente; una pulgada de diámetro por cada pie de diámetro de la tubería;
- b) para expulsión y admisión; 1.5 pulgadas por cada pie de diámetro de tubo.

#### 3.2.4 ASPECTO ECONOMICO.

El estudio de las tuberías se efectuará capitalizando los costos de los primeros gastos, analizando las ventajas y desventajas técnicas-económicas.

En el tramo en estudio, el diámetro más económico de la carga disponible para el tipo de tubería de Asbesto-Cemento, con una constante igual a 130, se cum - plirá:

La suma de las pérdidas de carga de los diámetros de tuberías consideradas en un tramo, es igual a la carga disponible.

La suma de las longitudes de cada tubería es igual a la distancia del tramo.

Se entiende por diámetro más económico aquel para el cual reslte menor la suma de los costos de instalación, operación y servicios del sistema.

En nuestro caso, de conducción por gravedad, un análisis nos dirá la solución más económica.

En nuestro sistema los costos principales son esencialmente por la adquisición e instalación de la tubería. Este costo aumenta con el diámetro.

Para la obtención del diámetro más económico de la conducción normalmente los datos están constituidos por:

Diámetros disponibles en el mercado.

Costo de la tubería.

Gasto requerido.

Coefficiente de rugosidad de las tuberías.

Tiempo de amortización.

Interés.

El procedimiento del cálculo es el siguiente:

- Escoger tentativamente un diámetro.
- Calcular la pérdida de carga.
- Calcular el costo de la tubería ( teniendo en cuenta el diámetro y el espesor requeridos).
- Calcular el costo de inversión inicial y amortización.
- Costo total por año, suma de la amortización anual de la inversión inicial.

Por repetirse el procedimiento en nuestro problema el cálculo del costo de inversión se hará al final.

### 3.2.5 ECUACIONES PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA SUPERFICIAL.

#### Ecuación Racional:

Es conocida como la fórmula de Darcy-Weisbach o sea:

$$hf = f(l/d)(v^2/2g)$$

en donde hf. es la pérdida de carga, "l" la longitud del tubo y "d" el diámetro de la tubería, "v" es la velocidad media, "g" aceleración de la gravedad y "f" un factor adimensional en función al número de Reynolds R y a la rugosidad relativa e/r, donde "e" es una medida de la rugosidad absoluta y "r" el radio interno del tubo ( $2e/d = e/f$ ).

A pesar de la lógica e inherente simplicidad conceptual, existen razones importantes por las cuales no se emplean en problemas de transporte de fluidos que se encuentran en las líneas de conducción de aguas y en las redes de tuberías:

- Debido a que la rugosidad relativa e/r es una clave para f, no es posible encontrar r (o "d") directamente cuando están dadas h, v, ó Q, e y la temperatura del agua (o v). Se requiere de una solución por tanteos.
- Se requieren diagramas adicionales f;R por que las líneas de transmisión pueden incluir conductos tanto no circulares como circulares.

- Lo expresado en las líneas anteriores es aplicable también para secciones parcialmente llenas.

Debido a los inconvenientes prácticos de la fórmula de Weisbach, se recurre a :

Una ecuación Exponencial:

Entre muchas que existen, la fórmula de Hazen-Williams es la más extensamente usada, para expresar las relaciones de flujo en conductos a presión. La fórmula fue propuesta por Hazen-Williams el año 1905.

La fórmula de Hazen-Williams puede tomar las siguientes formas:

$$Q = 0.0004266 \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54} \dots \quad (1)$$

$$hf = \frac{L \times Q^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} \times C^{1.85} \times D^{4.866}} \dots \quad (2)$$

$$V = 0.00084191 \times C \times D^{0.63} \times S^{0.54} \dots \quad (3)$$

$$S = hf/L \dots \quad (4)$$

$$D = \frac{Q^{0.38}}{5.241 \times 10^{-2} \times C^{0.38} \times S^{0.2052}} \dots \quad (5)$$

El elemento más débil en la fórmula es la estimación de C en ausencia de mediciones de pérdida de carga y la velocidad. Se nota que C es

un coeficiente de la capacidad hidráulica y no un factor de fricción.

Para el desarrollo de las fórmulas presentadas se emplea la siguiente notación:

- D = Diámetro nominal de la tubería en pulgadas
- Q = Caudal de conducción en litros por segundo
- hf = Pérdida de carga por fricción en la tubería en metros.
- S = Pendiente expresado en metros/Kilómetros.
- C = Constante o coeficiente de Hazen-Williams.
- V = Velocidad del caudal en metros/segundo.
- L = Longitud de la tubería en Kilómetros.
- P = Presión expresado en metros.
- CT = Cota de terreno expresado en metros sobre el nivel del mar.
- CP = Cota piezométrica expresado en metros sobre el nivel del mar.

3.2.6. CALCULO DE LA LINEA DE CONDUCCION.

Gasto de conducción:

$$\frac{12,240 \times 150 \times 1.3}{86,400} = 27.625 \text{ lit./seg.}$$

Longitud total de la línea de conducción:

$$L_t = 6.152 \text{ Kilómetros.}$$

Desnivel de la caja de captación hasta la caja de distribución a los reservorios:

$$H_t = 4,273.8 - 4,141 = 132.8 \text{ metros}$$

Material del conducto:

Tubería de Asbesto-Cemento,  $C = 130$  (proyectado al futuro de 15 años).

Precios admitidos de la tubería; año 1980:

Diámetro ( pulg.)	Clase A-5 (5Kgr./cm <sup>2</sup> .)	A-7.5 (7.5Kgr./cm <sup>2</sup> )
3	\$/ 395	\$/ 514
4	\$/ 800	\$/ 989
6	\$/ 1,401	\$/ 1,667
8	\$/ 2,827	\$/ 3,717

SOLUCION :

Por las características topográficas presentados en el trazo de la línea de conducción, la solución se dará por tramos.

Se instalan dos cajas rompe-presión por las siguientes razones:

- Para el caso de presentarse algún atoro, la tubería soporta la presión estática.
- Disminuir el costo de la tubería. La tubería para un mismo diámetro, tiene un costo mayor cuanto mayor sea la presión a resistir.
- Evitar la sobrepresión alta, en casos de presentarse la conducción de mayor caudal que el previsto.
- Para facilitar el mantenimiento de la línea de conducción.

Para el caso de conducción ~~con~~ tubería, por gravedad, el costo de los mismos en resumen es menor cuanto menor sea el diámetro.

La elección de un diámetro de tubería, dependerá de las condiciones técnicas ( velocidad, presión) dentro del límite permisible, y económicas ( máximo beneficio a menor costo).

La línea de conducción se divide en tramos y subtramos siguientes:

#### TRAMO A - XI

De la caja de captación hasta la primera caja rompe presión.

Diferencia de cotas:

$$4,273.8 - 4222.3 = 51.5 \text{ m.}$$

El trazo de la línea de la gradiente hidráulica nos indica que habría presión negativa en los puntos altos.



División en subtramos:

I.1 Sub-Tramo A-h

Diferencia de niveles :

$$H_{A-h} = 4,273.8 - 4,259.8 = 14 \text{ m.}$$

Presión prevista de llegada:

$$P_p = 3 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$Hd_{A-h} = 14 - 3 = 11 \text{ m.}$$

Longitud del tramo A-h :

$$L_{A-h} = 1.393 \text{ Km.}$$

Pendiente del terreno :

$$St_{A-h} = \frac{11}{1.393} = 7.902 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico del diámetro: En la fórmula (5),

$$Q = 27.625 \quad G = 130$$

$$Dt = \frac{27.625^{0.38}}{5.241 \times 10^{-2} \times 130^{0.38} \times 7.902^{0.2052}}$$

$$Dt = 6.931 \text{ pulg.}$$

Asumiremos los siguientes diámetros comerciales :

6" y/o 8".

Cuadro comparativo:

Las características técnicas, usando las fórmulas de Hassen-Williams son:

D pulg.	L Km.	hf m.	S m./Km	V m./seg.
6	1.392	22.303	16.022	1.514
8	1.392	5.501	3.952	1.814

La tubería de 6" hace una pérdida de carga de 22.303 metros mucho mayor que la pérdida disponible, lo que significa que llegaría con presión negativa en el punto m.

Para el primer tramo A-m, se considera la tubería de 8", con el propósito de ofrecer condiciones hidráulicas ventajosas para la conducción del agua por la topografía de pendiente variada. La carga sobrante será absorbida en los tramos siguientes.

#### Tubería de 8 pulgadas.

Presión en h :

$$P_h = 14 - 5.501 = 8.499 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en h :

$$C_{Ph} = 4,259.8 + 8.499 = 4,268.299 \text{ m.s.n.m.}$$

#### I.2 Sub-Tramo h-m

Diferencia de niveles :

$$H_{h-m} = 4,268.299 - 4,253.00 = 15.299 \text{ m.}$$

Presión prevista de llegada :

$$P_p = 2 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$H_{h-m} = 15.299 - 2 = 13.299 \text{ m.}$$

Longitud del tramo h-m :

$$L_{h-m} = 0.446$$

Pendiente disponible :

$$St_{h-m} = 13.299/0.446 = 29.818 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico del diámetro:

Reemplazando en la fórmula (5)...

$$Dt = \frac{10.592104}{29.818^{0.2052}} = 5.277 \text{ pulg.}$$

Asumiremos el diámetro comercial de :

6"

D	L	hf	S	V
pulg.	Km.	m.	m./Km.	m./seg.
6"	0.446	7.146	16.022	1.514

La tubería de 6 pulgadas es la adecuada, las condiciones hidráulicas son adecuadas, lo mismo que las presiones en cada punto del tramo h-m.

Tubería de 6 pulgadas.

Presión en m :

$$P_m = 15.299 - 7.146 = 8.153 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en m :

$$CP_m = 4,253.00 \neq 8.153 = 4,261.153 \text{ m.s.n.m.}$$

13. Subtramo m - XI

Diferencia de niveles :

$$H_{m-XI} = 4,261.153 - 4,222.30 = 38.853 \text{ m.}$$

Presión prevista de llegada :

$$P_p = 1. \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$H_d = 38.853 - 1 = 37.853 \text{ m.}$$

Longitud del tramo m - XI :

$$L_{m-XI} = 0.390 \text{ Km.}$$

Pendiente disponible :

$$S_{dm-XI} = \frac{37.853}{0.390} = 97.059 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico del diámetro :

Reemplazando en (5) ...

$$Dt = \frac{10.592104}{97.059^{0.2052}} = 4.142 \text{ pulg.}$$

Se observa que para el cálculo de los diámetros teórico la única variable es la pendiente

En este último subtramo del tramo A-XI, asumiremos los diámetros :

4" y 6"

Cuadro comparativo :

D Pulg.	L Km.	hf m.	S m./Km.	V m./seg
4	0.390	44.942	115.236	3.402
6	0.390	6.249	16.0224	1.513

Se observa que la tubería de 4 pulgadas conduce con una velocidad ligeramente alta o sea de 3.402 m./seg., para el proyecto por las condiciones de la calidad del agua y el costo, considerado aceptable.

La solución combinando la tub. de 4" y 6" :

$$L_6 \neq L_4 = 0.390 \text{ Km.}$$

$$S_6 \times L_6 \neq S_4 \times L_4 = 37.853 \text{ m.}$$

$$16.0224L_6 \neq 115.236L_4 = 37.853 \text{ m.}$$

Resolviendo las ecuaciones:

$$L_4 = 0.318 \text{ Km.}$$

$$L_6 = 0.072 \text{ Km.}$$

Verificando :

$$115.236 \times 0.318 = 36.646 \text{ m}$$

$$16.022 \times 0.072 = 1.154 \text{ m.}$$

Pérdida de carga

Total	...	37.799 m.
-------	-----	-----------

Presión de llegada a X1 ( caja rompresión) :

$$P_{X1} = 38.853 - 37.799 = 1.054 \text{ m.}$$

Nivel de agua en X1, en la caja rompe presión:

$$NA_{CRP} = 4,222.3 \text{ m.s.n.m.}$$

## II. Tramo X1 - X2

En X2 se encuentra ubicado la segunda caja rompe-presión, el diseño se muestran en los planos adjunto.

Desnivel de X1 - X2 ;

$$H_{X1-X2} = 4,222.3 - 4,171.7 = 50.6 \text{ m.}$$

Al trazar la línea de la gradiente hidráulica se observa en los puntos r,s,v presiones negativas, para los cálculos se subdividirá en subtramos.

### II.1 Sub-tramo X1 - s

Diferencia de niveles :

$$H_{X1-s} = 4,222.3 - 4,210 = 12.3 \text{ m.}$$

Presión mínima prevista en s :

$$P_p = 2 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$H_d_{X1-s} = 12.30 - 2 = 10.3 \text{ m.}$$

Longitud del tramo X1-s :

$$L_{X1-s} = 0.720 \text{ Km.}$$

Pendiente del tramo :

$$St = \frac{10.3}{0.720} = 14.306 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico del diámetro :

En la formula (5) ...

$$D = \frac{10.592104}{14.306^{0.2052}} = 6.136 \text{ pulg.}$$

Asumiremos tuberías de diámetros comerciales de 6" y/o 8".

Cuadro comparativo :

D Pulg.	L Km.	hf. m.	S m./Km.	V. m./seg.
6	0.720	11.536	16.022	1.513
8	0.720	2.845	3.952	0.852

La tubería de 6" tendría una pérdida mayor que el disponible, la tubería de 8" tendría una pérdida mucho menor que el disponible y sería antieconómico para el presente tramo.

La combinación de las tuberías de 8" y 6" en serie respectivamente, permitirá una conducción óptima.

$$16.022xL_6 + 3.952L_8 = 10.3 \text{ m.}$$

$$L_6 + L_8 = 0.720 \text{ Km.}$$

Resolviendo las ecuaciones :

$$L_8 = 0.103 \text{ Km.}$$

$$L_6 = 0.407 \text{ Km.}$$

Tuberías de 8" y 6".

Verificando las pérdidas de cargas de las tuberías de 8" y 6".

$$16.022 \times 0.617 = 9.886 \text{ m.}$$

$$3.952 \times 0.103 = \underline{0.407 \text{ m.}}$$

Pérdida de carga

$$\text{Total} \quad \dots\dots 10.293 \text{ m}$$

Presión en s :

$$P_s = 12.3 - 10.293 = 2.007 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en s :

$$CP_s = 4,210.00 + 2.007 = 4,212.007 \text{ m.s.n.m.}$$

II.2 Subtramo s-v

Diferencia de niveles :

$$H_{s-v} = 4,212.007 - 4,195.00 = 17.007 \text{ m.}$$

Presión mínima prevista de llegada :

$$P_p = 2 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$Hd_{s-v} = 17.007 - 2 = 15.007$$

Longitud del tramo s - v :

$$L_{s-v} = 0.692 \text{ Km.}$$

Pendiente del tramo s-v :

$$St_{s-v} = 15,007/0.692 = 21.686 \text{ m./Km.}$$



Cálculo teórico del diámetro :

Con  $Q = 27.625$  lit./seg. ,  $C' = 130$

En la fórmula (5) se tiene...

$D_t = 5.634$  pulg.

La tubería comercial de un diámetro inmediato superior es de 6".

Tubería de 6".

D Pulg.	L Km.	hf. m.	S m./Km.	V m./seg.
6	0.692	11.088	16.022	1.512

Presión en v :

$$P_v = 17.007 - 11.088 = 5.919 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en v :

$$CP_v = 4,195 + 5.919 = 4,200.919 \text{ m.s.n.m.}$$

### II.3 Sub-Tramo v - X2

Diferencia de niveles :

$$H_{v-X2} = 4,200.919 - 4,171.7 = 29.219 \text{ m.}$$

Presión de llegada :

$$P_p = 0.00 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$Hd_{v-X2} = 29.219 \text{ m.}$$

Longitud del tramo v-X2 ;

$$L_{v-X2} = 0.447 \text{ Km.}$$

Pendiente del tramo :

$$St_{v-x2} = 29.219/0.447 = 65.367 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico del diámetro :

con  $Q = 27.625$  lit./seg. ,  $C = 130$

$$D = \frac{27.625^{0.38}}{5.241 \times 10^{-2} \times C^{0.38} \times S^{0.2052}} = 4.492 \text{ pulg}$$

Asumiremos los diámetros de 6" y 4" :

Tubería de 6" y 4".

$$16.022L_6 + 115.236L_4 = 29.219 \text{ m.}$$

$$L_6 + L_4 = 0.447 \text{ Km.} \quad \begin{array}{l} L_6 = 0.225 \text{ Km.} \\ L_4 = 0.222 \text{ Km.} \end{array}$$

Comprobando las pérdidas de carga de las tuberías 6" y 4".

$$16.022 \times 0.225 = 3.605 \text{ m.}$$

$$115.236 \times 0.222 = 25.582 \text{ m.}$$

Pérdida de carga

$$\text{Total} \quad \dots \quad 29.187 \text{ m.}$$

Presión en X2, de llegada :

$$P_{X2} = 29.219 - 29.187 = 0.032 \text{ m.}$$

Nivel de agua en X2 :

$$NA_{X2} = 4,171.7 \text{ m.s.n.m.}$$

### III. Tramo X2 - j'

En el punto j', se encuentra la caja de distribución a los reservorios existentes y proyectados.

Diferencia de niveles :

$$H_{X2-j'} = 4,171.7 - 4,141 = 30.7 \text{ m.}$$

Presión prevista de llegada :

$$P_p = 2 \text{ m.}$$

Carga disponible :

$$H_d_{X2-j'} = 30.7 - 2 = 28.7 \text{ m.}$$

Longitud del tramo X2 - j' :

$$L_{X2-j'} = 2.065$$

Pendiente disponible :

$$S_d_{X2-j'} = 28.7/2.065 = 13.898 \text{ m./km.}$$

Cálculo teórico del diámetro :

$$\text{Con } Q = 27.625 \text{ lit./seg, } C = 130$$

En la fórmula (5)...

$$Dt = 6.177 \text{ pulg.}$$

Asumiremos los diámetros :

Tubería de 8" y 6".

Cuadro comparativo :

D pulg.	L Km.	hf. m.	S m./Km.	V m./seg.
8"	2.065	8.160	3.952	0.852
6	2.065	33.086	16.022	1.513

Longitudes de cada diametro de tuberías :

$$L_6 + L_8 = 2.065 \text{ Km.}$$

$$3.952L_8 + 16.022L_6 = 28.7 \text{ m.}$$

Resolviendo las ecuaciones :

$$L_8 = 0.364 \text{ Km.}$$

$$L_6 = 1.701 \text{ Km.}$$

Cálculo de las pérdidas de carga respectiva :

$$3.952 \times 0.364 = 1.439 \text{ m.}$$

$$16.022 \times 1.701 = \underline{27.253 \text{ m.}}$$

Pérdida de carga total 28.692 m.

Presión en  $j'$  ;

$$P_{j'} = 30.70 - 28.692 = 2.008 \text{ m. ( presión de salida )}$$

Nivel de agua en la caja de distribución, en  $j'$  :

$$NA_{j'} = 4,141.00 \text{ m.s.n.m.}$$

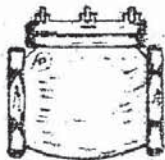
**TABLA DE LONGITUDES EQUIVALENTES PARA EL CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA EN CONEXIONES Y ACCESORIOS**



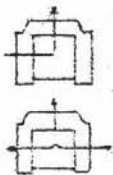
	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	6"	8"
<b>LLAVES DE COMPUERTA</b>									
Toda abierta	0.1	0.1	0.1	0.3	0.4	0.6	0.7	1.0	1.4
1/4 cerrada	0.6	0.8	1.0	1.7	2.2	3.2	4.3	6.0	8.0
1/2 cerrada	3.1	4.3	5.1	8.0	10.5	15.0	22.0	32.0	43.0
3/4 cerrada	12.0	18.0	21.0	33.0	44.0	60.0	88.0	125.0	160.0

	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	6"	8"
<b>LLAVE DE ANGULO</b>	2.5	3.2	4.5	6.6	8.5	13.0	17.0	26.0	35.0

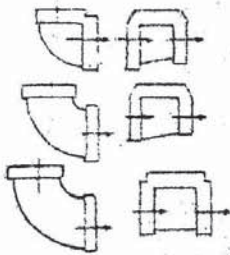
	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	6"	8"
<b>LLAVE DE DISCO (abierto)</b>	5.0	6.4	8.0	13.0	17.0	26.0	38.0	52.0	66.0



	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	6"	8"
<b>VALVULA DE RETENCION</b>	1.2	1.7	2.2	3.5	4.4	6.0	8.3	13.0	17.0



	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	5"	6"
<b>TES CORRIENTES</b>									
Flujo cruzado	0.9	1.3	1.7	2.8	3.7	5.0	6.8	10.1	14.5
Flujo recto	0.3	0.5	0.6	0.9	1.0	1.6	2.3	3.4	4.2



	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	5"	6"
<b>CODOS DE 90°</b>									
Corrientes	0.5	0.6	0.8	1.3	1.7	2.6	3.4	5.0	6.2
Radio medio	0.4	0.6	0.7	1.0	1.4	2.2	2.6	4.3	5.4
Radio largo	0.3	0.5	0.6	0.9	1.0	1.6	2.3	3.4	4.2



	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	5"	6"
<b>CODOS DE 45°</b>	0.2	0.3	0.4	0.6	0.6	1.0	1.5	2.5	3.2

PARA LAS REDUCCIONES BRUSCAS, LAS LONGITUDES EQUIVALENTES CORRESPONDEN AL DIAMETRO MENOR.

REDUCCIONES BRUSCAS									
	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"	6"	8"
8"	0.3	0.4	0.5	0.7	0.8	1.0	1.2	1.2	1.2
6"	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	0.9	3.9	3.9
4"	0.3	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6	3.0	3.9	3.9
3"	0.2	0.3	0.4	0.5	0.5	1.9	3.0	5.1	5.1
2"	0.2	0.3	0.3	0.3	1.4	1.9	4.5	6.0	6.0
1 1/2"	0.2	0.2	0.2	1.0	1.4	2.6	5.1	6.6	6.6
1"	0.2	0.2	0.8	1.0	2.4	3.6	5.4	7.2	7.2
3/4"	0.1	0.5	0.8	1.4	2.4	3.9	5.7	7.5	7.5
1/2"	0.4	0.5	1.2	1.6	2.7	4.2	6.0	7.8	7.8

PARA LAS AMPLIACIONES BRUSCAS, LAS LONGITUDES EQUIVALENTES CORRESPONDEN AL DIAMETRO MAYOR.

AMPLIACIONES BRUSCAS

### 3.3.0 LINEAS DE ALIMENTACION DE LA CAJA DE DISTRIBUCION A LOS RESERVORIOS.

#### Cálculo de los caudales.

Caudal línea j' a R1 :

$$Q1 = \frac{1,739 \times 150}{86,400} \times 1.3 = 3.925 \text{ lit./seg.}$$

Caudal línea j' a R3 :

$$Q3 = \frac{2,899 \times 150}{86,400} \times 1.3 = 6.543 \text{ lit./seg.}$$

Caudal línea j' a R2 :

$$Q2 = \frac{(12,240 - (2,899/1739)) \times 150}{86,400} \times 1.3 =$$

$$Q2 = \frac{7,602 \times 150}{86,400} \times 1.3 = 17.157 \text{ lit./seg.}$$

Las poblaciones para Q1 y Q3 fueron calculados a partir de la capacidad de los reservorios existentes de 60 y 100 M3. respectivamente:

$$60 \text{ M3.} = 150 \text{ l/H/d.} \times \text{Población} \times 0.23$$

$$P1 = 1,739 \text{ habitantes.}$$

$$100 = 150 \times P2 \times 0.23$$

$$P2 = 2,899 \text{ habitantes.}$$

#### IV Diseño de los alimentadores.

##### IV.1 Tramo j' - R1.

Diferencia de niveles :

$$H_{j'-R1} = 4,141 - 4,140.45 = 0.55 \text{ m.}$$

Longitud del tramo  $j' - R1$  :

$$L_{j'-R1} = 0.009 \text{ Km.}$$

Pendiente disponible :

$$Sd = 0.55/0.009 = 61.11 \text{ m./Km.}$$

Cálculo del diámetro teórico :

$$Dt = \frac{3.925^{0.38}}{5.241 \times 10^{-2} \times 130^{0.38} \times 61.11^{0.2052}}$$

$$Dt = 2.164 \text{ pulg.}$$

El diámetro inmediato superior y comercial es la tubería de 3".

Tubería de 3"

Pérdida de carga en la entrada a la tubería :

$$hf_e = 1.5 \text{ m. en longitud de tubería de 3".}$$

Se encuentra en los gráficos de pérdidas de carga por accesorios y orificios de entrada y salidas. En tuberías equivalentes.

Longitud total :

$$L_t = 0.009 + 0.0015 = 0.0105 \text{ Km.}$$

Pérdida de carga total :

En la fórmula (2) de Hazen-Williams.

$$hf = \frac{3.925^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 3^{4.866}} \times 0.0105$$

$$hf = 0.132 \text{ m.}$$

Presión de salida en R1 :

$$P_{R1} = 0.55 - 0.132 = 0.418 \text{ m.}$$

Velocidad de conducción :

Reemplazando valores en (3)...

$$V = 0.858 \text{ m./seg.}$$

Pendiente de conducción :

En (4) ...

$$S_{j'-R1} = \frac{0.132}{0.0105} = 12.571 \text{ m./Km.}$$

Nivel de agua en R1 :

$$NA_{R1} = 4,140.45 \text{ m.s.n.m.}$$

#### IV.2 Tramo j' - R3

Carga disponible :

$$H_{j'-R3} = 4,141.00 - 4,139.3 = 1.7 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{j'-R3} = 0.072 \text{ Km.}$$

Pendiente disponible :

$$S_{d_{j'-R3}} = 1.7 / 0.072 = 23.611 \text{ m./Km.}$$

Cálculo teórico, del diámetro :

$$D = \frac{17.157^{0.38}}{5.241 \times 10^{-2} \times 130^{0.38} \times 23.611^{0.2052}}$$

$$Dt = 4.620 \text{ pulg.}$$

Asumiremos tuberías de 6"



Perdida en la entrada :

Longitud de tubería de 6" equivalente...

$L_e = 7$  metros.

Longitud de tubería Total :

$L_t = 0.072 + 0.007 = 0.079$  KM.

Perdida de carga tramo  $j' - R_3$  :

$$h_f = \frac{17.157^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 6^{4.866}} \times 0.079 = 0.524$$

Presión de salida :

$P_{R_3} = 1.7 - 0.524 = 1.176$  m.

Pendiente :

$S = 0.524 / 0.079 = 6.633$  m./Km.

Velocidad :

$V_{j'-R_3} = 0.940$  m./seg.

Nivel de agua en  $R_3 = 4,139.3$  m.s.n.m.

#### IV.3 Tramo $j' - R_2$ .

Para los cálculos subdividimos en subtramos :

##### IV.3.1 Subtramo $j' - k'$

Diferencia de Nivel :

$H_{j'-k'} = 4,141 - 4,134.5 = 6.5$  m.

Longitud del tramo  $j' - k'$  :

$L_{j'-k'} = 0.150$

Pendiente disponible :

$S_{d_{j'-k'}} = 6.5 / 0.150 = 43.33$

Diámetro teórico :

Reemplazando en (5)...

$$D_t = 2.828 \text{ pulg.}$$

Asumiremos el diámetro comercial inmediato superior, o sea de 3".

Pérdida por entrada a la tubería, en longitud equivalente :

$$L_e = 2.5 \text{ m.}$$

Longitud total :

$$L_t = 0.1525 \text{ Km.}$$

Pérdida de carga tramo  $j'-k'$  ;

$$h_f = 4.961 \text{ m.}$$

Presión en  $k'$  :

$$P_{k'} = 6.5 - 4.961 = 1.539 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en  $k'$  :

$$CP_{k'} = 4,134.5 + 1.539 = 4,136.039 \text{ m.s.n.m.}$$

#### IV.3.2. Sub-tramo $k' - R2$

Diferencia de Nivel :

$$H_{k'-R2} = 4,136.039 - 4,113.00 = 23.039 \text{ m.}$$

En este tramo se usará la tubería existente de  $f^o f^o$  de diámetro 4". La constante  $C$  es de  $C = 102$ .  $L = 0.250 \text{ Km.}$

La pérdida de carga para un caudal de 6.543 lit./seg. es : Reemplazando en (2)...

$$h_f = 3.142 \text{ m.}$$

La presión de salida en  $R2$  es :

$$P_{R2} = 23.039 - 3.142 = 19.897 \text{ m.}$$

Velocidad tramo k'-R2 :

Reemplazando en (3) :

$$V_{k'-R2} = 0.807 \text{ m./seg.}$$

Pendiente del tramo :

$$S = 3.142/0.250 = 12.568 \text{ m./Km.}$$

Nivel de agua en R2 :

$$NA_{R2} = 4,113.00 \text{ m.s.n.m.}$$

### 3.4.0. ALMACENAMIENTO, LINEA DE ADUCCION y RED DE - DISTRIBUCION.

Anteriormente se ha mencionado que la solución comprende tres sistemas independientes a partir de la caja de distribución diseñada al final de la línea de conducción. Para los cálculos he visto conveniente separarlos y llamarlos SISTEMAS N1, N2, y N3. respectivamente.

Para el análisis y cálculos de los volúmenes de almacenamiento, se hará uso de los valores calculados en el capítulo II, correspondiente al volumen para compensar los consumos durante las horas de máxima exigencia será el 23% del promedio anual de la demanda.

Los caudales para la red de cada sistema, se encontrarán, a partir de las estructuras existentes y se podrán emplear en el presente proyecto y como criterio del nuevo diseño de mejoramiento y ampliación.

#### 3. .1.0 SISTEMA N°1

Comprende de un reservorio existente de cabecera de 60 M3., línea de aducción y red de distribución.

La población que será abastecida por este sistema se calculará a partir del volumen de almacenamiento. Que por las características estudiadas de la zona de la ciudad de Junín, así como por la baja densidad, y tipos simples

de construcción con ausencia de locales comerciales y otros, el volumen de almacenamiento es por la demanda del caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria.

Cálculo de la población servida:

$$P_1 = \frac{60 \times 1000}{150 \times 0.23} = 1,739 \text{ habitantes.}$$

La población corresponde a un futuro de 15 años.

Actualmente, como se ha podido observar el sistema abastece a una población de 1,701 habitantes.

Luego si el diseño es para un futuro de 15 años, y la población futura es de 1,939 habitantes, la población actual en el diseño considerado es:

$$1,739 = P_a (1 + 0.225663)^{1.5} \quad (\text{vease II.2.5.2})$$

Despejando  $P_a$  :

$$P_a = 1,282 \text{ habitantes.}$$

Los habitantes que hasta la fecha fueron abastecidos con este sistema y que han sido excluidos, serán abastecidos con el siguiente sistema N°2.

### 3.4.1.1 ALMACENAMIENTO N°1

( vease III 3.2.0 )

En el presente sistema se considera la utilización del reservorio de 60 M<sup>3</sup>.

El volumen cubre solamente las variaciones horarias de la demanda para una población de 1,739 habitantes al futuro de 15 años.

La capacidad de regulación corresponde al 23% del promedio anual de la demanda, estudiado en el capítulo II.

MEJORAMIENTO DEL RESERVORIO EXISTENTE.— La tubería de entrada de f°f° de 4" se empalmará a la tubería de alimentación de 3" de A.C. clase A-5.

El nivel de agua se mantiene en la cota 4140.45 m.s.n.m.

El reservorio no tiene instalada tubería de ventilación. Las variaciones del nivel de agua; cuando desende el nivel en el reservorio produce una presión negativa, actualmente se evita haciendo que entre el aire por el orificio de inspección, con cierta dificultad. Por otro lado, cuando asciende el nivel del agua, se crea presiones en la pared del reservorio. esto es en un momento dado puede perjudicar la estructura del reservorio, impidiendo el buen funcionamiento del reservorio.

La tapa de inspección no tiene un diseño sani-

tario, no prevé las posibilidades de ingreso de agua de lluvia, partículas diversas, insectos - etc. El diseño recomendado coincide con el de la construcción del nuevo reservorio de 400 M<sup>3</sup>.

#### MANTENIMIENTO.

Después de la reparación de las observaciones - indicadas se procederá a la limpieza y desinfección, se sobreentiende que esto se repetirá por lo menos cada 6 meses.

Para la desinfección del reservorio se seguirá las instrucciones descritas posteriormente.

#### 3.4.1.2 LINEA DE ADUCCION.

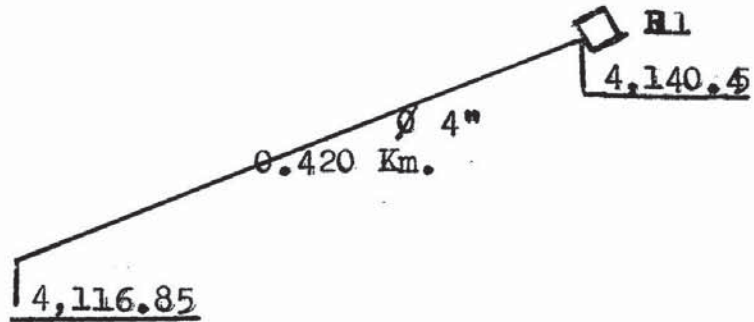
Llamamos línea de aducción a la línea que une al reservorio de almacenamiento con la red de - tuberías que enlazan las manzanas de una ciudad.

#### DATOS DE DISEÑO

Comociendo que la población actual para la zona llamada Barrio San Cristobal, de 1,282 y la población futura de 1,739 habitantes ( calculado en el acápite anterior), se tiene que el caudal de diseño es:

$$Q_d = \frac{1,739 \times 150}{86,400} \times 1.8 = 5.434 \text{ lit./seg.}$$

La constante C de Hazen-Williams es 130.



### CALCULOS

Diferencia de Nivel :

$$H_{RL-B} = 4,140.45 - 4,116.85 = 23.6 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{RL-B} = 0.420 \text{ Km.}$$

Pendiente disponible :

$$Sd_{RL-B} = 56.19 \text{ m./Km.}$$

Diámetro de Instalada :

$$D_{RL-B} = 4 \text{ pulg. Asbesto Cemento.}$$

Pérdida de carga :

$$hf_{RL-B} = \frac{5.434^{1.85} \times 0.420}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 4^{4.866}}$$

$$hf_{rl-B} = 2.39 \text{ m.}$$

Presión en B :

$$P_B = 23.6 - 2.39 = 21.21 \text{ m.}$$

Pendiente de trabajo :

$$S_{RL-B} = 2.39 / 0.42 = 5.69 \text{ m./Km.}$$



Velocidad del tramo :

$$V_{R1-B} = 0.00084191 \times 130 \times 4^{0.63} \times 5.69^{0.54}$$

$$V_{R1-B} = 0.670 \text{ m./seg. (Velocidad Admisible)}$$

Cota Piezométrica en B:

$$CP_B = 4,116.85 \neq 21.21 = 4,138.06 \text{ m.s.m.m.}$$

### 3.4.1.3 RED DE DISTRIBUCION.

La red de distribución del presente sistema está construida con tubería de Asbesto Cemento formando troncal de un solo circuito.

La red existente actualmente abastece a una población de 1,701 habitantes, para el proyecto de mejoramiento y ampliación, se considera que el circuito cubrirá la demanda para una población actual de 1,282 habitantes y a un futuro de 15 años para una población de 1,739 habitantes.

La demanda corresponderá al caudal máximo horario del promedio anual.

El caudal de diseño :

$$Q_d = 5.434 \text{ lit./seg.}$$

La constante C de Hazen-Williams se considera

$$C = 130$$

La dotación de agua es de 150 lit./hab./día.

TRAZO DEL CIRCUITO Y SUS AREAS DE INFLUENCIA

Densidad de la población:

$D_n = 38.41 \text{ Hab./Há.}$

Area bruta = 70.33 Há.s.

Area Neta = 45.275 Há.s.

Para el reconocimiento del circuito se ha tomado en cuenta que las longitudes en cada tramo no exceda de 0.600 Km. Así mismo las áreas de influencia de cada tramo se han calculado formando figuras geométricas, entre trapecios y triángulos, ocasionado mayormente por el trazo de las bisectrices de los ángulos formados en cada nudo.

A continuación un cuadro de las áreas de influencia de cada tramo y su población servida respectiva :

CIRCUITO	TRAMO	AREA Há.	DENSIDAD Hab./Há	POBLACION SERVIDA.
I	B-C	10.805	38.41	415
	C-D	12.888	"	495
	D-E	11.220	"	431
	E-B	10.362	"	398
TOTALES		45.275	38.41	1,739

A continuación se calcula la cantidad de agua de consumo, multiplicando el número de habitantes para cada tramo por un factor de gasto

"q", el que determinaremos de la siguiente manera:

Factor del máximo Gasto Horario (qmh). - Es el que expresa la cantidad de agua que consume un habitante en la hora de máximo consumo.

$$qmh = \frac{\text{Gasto máximo horario}}{\text{No de Habitantes}} = \frac{5.434 \text{ lit./seg.}}{1,739 \text{ hab.}}$$

$$qmh = 3.12478 \times 10^{-3} \text{ lit./seg./hab.}$$

Factor de máximo gasto diario (qmd). - Es el que expresa la cantidad de agua que consume un habitante en el día de máximo consumo.

$$qmd = \frac{\text{Gasto máximo diario}}{\text{Nº habitantes}} = \frac{3.925 \text{ lit./seg}}{1,739 \text{ hab.}}$$

$$qmd = 2.25694 \times 10^{-3} \text{ lit./seg./hab.}$$

Con estos factores de máximo gasto, confeccionaremos el cuadro siguiente, donde se calcula el gasto de cada tramo de tubería de la forma siguiente :

$$Q = N^{\circ} \text{ Hab.} \times q$$

Nº Hab. = Es el número de habitantes que abastece el tramo.

q = factor de máximo gasto.

El cuadro es como sigue:

CIRCUITO	TRAMO	POBLACION SERVIDA	Q <sub>md</sub> Lit./seg.	Q <sub>mh</sub> Lit./seg.	LONGITUD Km.
I	B-C	415	0.937	1.297	0.254
	C-D	495	1.117	1.547	0.340
	D-E	431	0.973	1.347	0.268
	E-B	398	0.898	1.243	0.348
TOTALES		1,739	3.925	5.434	1.210

#### CALCULO HIDRAULICO DE LA RED.

El cálculo por el método de Hardy-Cross, nos permitirá observar en primer lugar con los diámetros de tuberías existentes, si cumplen con las condiciones que se prevén de velocidad max. y minima, presiones admisibles en la red, etc., si no cumpliera con lo previsto se sugiere un nuevo tanteo con los diámetros de tuberías.

Según una publicación de la Organización Panamericana de la salud. Washington, D.C., 18-20 de Octubre de 1965 manifiesta:

Las presiones de agua requeridas para fines rurales a la vez sobrepasan un máximo de 15 metros en los puntos más desfavorables, lo que permite introducir economías en el sistema. A este respecto, cabe comentar que un sistema bien diseñado deberá asegurar de manera permanente la existencia de la presión mínima adoptada, como una garantía de buen abastecimiento en condiciones sanitarias satisfactorias.

Se recomienda el uso de tuberías cuyo diámetro sea el resultado del análisis hidráulico de la red y no la -

consecuencia de diámetros convencionales mínimos preestablecidos.

### 1<sup>er</sup>. TANTEO

Corresponde al análisis hidráulico a partir de las tuberías existentes de diámetros conocidos.

En el cuadro siguiente se simplifica los resultados:

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO	Ql	hf	hf./Ql
I	B-C	0.254	4"	2.841	0.4353	0.1532
	C-D	0.340	4"	1.549	0.1898	0.1225
	D-E	0.268	4"	-1.347	-0.1155	0.0857
	E-B	0.348	4"	-2.593	-0.5038	0.1943
					AQ = -0.005	

### CONDICIONES HIDRAULICAS DE LA RED.

CIR.	TRAMO	Q	COTA TERR.	COTA PIEZ.	PRESION	VELOCIDAD
		L./s.			m.	m./seg.
I	B-C	2.841	4,115.20	4,137.63	22.43	0.4
	C-D	1.549	4,109.11	4,137.34	28.33	0.2
	D-E	1.374	4,109.18	4,137.56	28.38	0.2
	E-B	2.593	4,116.85	4,138.06	21.21	0.3

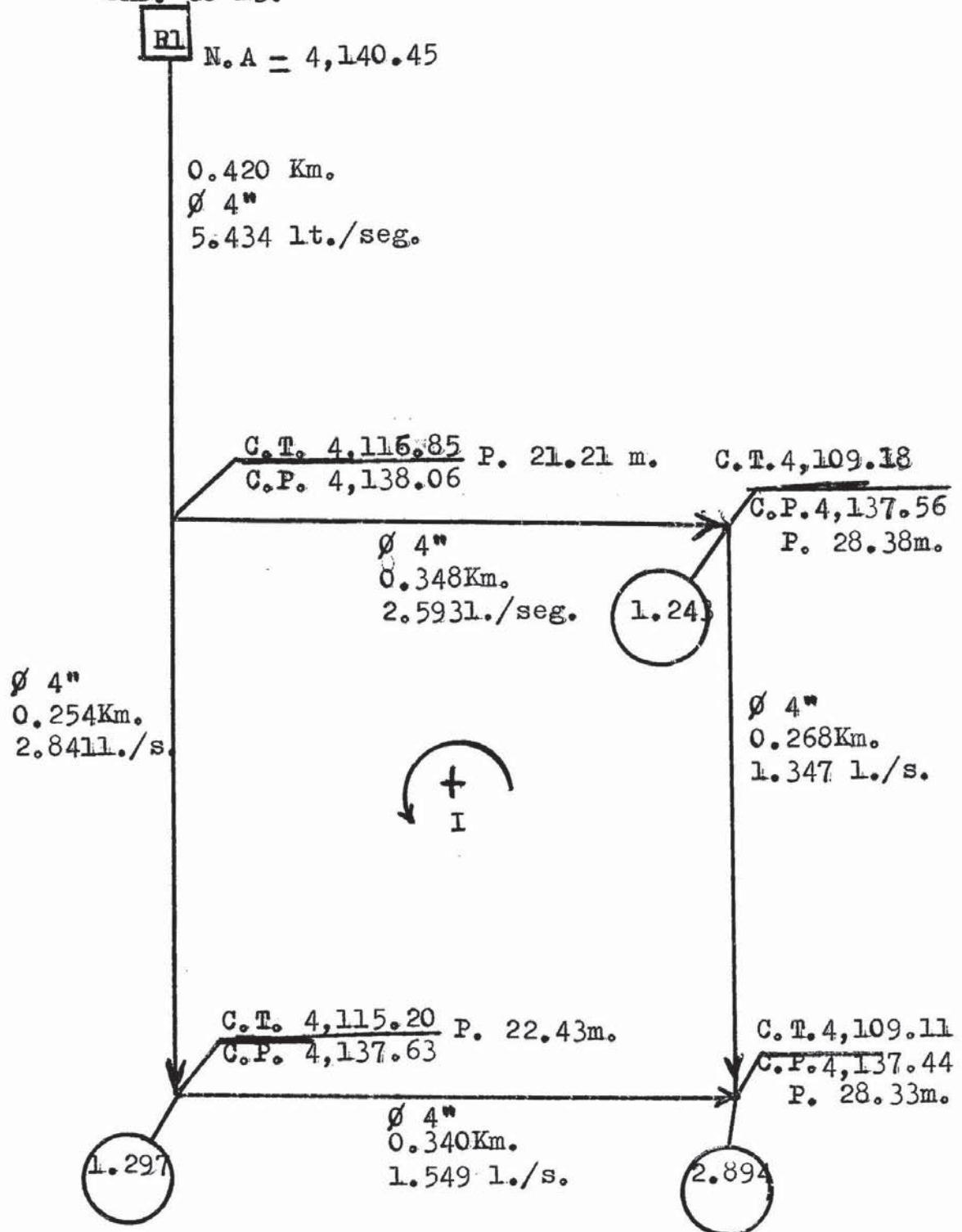
Las presiones en cada nudo, son adecuadas, la topografía casi plana favorece a obtener resultados casi uniformes.

Las velocidades en los tramos son menores de -  
0.6 m./seg., para lograr aumentar la velocidad,  
un factor sería la reducción del diámetro.

Se presentan estos casos, cuando la población -  
ocupa áreas tanto para vivienda como para la crian-  
za de animales en los corrales de las viviendas.

Con la dotación asignada para viviendas ubicadas  
en amplias áreas de terreno, el caudal de consu-  
mo es menor, por tanto el diámetro de la tubería  
se reduce, aún no puede ser posible la utilización  
de tuberías del diámetro mínimo recomendado por  
el Reglamento Nacional de la Construcción.

RESERV. EXIST.  
CAP. 60 M3.



$C = 130$  ,  $Pa. = 1,282$  ,  $Pf = 1,739$  ,  $D = 150$  l./hab./d.

$A_{bruta} = 46.52$  Há.s. ,  $A_{neta} = 45,275$  Há.s. ,  $Dm = 38.41$   $\frac{Hab.}{Há.}$

2do. TANTEO

En el caso anterior se observó que las velocidades son bajas, en el caso siguiente se sugiere reducir los diámetros de las tuberías para solucionar el problema.

En el cuadro siguiente se tiene los resultados:

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO	Q	hf.	hf./Q
I	B-C	0.254	3"	2.841	1.7650	0.6213
	C-D	0.340	3"	1.549	0.7694	0.4967
	D-E	0.268	3"	-1.347	-0.4683	0.3477
	E-B	0.348	3"	-2.593	-2.0426	0.7770

$$AQ = -0.005$$

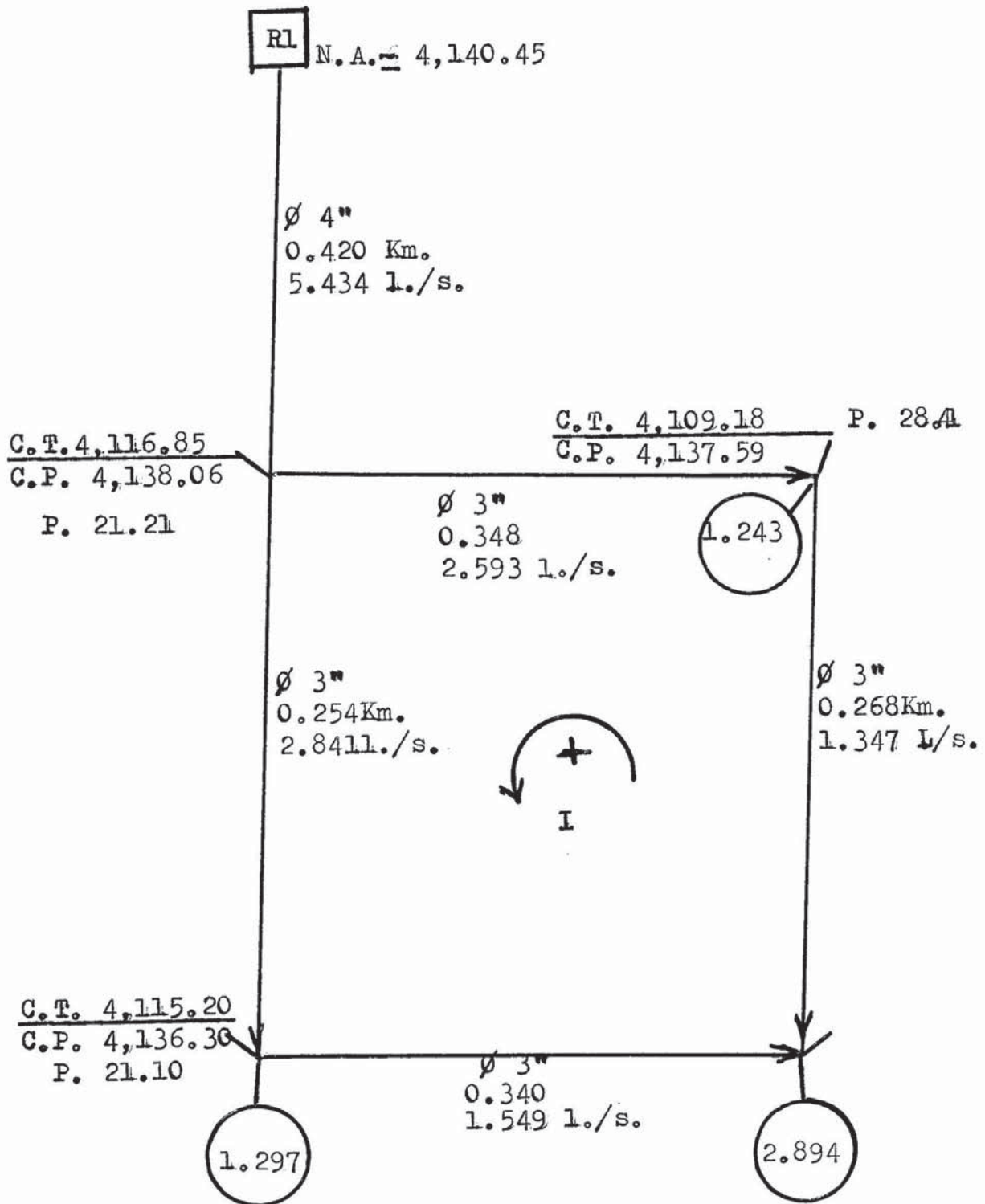
CONDICIONES HIDRAULICAS DE LA RED.

CIR. NUDO	TRAMO	Q	COTA TERR.	COTA PIEZ.	PRESION	VELOCIDAD
I	B-C	2.841	4,115.20	4,136.30	21.10	0.6
	C-D	1.549	4,109.11	4,135.53	26.42	0.4
	D-E	1.347	4,109.18	4,137.59	28.41	0.3
	E-B	2.593	4,116.85	4,138.06	21.21	0.6

Las velocidades son relativamente aceptables, pero han superado al caso anterior.

Las presiones se mantienen en condiciones ideales de abastecimiento. Las viviendas en general son de un solo piso.





TERCER TANTEO.

Este caso contempla, la interconexión del presente sistema con el sistema N°3, este último considera almacenamiento para incendio.

La interconexión se hace con la finalidad de usar el agua designada para combatir incendios en esta zona de la ciudad, con solo abrir y cerrar válvulas de compuertas instaladas en el punto, de la interconexión.

En este caso, se considera una nueva condición o un nuevo comportamiento hidráulico en la red.

El caudal será:

$Q_d =$  Caudal máximo diario  $\neq$  caudal por incendio.

$Q_d = 3.295 \neq 15 = 18.298$  lit./seg.

Cálculos en la nueva línea de aducción asumida:

TRAMO	L Km.	$\phi$ pulg.	hf. m.	S m/km.	V m/s.	C.T	P m	C.P
X-Y	0.105	6	0.836	7.96	1.04	4137.10	1.204	4138.3
Y-B	0.405	6	3.223	7.96	1.04	4116.85	18.230	4135.1

Cálculos en la red de distribución:

Para los cálculos asumiremos nuevos diámetros y serán mayores a los anteriores planteados, el caudal en este caso es mucho mayor.

De los caudales asumidos inicialmente, a partir de las condiciones dadas en los casos anterior-

res se tiene los siguientes resultados:

CIRCU ITO	TRAMO	LONG.	Ø	Q1	hf.	hf/Q1
I	B-C	0.254	6"	10.078	0.630	0.0625
	C-D	0.340	6"	9.141	0.704	0.0809
	D-E	0.268	6"	-7.947	-0.429	0.0539
	E-B	0.348	6"	-8.847	-0.680	0.0660
AQ = -0.224.						
I	B-C			9.854	0.604	0.0613
	C-D			8.917	0.672	0.0754
	D-E			-8.173	-0.551	0.0552
	E-B			-9.071	-0.720	0.0783
AQ = 0.005						

Condiciones hidráulicas de la red:

CIRC.	TRAMO	COTA TERR.	P	COTA PIEZ.	VELOCIDAD
I	E-B	4,116.85	18.23	4,135.081	1.00
	B-C	4,115.20	19.28	4,134.480	0.60
	C-D	4,109.11	24.70	4,133.810	0.50
	D-E	4,109.18	25.18	4,134.360	0.50

### CONCLUSIONES.

El tercer tanteo concidera el caudal contra incendio que es necesario para la zona.

El primer y segundo tanteo se calcularon solo con el caudal max. horario, por la capacidad limitada del reservorio de 60 m<sup>3</sup>.

El abastecimiento será normalmente con la -  
condición planteada en el primer caso, ya que  
las tuberías de 4" son existentes.

Para el caso en que se produjera un incendio  
se considerará la interconexión al sistema N°3  
tal como se indica en los planos, para ello  
se preverá de la instalación de otra tubería  
de Ø 4", paralelo al existente, lo que harían  
la capacidad de la tubería de 6" asumida en el  
tercer tanteo, con la instalación de 2 tuberías  
paralelas de 4".

3.4.2.0 SISTEMA N°2

Comprende:

Un reservorio de 100 M3.

Una línea de aducción.

Y una red de distribución.

Se concidera el caso de la interconexión con el sistema N°3.

El sistema al sector más bajo de la ciudad, aprovechando la existencia del reservorio de 100 M3. y por la ubicación en una cota baja.

La población servida se calculará a partir de la capacidad del reservorio existente:

$$P2 = \frac{100 \times 1000}{150 \times 0.23} = 2,899 \text{ habitantes.}$$

P2 = Población futura, 15 años de periodo.

La población actual será:

$$2,899 = Pa (1 + 0.22563)^{1.5}$$

$$Pa_{(1980)} = 2,137 \text{ habitantes.}$$

### 3.4.2.1 ALMACENAMIENTO. RESERVORIO DE 100 M<sup>3</sup>.

( vease Cap.III. 3.1.4. )

Se trata de la reutilización del reservorio existente de 100 M<sup>3</sup>. El volumen comprende solo para cubrir las variaciones horarias de la demanda para una población de 2,899 habitantes

La capacidad de regulación corresponde como se dijo anteriormente al 23 % del promedio anual de la demanda. Porcentaje calculado en capítulo II.

#### MEJORAMIENTO DEL RESERVORIO EXISTENTE DE 100M<sup>3</sup>.

En el replanteo realizado y diseñado en el plano N° 2, Se observa que se trata de un reservorio apoyado de cabecera de concreto armado. El diseño del reservorio cubre los requisitos sanitarios para su buen funcionamiento.

Las dimensiones del reservorio son :

Diámetro	7.10 m.
Tirante de agua	2.60 m.
Altura total muros.	3.30 m.

Ubicación del reservorio circular :

N.A.	4,113.00 m.s.n.m.
C.F.	4,110.40 m.s.m.m.

#### INSTALACION SANITARIA EN EL RESERVORIO Y CASSA DE VALVULAS.

Las tuberías de conexión son :

Tubería de ingreso, 8", f°.f°. , C. 4,113.00

Tubería de rebose, 8" , f°.f°. , C. 4,113.00

Tubería de desague, 8" , f°.f°. , C. 4,110.28

Tubería de ventilación, 4", 2 codos, f°.f°. , Techo.

Tubería de salida a la red, 8", f°.f°. , c.4,110.50 m.s.n.m.

La caseta de válvulas, esta construida con muro de ladrillo y techo aligerado. Las dimensiones son de 2 x 2 m de lado interior y una altura de 2.45m.

En la caseta se encuentran las válvulas de control de tipo compuerta de 8" de f°.f°. respectivamente.

Se sugiere que la tapa de inspección sea de diseño similar al ubicado en el reservorio del Sistema N°3.

#### MANTENIMIENTO

Similar al descrito para el reservorio de 60 M3. ( sistema N° 1).

### 3.4.2.2 LINEA DE ADUCCION.

Es la línea de tubería que une al reservorio de 100M3. con la red de tuberías que enlazan las manzanas de la zona de la ciudad, en la cota 4,095.30 m.s.n.m.

#### DISEÑO

En parte la tubería de diseño es existente de 8" de f°.f°. , en 823m. La constante C es 102 ( calculado Cap. III, 3.15)

CALCULOSTramo R2-X3

Diferencia de nivel :

$$H_{R2-X3} = 4,113.00 - 4,108.40 = 4.6 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{R2-X3} = 0.175 \text{ Km.}$$

Diámetro de la tubería existente :

$$D_{ex.} = 8 \text{ pulg.}$$

Pérdida de carga :

$$hf_{R2-X3} = \frac{0.175 \times 9.059^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} \times 102^{1.85} \times 8^{4.866}}$$

$$hf_{R2-X3} = 0.78857 \times 0.175 = 0.138 \text{ m.}$$

Pendiente :

$$S_{R2-X3} = 0.138/0.175 = 0.8 \text{ m./km.}$$

Velocidad :

$$V = 0.00084191 \times 102 \times 8^{0.63} \times 0.8^{0.54}$$

$$V = 0.3 \text{ m./seg.}$$

$$\text{Presión y cota piezométrica en } x3 : \begin{array}{l} P = 4.46 \text{ m.} \\ C.P. = 4,112.86 \\ C.T. = 4,108.40. \end{array}$$

Tramo X3-X2

Diferencia de nivel :

$$H_{X3-X2} = 4,112.86 - 4,106.00 = 6.86 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{X3-X2} = 0.048 \text{ Km.}$$

Diámetro de la tubería existente:



$$D_{ex} = 8 \text{ pulg.}$$

Pérdida de carga :

$$hf = 0.048 \times \underline{0.78857} = 0.04 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica :

$$S_{X3-X2} = 0.04/0.048 = 0.8 \text{ m./km.}$$

Velocidad del tramo :

$$V = 0.3 \text{ m./seg.}$$

Presión en X2 ;

$$P_{X2} = 6.822 \text{ m.}$$

Cota Piezométrica en X2 :

$$C.P._{X2} = 4,112.862 \text{ m.s.m.m.}$$

#### Tramo X2-X1

Diferencia de nivel :

$$H_{X2-X1} = 4,112.822 - 4,104.80 = 8.022 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{X2-X1} = 0.064 \text{ Km.}$$

Diámetro de la tubería existente :

$$D_{ex} = 8 \text{ pulg.}$$

Pérdida de carga por fricción ;

$$hf_{X2-X1} = \underline{0.78857} \times 0.064 = 0.05 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica :

$$S_{X2-X1} = 0.05/0.064 = 0.8 \text{ m./Km.}$$

Velocidad del tramo :

$$V_{X2-X1} = 0.3 \text{ m./seg.}$$

Presión en X1 :

$$P_{X1} = 7.972 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en X1 :

$$C.P._{XI} = 4,104.8 \neq 7.972m. \approx 4,112.772 \text{ m.s.m.m}$$

Tramo XI-X

Diferencia de nivel :

$$H_{XI-X} = 4,112.772 - 4,095.30 = 17.472 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{XI-X} = 0.536 \text{ Km.}$$

Diámetro de la tubería existente :

$$D_{ex.} = 8 \text{ pulg.}$$

Pérdida de carga por fricción:"

$$hf_{XI-X} = 0.78857 \times 0.536 = 0.423 \text{ m.}$$

Pendiente hidráulica :

$$S_{XI-X} = 0.423/0.536 = 0.8 \text{ m./Km.}$$

Velocidad del tramo :

$$V_{XI-X} = 0.3 \text{ m./seg.}$$

Presión en X :

$$P_X = 17.049 \text{ m.}$$

Cota piezométrica en X :

$$C.P._X = 4,112.349 \text{ m.s.m.m.}$$

Tramo X-Z

Diferencia de niveles :

$$H_{X-Z} = 4,112.349 - 4,091.90 = 20.449 \text{ m.}$$

Longitud del tramo :

$$L_{X-Z} = 0.224 \text{ Km.}$$

Diámetro de la tubería :

Con  $\emptyset$  obtengo una pérdida de 3.28 metros, el cual baja la presión mínima requerida.

RESERVORIO EXIST.  
CAP. 100M<sup>3</sup>.

R2

N. A. 4,113

0.175Km.

8"

9.059 lit./seg.

X3 C. T. 4,108.40 P. 4,462m.

C. P. 4,112.86

8"

0.048Km.

X1

8"

X2

0.064Km.

C. T. 4,106.00 P. 6.822

C. P. 4,112.82

C. T. 4,104.80

C. P. 4,112.77

P. 7.972m.

8"

0.536Km.

9.059 lit./seg.

X C. T. 4,095.30 P. 17.049

C. P. 4,112.349

∅ 6"

0.224Km.

9.059 lit./seg.

C = 130

Z C. T. 4,091.90 P. 19.993 m.

C. P. 4,111.89

L I N E A   D E   A D U C C I O N

Co.  $\emptyset$  6" se tiene:

$$hf_{X-Z} = \frac{0.224 \times 9.059^{1.85}}{5.813 \times 10^{-7} \times 130^{1.85} \times 6^{4.866}}$$

$$hf = 0.456 \text{ m.}$$

$$S_{X-Z} = 2.037 \text{ m./km.}$$

$$V_{X-Z} = 0.5 \text{ m./s.}$$

Presión en Z:

$$P_z = 19.9928 \text{ m.}$$

Cota piezométrica:

$$CP_z = 4,091 \neq 19.9928 = 4,111.89 \text{ m.s.n.m}$$

### 3.4.2.3 RED DE DISTRIBUCION

Será con tubería de Asbesto-Cemento C = 130,  
Los cálculos serán para una población de 2,899  
habitantes.

#### CAUDAL.

El caudal de diseño serán para los casos que  
se presentarán, del uso del máximo horario y  
caudal máximo diario más incendio.

$$\text{Caudal Max. Horario} = 9.059 \text{ lit./seg.}$$

$$\text{Caudal Max. Diario} \neq \text{Caudal por Incendio} =$$

$$6.543 \neq 15 = 21.543 \text{ lit./seg.}$$

TRAZO DEL CIRCUITO Y SUS AREAS DE INFLUENCIA

Consta de un circuito, para el trazo se ha tenido en cuenta que las longitudes de cada tramo no exeda de 600 m. recomendado por el Reglamento Nacional de Construcciones. Las áreas de influencia de cada tramo se han calculado formando figuras geométricas.

Las presiones máximas y mínimas establecidas para la red se han establecido en 50 m y 10 m. respectivamente.

Para facilitar el mantenimiento se instalaron válvulas de interrupción.

Por las características propias de la zona no se ha considerado la colocación de hidrantes -, contra incendio.

CUADRO DE LAS AREAS DE INFLUENCIA Y POBLACION SERVIDA.

CIRCUITO	TRAMO	AREA Há	DENSIDAD Hab./Há	POBLACION SERVIDA
I	5-1	2.849	14.74	42
	1-2	7.191	14.74	106
		1.600	39.98	64
		7.232	66.37	480
	2-3	39.417	14.74	581
	3-4	20.149	14.74	297
	4-5	14.247	14.74	210
	5-U	12.415	14.74	183
	Z-V	11.965	34.10	408
		11.533	14.74	170
	2-W	2.400	39.98	96
		17.777	14.74	262
<b>TOTALES</b>		<b>148.775</b>		<b>2,899</b>

-factor de máximo gasto diario: denominado así, por que expresa cantidad que consume un habitante en día de máximo consumo.

$$qmd. = \frac{6.543}{2,899} = 2.25699 \times 10^{-2} \text{ l.s.h.}$$

-factor de máximo gasto horario: expresa la cantidad de agua que consume un habitante en la hora de máximo consumo.

$$qmh = \frac{9.059 \text{ lit./seg.}}{2,899 \text{ hab.}} = 3.12487 \text{ l.s.h}$$

#### GASTO POR TRAMO DE TUBERIA

<u>CIRCUITO</u>	<u>TRAMO</u>	<u>POBLA. SERVI.</u>	<u>Qmd lit./seg.</u>	<u>Qmh lit./seg.</u>	<u>LONGITUD Km.</u>
I	5-1	42	0.095	0.131	0.080
	1-2	650	1.467	2.030	0.572
	2-3	581	1.311	1.814	0.316
	3-4	297	0.670	0.928	0.571
	4-5	210	0.474	0.658	0.220
	5-U	183	0.413	0.571	0.228
	U-Z	<del>0</del>	-----	-----	0.068
	Z-V	578	1.305	1.807	0.280
	2-W	358	0.808	1.120	0.232
<b>TOTALES</b>		2,899	6.543	9.059	2.567

CALCULO HIDRAULICO DE LA RED.- el calculo de diámetro de las tuberías se efectúa por el método de Hardy-Cross, la red troncal estará dividida y distribuida por las zonas de mayor prioridad, este método de cálculo nos permite -

comparar los diámetros de las tuberías principales inicialmente supuestas.

#### 1er. TANTEO

En el presente tanteo, los criterios para la elección de los diámetros de las tuberías son:

- En la red, el diámetro de la tubería es el resultado del análisis hidráulico con criterio económico y no la consecuencia de diámetros convencionales mínimos, por las características propias de la ciudad.
- La velocidad del agua en los tramos de tubería deben ser como mínimo 0.6 m./seg., considerando un flujo uniforme y continuo.
- En esta zona de la ciudad, se considera el uso exclusivo para el consumo humano.

A continuación se tiene un cuadro de gastos calculados y diámetros supuestos.

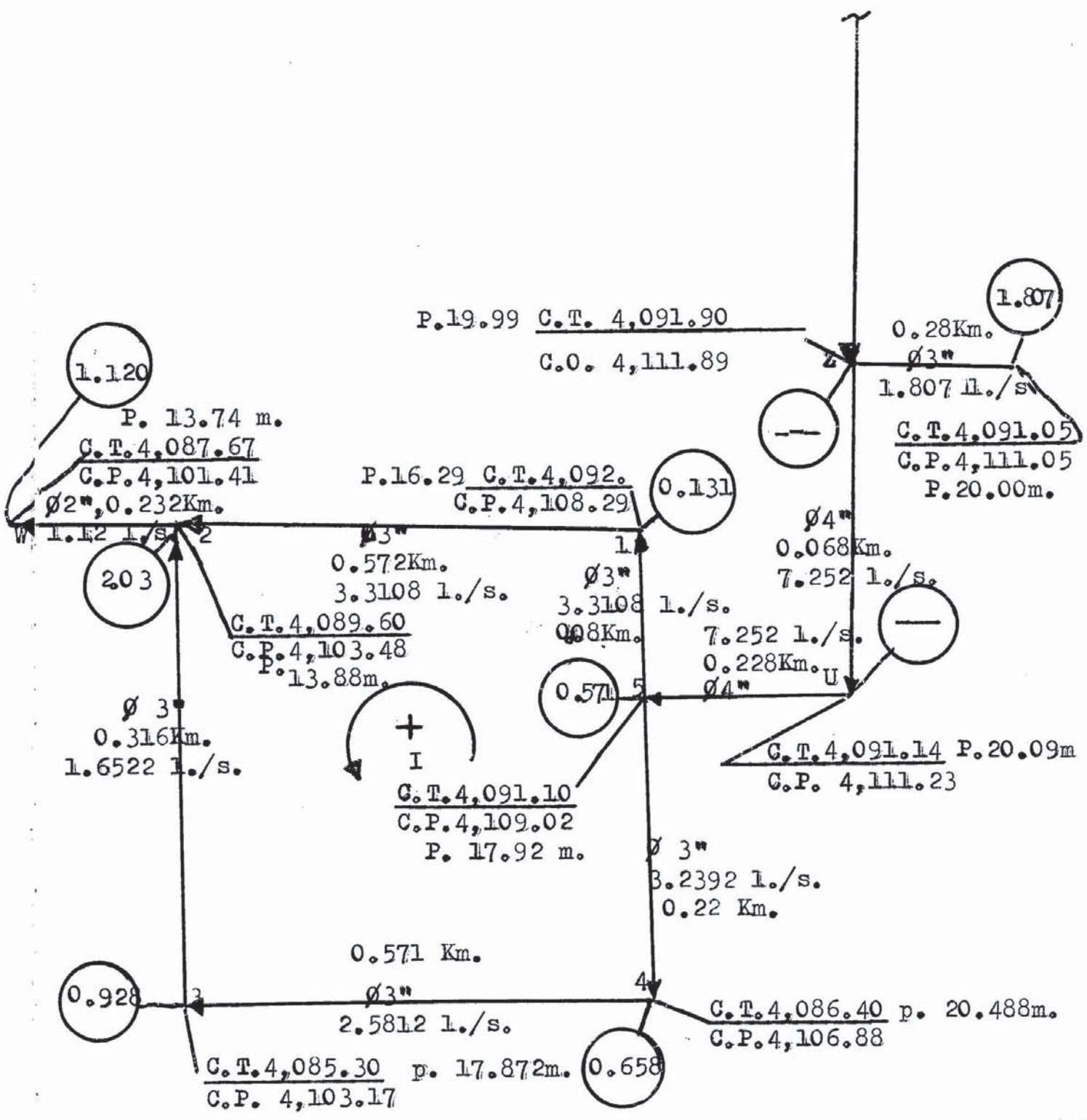
CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD Km.	DIAMETRO Pulg.	Ql li./seg	hf. m.	hf./Ql
I	5-1	0.080	3	3.281	0.7257	0.2212
	1-2	0.572	3	3.150	4.8121	1.5276
	2-3	0.316	3	-1.814	-0.9577	0.5279
	3-4	0.571	3	-2.742	-3.7164	1.3554
	4-5	0.220	3	-3.400	-2.1317	0.6296
$AQ = \neq 0.1608$						
I	5-1	0.080	3	3.4418	0.7929	0.2304
	1-2	0.572	3	3.3108	5.2763	1.5937
	2-3	0.316	3	-1.6522	-0.8066	0.4879
	3-4	0.571	3	-2.5812	-3.3233	1.2875
	4-5	0.220	3	-3.2392	-1.9489	0.6017
$AQ = \neq 0.001 \text{ O.K}$						
	5-U	0.228	4	7.252	2.2125	
	U-Z	0.068	4	7.252	0.6599	
	Z-V	0.280	3	1.807	0.8425	
	2-W	0.232	2	1.120	2.0723	

#### CONDICIONES HIDRAULICAS DE LA RED:

CIR.	TRAMO NUDO	Q l./s.	COTA TERR. m.s.n.m.	COTA PIEZ. m.s.n.m.	PRESION m.	VELOCIDAD m./seg.
I	5-1	3.4418	4,092.00	4,108.29	16.29	0.7
	2	3.3108	4,089.60	4,103.48	13.88	0.7
	3	1.6522	4,085.30	4,103.17	17.872	0.4
	4	2.5812	4,086.40	4,106.89	20.488	0.6
	5	3.2392	4,091.10	4,109.02	17.92	0.7
	U	7.2520	4,091.14	4,111.23	20.09	0.9
	Z	7.252	4,091.90	4,111.89	19.99	0.9
	V	1.807	4,091.05	4,111.05	20.00	0.4
	W	1.120	4,087.67	4,101.41	13.74	0.6

La topografía casi plana favorece la obtención <sup>de</sup> presiones adecuadas en la red. Las velocidades son aceptables y la red cubre la demanda técnica y económicamente.





2do TANTEO

El siguiente cálculo es para la condición en que se presentará en un momento dado cuando se realice la interconexión con la red del sistema N°3 o sea del reservorio de 400 M3.

La línea de conducción presenta las siguientes características hidráulicas:

TRAMO	Ø	Q	L	hf.	S.	V	C.T.	P.	C.P.
B-XI	8	32.177	0.240	1.256	5.20	0.99	4104.80	29.35	4134.15
XI-Z	8	21.543	0.760	1.896	2.49	0.66	4091.90	40.35	4132.25
Z-U	8	20.233	0.068	0.150	2.21	0.61	4091.14	40.96	4132.10
U-5	8	20.233	0.228	0.506	2.22	0.62	4091.10	40.49	4131.59
Z-V	4	16.305	0.280	12.150	43.40	2.01	4091.05	29.05	4120.10
2-W	6	15.803	0.232	1.322	57.00	0.87	4087.67	29.04	4116.71

Los caudales de la red de distribución se calcula por el método de Hardy-Cross:

CIR.	TRA	Ø	L	Q1	hf	hf/Q1	Q2	hf	hf/Q2
	MO								
I	5-1	4"	0.080	11.002	1.679	0.1526	11.032	1.687	0.153
	1-2	4	0.572	10.907	11.810	1.0830	10.937	11.970	1.085
	2-3	4	0.316	-7.674	-3.405	0.4437	-7.644	-3.380	0.442
	3-4	4	0.571	-8.344	-7.183	0.8608	-8.314	-7.135	0.850
	4-5	4	0.220	-8.818	-3.006	0.3480	-8.780	-3.047	0.347
						AQ = 0.030			AQ = 0.0007

---

CIRCU- ITO	TRAMO	Q	CT.	P.	CP.	VELOCIDAD
I	5-1	11.032	4092.00	37.90	4129.90	1.6
	1-2	10.937	4089.60	28.43	4118.03	1.5
	<del>2</del> -3	7.644	4085.30	36.11	4121.41	0.8
	3-4	8.314	4086.40	42.14	4128.54	0.9
	4-5	8.788	4091.10	40.49	4131.59	0.9

---

3.4.3.0 SISTEMA N° 3.

El sistema comprende un reservorio proyectado, una línea de aducción, y una red de distribución, para la zona más importante de la ciudad de Junín.

En la zona en mención, se encuentran concentrados tanto como los establecimientos comerciales, Instituciones Públicas, Bancos, colegios, viviendas con mayor densidad poblacional etc. tal como se ha estudiado en el capítulo I.

POBLACION

En los dos sistemas anteriores se consiguió el abastecimiento para:

Sistema N° 1	1,739 hab.
Sistema N° 2	2,899 hab.
	<hr/>
Total	4,638 habitantes.

La población total calculada para un periodo de 15 años, de 1980 a 1995, fué de:

$P_f = 12,240$  habitantes.

La población a servirse del presente sistema es :

$P_3 = 12,240 - 4,638 = \underline{\underline{7,602}}$  habitantes

Para los estudios se mantendrá los datos básicos analizados en el Capítulo II, así como :

Dotación : 150 lit./hab./día.

Variaciones de  
consumo: diaria : 1.3  
horaria: 1.8

Para el proyecto se considera tanto el caudal de consumo, como el caudal para protección - contra incendio.

### 3.4.3.1 RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

En el capítulo anterior, del estudio de factibilidad, llegó a la conclusión de que la fuente de captación para el abastecimiento a la ciudad de Junín era el manantial Megapata, dado que dicha agua es potable y no necesita tratamiento, pero si la inyección de desinfectante a fin de prever la presencia de bacterias patógenas en el agua.

Para nuestro proyecto de Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable hemos considerado abastecer el agua almacenada en un reservorio de distribución, cuya ubicación será analizada más adelante. Este reservorio tiene dos objetivos principales:

- Disminuir el costo de la red, permitiendo que las tuberías trabajen más uniformemente.
- Dar seguridad a la población en cuanto a este suministro se refiere.

El reservorio se instalará en el cerro San Cristobal. Por las características del suelo, el reservorio será apoyado de cabecera, de concreto armado y de for-

ma cilíndrica, debido a que el diseño ofrece la ventaja de la facilidad de soportar la presión interior y es económico.

#### VOLUMEN DEL RESERVORIO.- DIMENSIONAMIENTO.

En el capítulo II se ha estudiado el caso del volumen de almacenamiento para la ciudad de Junín a partir de los datos disponibles:

- El volumen de regulación de las variables horarias corresponde al 23% del consumo total diario. El estudio se determinó además de acuerdo con las condiciones económicas disponibles para la ejecución de la obra en conjunto.
- El volumen de reserva para incendio se ha determinado que corresponde a una capacidad adicional de 2 horas de consumo en base del número de hidrantes, en este caso 1, que da una reserva de 108 M3. y un caudal de 15 lit./seg.
- No se considera almacenamiento por reserva.

#### CALCULOS

- Por variaciones horarias.-

$$V_1 = \frac{7,602 \text{ hab.} \times 150 \text{ l./h./d.} \times 0.23}{1000}$$

$$\underline{\underline{V_1 = 262 \text{ M3.}}}$$

- Reserva para incendio .-

$$V_2 = 15 \text{ lit./seg.} \times 1 \text{ hidrantes} \times 2 \text{ horas}$$

$$\underline{\underline{V_2 = 108 \text{ M3.}}}$$

- Volumen de almacenamiento total.-

$$V_t = V_{\text{reg.}} + V_{\text{c. incen.}} + V_{\text{reserv.}}$$

$$V_t = 262 + 108 + 0 = 370 \text{ M}^3.$$

- Conclusión.-

Podemos concluir que el volumen total de almacenamiento puede adoptar como 400 M<sup>3</sup>., y que los valores calculados se aproximan a dicha cifra.

Luego :

$$\text{VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO} = 400 \text{ M}^3.$$

- Dimensionamiento.-

Por las características del terreno, de tipo arcilloso se encuentra que es conveniente que el reservorio tenga amplia base y poca presión de agua en las paredes.

Estimando un diámetro máximo del reservorio -  
de :

$$D = 13 \text{ m.}$$

la altura del tirante será:

Si. Area de la base x altura = Volumen del reservorio

$$400 \text{ M}^3 = h \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

despejando h



$h(\text{altura del tirante}) = 3.01 \text{ m.}$

---


$$D = 13 \text{ m} \quad h = 3.00 \text{ m}$$


---

Luego las dimensiones útiles del reservorio serán:

- Diámetro interior = 13.00 m.
- Tirante de agua = 3.00 m.
- Altura de muros = 3.73 m.

- Ubicación del reservorio.- Para ubicar altimétricamente el reservorio tendremos en consideración los puntos más desfavorables y más alejados de la red.

Tratemos de encontrar la cota del reservorio mediante la siguiente relación :

$$C_R = C_{T.m.d.} + P_{\text{mín.s.r.}} + h_{f_{R-T.m.d.}}$$

$C_R$  = Cota del reservorio.

$C_{T.m.d.}$  = Cota terreno en el punto más desfavorable.

$P_{\text{mín.s.r.}}$  = Presión mínima segura en la red.

$h_{f_{R-T.m.d.}}$  = Pérdida de carga desde el reservorio hasta el punto más desfavorable.

De los cálculos de la red se tiene :

$$C_{T.m.d.} = 4,100.00 \text{ m.s.n.m.}$$

$$P_{\text{min. s. r.}} = 15 \text{ m. } \neq 3 \text{ m. (seguridad)}$$

$$P_{\text{min. s. r.}} = 18.00 \text{ m.}$$

$$h_f \text{ R-T.m.d} = 21.30 \text{ m.}$$

La ubicación del reservorio será en la cota:

---


$$C_R = 4,139.30 \text{ m.s.n.m} = \text{Nivel de agua en el Reservorio.}$$


---

- Tuberías de Ventilación.- Con la finalidad de facilitar el ingreso y la salida del aire del reservorio por variaciones del nivel de agua, se han instalado tuberías con dos codos en 4 puntos del techo del reservorio, los diámetros son estimados en 6" teniendo en cuenta el volumen del reservorio.
  - Tubería de Rebose.- La tubería de rebose debe tener la capacidad de conducir un caudal máximo igual al caudal que ingresa al reservorio que es 17.157 lit./seg. La tubería de rebose será de 6".
  - Tubería de Desague.- En el caso de limpieza el agua utilizada debe eliminarse por un conducto independiente.
- En el diseño se ha considerado hacer la conexión a la tubería de rebose en la salida para su eliminación final. La tubería será

de un diámetro similar a la tubería de salida a la red o sea de 8". Con pendiente 2%.

- Tapa de inspección.-

La tapa de inspección tiene un diseño que no permite el ingreso al reservorio de aguas de lluvia y otros agentes externos. Así mismo la tapa de inspección es un medio de acceso al interior del reservorio.

- La canastilla de salida, es de bronce con agujeros que permiten el paso del agua y no de partículas suspendidas.

## DOCUMENTACION TECNICA

## MATERIALES POR METRO CUBICO DE CONCRETO

Proporcion	CANTIDAD DE MATERIALES (SIN DESPERDICIOS)					CANTIDAD DE MATERIALES (CON 3% DE DESPERDICIO)				
	Cemento bts de 42.5Kgs	Arena (M3)	Piedra (M3)	Hormigon (M3)	Agua (M3)	Cemento bts de 42.5Kgs	Arena (M3)	Piedra (M3)	Hormigon (M3)	Agua (M3)
1:6	5.8	—	—	1.20	0.150	5.00	—	—	1.24	0.155
1:7	5.0	—	—	1.20	0.150	5.20	—	—	1.24	0.155
1:8	4.5	—	—	1.20	0.150	4.60	—	—	1.24	0.155
1:9	4.0	—	—	1.20	0.150	4.10	—	—	1.24	0.155
1:10	3.5	—	—	1.20	0.150	3.60	—	—	1.24	0.155
1:11	3.2	—	—	1.20	0.150	3.30	—	—	1.24	0.155
1:12	2.8	—	—	1.20	0.150	2.90	—	—	1.24	0.155
1:1:2	12.00	0.360	0.720	—	0.175	12.40	0.370	0.742	—	0.180
1:1/2:3	9.00	0.390	0.780	—	0.170	9.30	0.402	0.803	—	0.175
1:2:3	8.00	0.470	0.700	—	0.170	8.20	0.484	0.721	—	0.175
1:2:4	7.00	0.430	0.860	—	0.170	7.20	0.443	0.866	—	0.175
1:2/2:5	5.50	0.420	0.840	—	0.170	5.70	0.433	0.865	—	0.175
1:3:5	5.20	0.470	0.790	—	0.170	5.40	0.484	0.814	—	0.175
1:3:6	4.70	0.420	0.840	—	0.170	4.80	0.433	0.865	—	0.175
1:4:8	3.60	0.430	0.860	—	0.170	3.70	0.443	0.866	—	0.175

## MATERIALES POR METRO CUBICO DE MORTERO

PROPORCION	CANTIDAD DE MATERIALES (SIN DESPERDICIOS)			CANTIDAD DE MATERIALES (CON 30% DE DESPERDICIO)		
	Cemento bts de 42.5Kgs	Arena M3	Agua M3	Cemento bts de 42.5Kgs	Arena M3	Agua M3
1:1	22.0	0.680	0.270	22.7	0.700	0.278
1:2	15.0	0.890	0.265	15.5	0.917	0.273
1:3	10.5	0.970	0.260	10.8	1.000	0.268
1:4	8.5	1.040	0.260	8.8	1.071	0.268
1:5	7.0	1.070	0.255	7.2	1.102	0.263
1:6	6.0	1.100	0.255	6.2	1.133	0.263
1:7	5.5	1.120	0.255	5.7	1.154	0.263
1:8	4.7	1.140	0.255	4.8	1.174	0.263

### 3.4.3.2 CASETA DE VALVULAS.

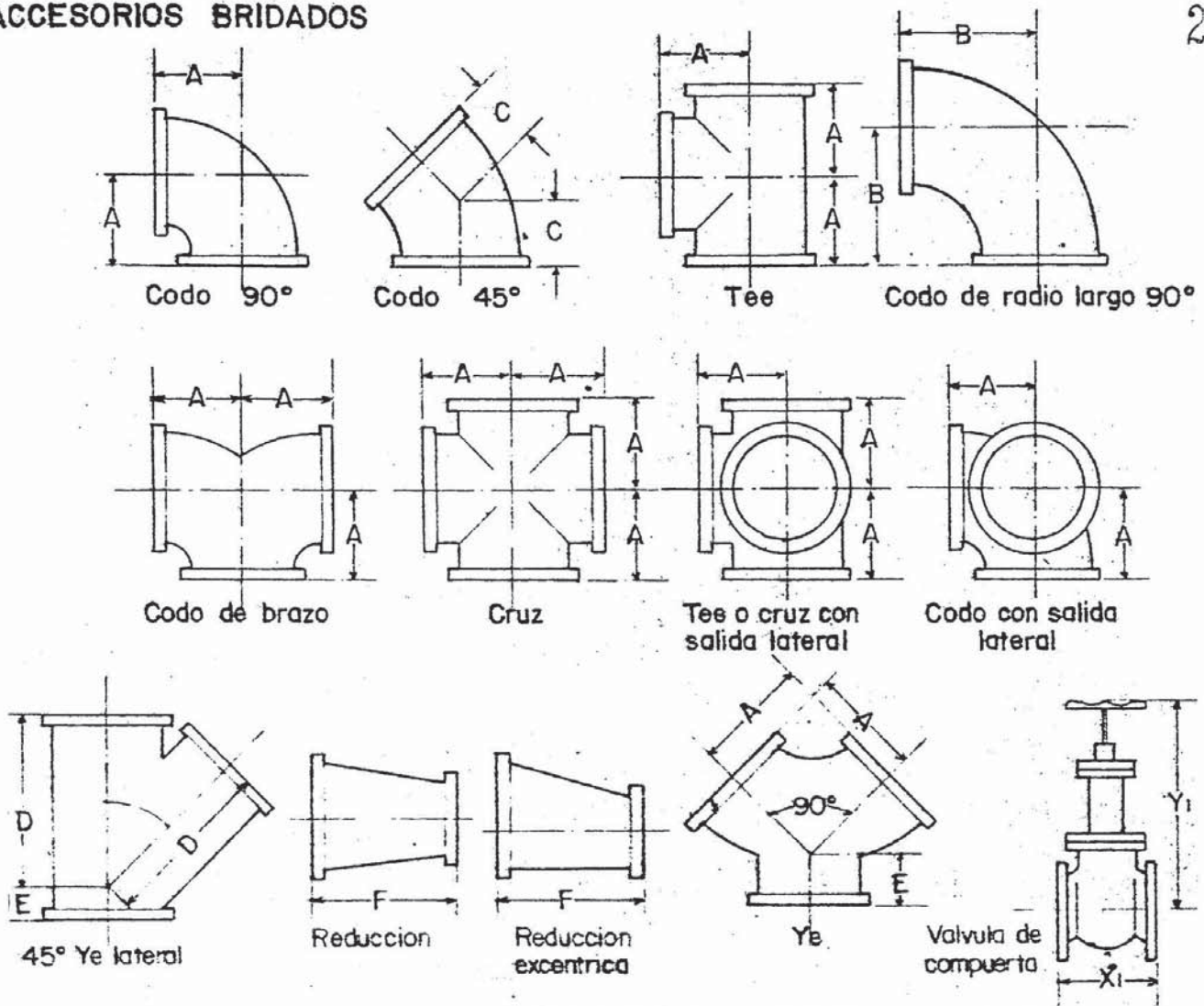
Es un ambiente que contiene las válvulas de regulación de entrada y salida del agua, son de tipo compuerta. Las dimensiones dependen del tamaño de los accesorios y válvulas por instalarse, tanto de las líneas de entrada, salida y desague.

En el dimensionamiento se debe tener en cuenta la facilidad de operación que debe dársele al instalador.

En la página siguiente se muestran las dimensiones aproximadas de los accesorios y válvulas de f°f°.

La tubería de la línea de conducción ingresa a la caseta de válvulas donde se ha diseñado un "By Pas" tal como se muestran en los planos. Con el By Pass se consigue no interrumpir el abastecimiento a la ciudad cuando sea necesario tener el reservorio disponible para la limpieza o reparación.

Contiene los accesorios de las tuberías de rebose y limpieza.



DIMENSIONES DE ACCESORIOS (NORMAS ASA)

D Nominal	B Interno	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	de la Brida	E apesor de la Brida	X <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>
1	25	89	127	44	146	44	-	108	11	-	-
1/4	32	95	140	51	159	44	-	118	13	-	-
1/2	38	102	152	57	177	51	-	127	14	-	-
2	51	114	165	63	203	63	127	152	16	177	330
2-1/2	63	127	177	76	241	63	140	177	17	190	348
3	76	140	197	76	254	76	152	190	19	203	394
3-1/2	89	152	215	89	292	76	165	215	21	215	419
4	102	165	228	102	305	76	177	228	24	228	472
5	127	190	286	114	342	89	203	254	24	254	543
6	152	208	292	127	368	89	228	279	25	267	587
8	203	228	355	140	444	114	279	342	29	292	698
10	254	279	419	165	521	127	305	406	30	330	838
12	305	305	483	190	622	140	355	483	32	355	927
14	355	355	546	190	686	152	406	533	35	381	997
16	406	381	610	203	762	165	457	596	37	406	1255
18	457	419	673	215	813	177	483	635	40	432	1238
20	508	457	737	241	889	203	508	698	43	457	1333
24	610	559	864	279	1029	228	610	813	48	508	1613
30	762	635	1054	381	1244	254	762	987	54	610	1918
36	914	711	1244	457	-	-	914	1168	60	711	2336
42	1068	787	1435	533	-	-	1067	1346	67	838	2692
48	1219	864	1625	610	-	-	1219	1511	70	914	2895

3.4.3.3 LINEA DE ADUCCION.

Esta parte del proyecto, está comprendida desde la salida del reservorio cota 4,139.30 m.s.n.m hasta la cota del terreno 4,102.56 m.s.n.m. con una diferencia de nivel de 36.74 m.

Los cálculos de los diámetros de las tuberías - está en función a la presión con que se quiere llegar al punto de entrada a la red.

Caudal de diseño.- Será el resultado de la comparación del caudal correspondiente al máximo de la demanda diaria más la de incendio y el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria. El mayor será el caudal de diseño:

- Caudal máximo anual de la demanda diaria.-

$$Q_{md} = \frac{150 \times 7,602 \times 1.3}{86,400} = 17.157 \text{ lit./seg.}$$

- Caudal máximo anual de la demanda horaria.-

$$Q_{mh} = \frac{150 \times 7,602 \times 1.8}{86,400} = 23.756 \text{ lit./seg.}$$

- Caudal de incendio.-

$$Q_i = 15 \times 1 \text{ hidrante} = 15 \text{ lit./seg.}$$

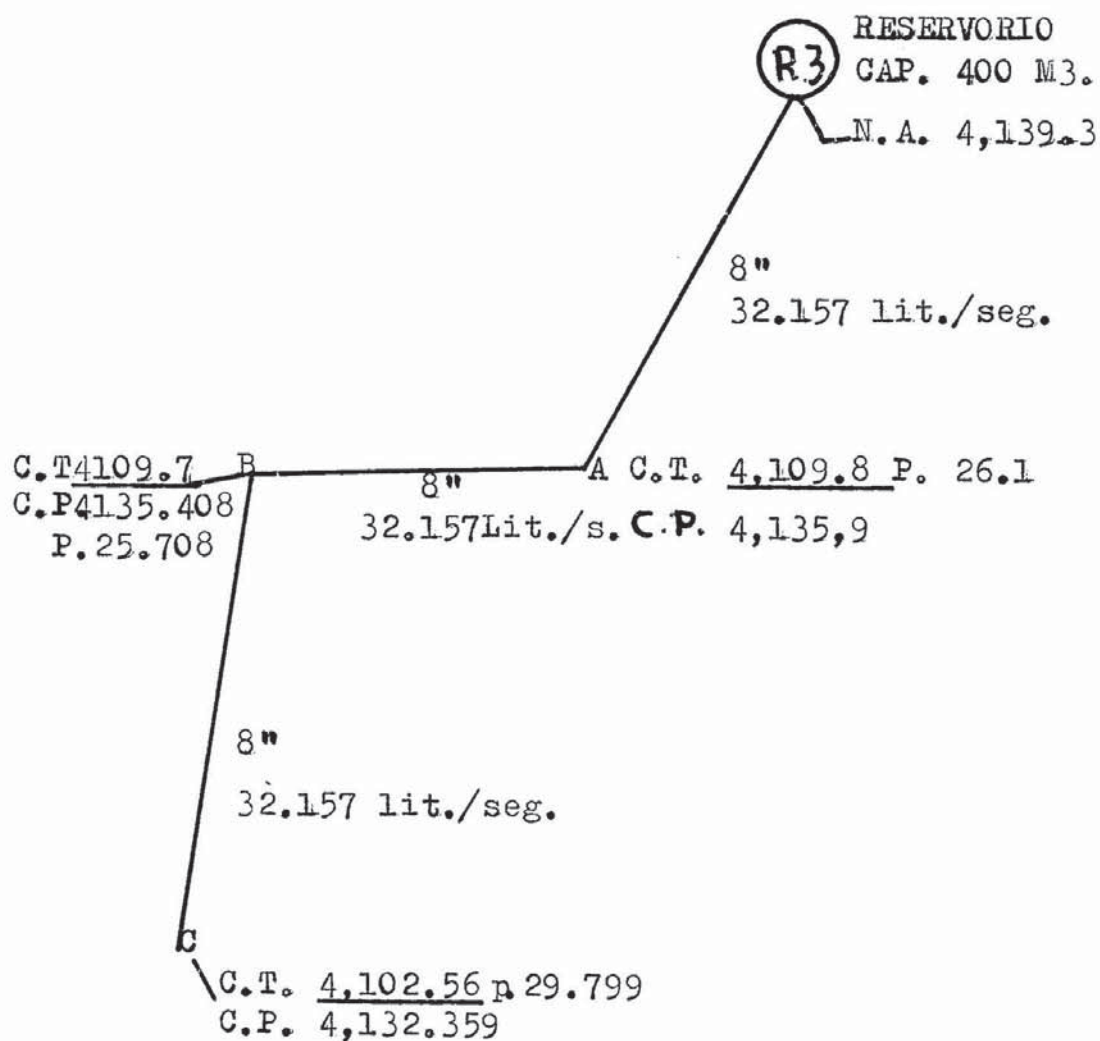
- Caudal de diseño.-

De las condiciones anunciadas anteriormente se deduce que el caudal de diseño es :

$$Q_d = Q_{md} \neq Q_i = 17.157 \neq 15 = 32.157 \text{ lit./seg.}$$

CUADRO DE RESULTADOS

TRAMO	Ø (") pulg.	L Km.	hf m.	S m/km.	V m/s.	P m.	C.T. msnm.	C.P. msnm.
R3-A	8	0.416	3.4	8.17	1.8	26.1	4109.8	4135.900
A-B	8	0.060	0.492	"	1.8	25.7	4109.7	4135.408
B-C	8	0.37	3.049	8.19	1.9	29.8	4102.6	4132.359





#### 3.4.3.4 RED DE DISTRIBUCION.

Para el abastecimiento de esta zona céntrica,- la ciudad se ha dividido en 4 circuitos.

Para el trazo de estos circuitos se ha tenido en cuenta que las longitudes de cada tramo no excedan de 600 metros. Las áreas de influencia de cada tramo se ha calculado con el mismo - criterio empleado en las anteriores redes de distribución.

El suelo es un tipo conglomerado hasta una profundidad de 3 metros, debido a que la laguna de Junín en muchos años atrás cubría en gran parte el área que ahora ocupa la ciudad, la topografía como se muestran en los planos es casi plana.

La tubería designada para la ampliación de la red y de los sistemas en general es de tipo Asbesto Cemento, para el diseño se considera la constante  $C = 130$ .

Los accesorios tales como: cosos, tees etc. - son de fierro fundido.

Las presiones consideradas en el sistema de - agua son 10 m. para la mínima y 50 m. para la máxima. La velocidad mínima considerada es de 0.6 m./seg.

#### Caudal de diseño.-

El caudal es el mismo encontrado para la línea de aducción o sea:

$$Q_d = 32.157 \text{ lit./seg.}$$

A continuación presentamos un cuadro de las áreas de influencia de cada tramo y su población de servicio respectiva:

CIRCUITO	TRAMO	AREA Há.	DENSIDAD Hab./Há.	POBLACION
I	6-1	7.518	66.37	499
	1-2	9.948	66.37	647
	2-3	4.806	66.37	319
	3-4	14.705	66.37	976
	4-5	6.393	34.10	218
	5-6	5.572	34.10	190
II	1-2	4.721	34.10	161
	2-3	15.836	34.10	540
	3-4	7.126	34.10	243
	4-5	2.155	66.37	143
		7.185	34.10	245
III	8-1	3.255	66.37	216
	1-2	3.727	39.98	149
		3.601	66.37	239
	2-3	4.827	39.98	193
	3-4	3.502	39.98	140
	4-5	4.505	39.98	180
	5-6	2.276	39.98	91
	6-7	10.580	39.98	423
	1.070	66.37	71	
IV	2-3	4.177	39.98	167
		2.171	14.74	32
	3-4	19.674	14.74	290
	4-5	10.205	39.98	408
	5-6	1.801	39.98	72
	6-7	2.401	39.98	96
	7-8	2.001	39.98	80
	TOTALES	180.679		7,602.

- Factor de máximo gasto diario:

$$qmd. = \frac{17.157}{7,602} = 2.25691 \times 10^{-3} \text{ l.s.h.}$$

- Factor de máximo gasto horario:

$$qmh. = \frac{23.756}{7,602} = 3.12449 \text{ l.s.h.}$$

CIRCU ITO	TRAMO	POBLACION SERVIDA	Qmd. lit./seg.	Qmh. lit./seg.	LONGITUD Km.
I	6-1	499	1.126	1.559	0.446
	1-2	647	1.460	2.022	0.288
	2-3	319	0.720	0.997	0.144
	3-4	976	2.203	3.050	0.452
	4-5	218	0.492	0.681	0.069
	5-6	190	0.429	0.594	0.347
II	1-2	161	0.363	0.503	0.324
	2-3	540	1.219	1.687	0.322
	3-4	243	0.548	0.759	0.166
	4-5	388	0.876	1.121	0.460
III	8-1	216	0.487	0.675	0.148
	1-2	388	0.876	1.212	0.330
	2-3	193	0.436	0.603	0.230
	3-4	140	0.316	0.437	0.400
	4-5	180	0.406	0.563	0.248
	5-6	91	0.205	0.284	0.072
	6-7	494	1.115	1.543	0.448
IV	2-3	199	0.449	0.622	0.480
	3-4	290	0.655	0.906	0.556
	4-5	408	0.921	1.275	0.360
	5-6	72	0.162	0.225	0.080
	6-7	96	0.217	0.300	0.220
	7-8	80	0.181	0.250	0.196
		2-C	574	1.295	1.794
TOTALES		7,602	17.157	23.756	

CALCULO HIDRAULICO DE LA RED.- El cálculo de los diámetros de las tuberías se efectúa por el método de Hardy-Cross. Este método nos permite comparar los diámetros de las tuberías principales inicialmente supuestas.

1er. TANTEO

- En la red el circuito N°1, corresponde a las tuberías existentes de 8", para los cálculos se harán con el diámetro de la tubería instalada, le corresponde una constante obtenida de  $C = 102$ .
- El diámetro mínimo en la red es de 4", diámetro que estimamos real y económico.
- La instalación de los hidrantes se harán en la red matriz espaciados cada 200 metros solo en las tuberías de diámetros 4" y mayores

Las correcciones de los gastos supuestos se muestran en los cuadros siguientes:

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD Km.	$\phi$ Pulg.	Q1 li./seg.	hf. m.	hf./Q1
I	6-1	0.446	8	17.686	1.2095	0.0684
	1-2	0.288	8	10.122	0.2782	0.0275
	2-3	0.144	8	- 8.341	-0.0972	0.0166
	3-4	0.452	8	-10.544	-0.4708	0.0447
	4-5	0.069	8	-11.036	-0.0782	0.0071
	5-6	0.347	8	-12.920	-0.5264	0.0407
						AQ = -0.8311
II	5-1	0.347	8	12.920	0.5264	0.0407
	1-2	0.324	6	10.774	0.9023	0.0844
	2-3	0.228	4	10.412	4.3200	0.4149
	3-4	0.166	4	- 6.355	-1.2585	0.1980
	4-5	0.460	4	- 7.231	-4.4400	0.6140
						AQ = -0.0201
III	8-1	0.148	4	6.438	1.1523	0.1790
	1-2	0.330	4	5.951	2.2213	0.3733
	2-3	0.230	4	3.780	0.6686	0.1769
	3-4	0.400	4	3.344	0.9270	0.2772
	4-5	0.248	4	-4.638	-1.0526	0.2270
	5-6	0.072	4	-4.843	-0.3311	0.0684
	6-7	0.448	6	-16.283	-2.6992	0.1658
	7-8	0.288	8	-10.122	-0.2781	0.2748
						AQ = -0.1887
IV	8-1	0.072	4	4.843	0.3311	0.0684
	1-2	0.248	4	4.638	1.0526	0.2270
	2-3	0.480	4	7.260	4.6675	0.6429
	3-4	0.556	4	6.811	4.8042	0.7054
	4-5	0.360	4	-9.765	-6.6577	0.6203
	5-6	0.080	4	-9.927	-1.3878	0.1398
	6-7	0.220	4	-10.144	-3.9721	0.3916
	7-8	0.196	6	-10.325	-0.5083	0.0492
						AQ = 0.2035



## VI ENE

CIRCU ITO	TRAMO	LONGITUD	$\phi$	Q3	hf.	hf./Q3
I	6-1			16.809	1.1010	0.0655
	1-2			9.461	0.2455	0.0259
	2-3			-9.218	-0.1170	0.0127
	3-4			-11.423	-0.5460	0.0478
	4-5			-11.913	-0.0901	0.0076
	5-6			-13.748	-0.5905	0.0430
						AQ = -0.008
II	5-1			13.748	0.5905	0.0430
	1-2			10.726	0.9018	0.0841
	2-3			10.364	4.2832	0.4133
	3-4			-6.404	-1.2765	0.1993
	4-5			-7.280	-4.4958	0.6176
						AQ = 0.001
III	8-1			6.223	1.0821	0.1739
	1-2			5.736	2.0752	0.3618
	2-3			3.565	0.6000	0.1683
	3-4			3.128	0.8192	0.2619
	4-5			-5.035	-1.2253	0.2434
	5-6			-5.240	-0.3980	0.0731
	6-7			-16.498	-2.7655	0.1675
	7-8			-9.461	-0.2455	0.0259
						AQ = 0.010
IV	8-1			5.240	0.383	0.0731
	1-2			5.035	1.2253	0.2434
	2-3			7.443	4.8875	0.6567
	3-4			6.994	5.0457	0.7214
	4-5			-9.583	-5.8504	0.6105
	5-6			-9.745	-1.3411	0.1376
	6-7			-9.962	-3.8413	0.3856
	7-8			-10.143	-0.4919	0.0485
						AQ = -0.003
2-C	0.488			16.275	2.938	



CIR.	TRAMO	Q lit/seg	COTA TERR. m.s.n.m.	COTA PIEZ. m.s.n.m	PRESION m.	VELOCID. m./s.
I	6-1	16.809	4,100.89	4,131.26	30.37	0.5
	2	9.461	4,096.62	4,131.01	34.39	0.4
	3	9.218	4,094.86	4,131.13	36.27	0.4
	4	11.423	4,095.15	4,131.68	36.53	0.4
	5	11.913	4,096.40	4,131.77	35.37	0.4
	6	13.748	4,102.56	4,132.36	29.80	0.5
II	5-1	13.748	4,096.40	4,131.77	35.37	0.5
	2	10.726	4,094.20	4,130.87	36.67	0.6
	3	10.364	4,093.95	4,126.59	32.64	1.3
	4	8.404	4,097.10	4,127.86	30.76	0.8
	5	7.280	4,102.56	4,132.359	29.80	0.9
III	8-1	6.223	4,103.75	4,130.18	26.43	0.8
	2	5.736	4,101.98	4,124.23	22.25	0.7
	3	3.565	4,100.00	4,123.63	23.63	0.5
	4	3.128	4,097.19	4,122.81	25.62	0.5
	5	5.035	4,095.15	4,127.86	32.71	0.6
	6	5.240	4,095.45	4,128.24	32.79	0.6
	7	16.498	4,096.62	4,131.01	34.39	0.9
	8	9.461	4,100.89	4,131.26	30.37	0.4
IV	8-1	5.240	4,095.15	4,127.86	32.71	0.6
	2	5.035	4,097.19	4,122.81	25.62	0.6
	3	7.443	4,090.32	4,117.92	27.60	0.9
	4	6.994	4,085.05	4,112.88	27.83	0.9
	5	9.583	4,090.81	4,122.57	31.66	1.2
	6	9.745	4,091.55	4,123.91	32.36	1.2
	7	9.962	4,092.12	4,127.75	35.63	1.2
	8	10.143	4,095.45	4,128.24	32.79	0.6
	2-C	16.275	4,109.25	4,121.292	12.042	0.9

#### 4.0.0 PLANOS DEL PROYECTO.

- Primeros planos de replanteo y esquemas en planta elevaciones, cortes, perfiles de instalación. En escala indicada desarrollados para la evaluación del sistema existente.
- Planos a escala de los elementos del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable.

##### CAPTACION DE MANANTIAL DE LADERA :

Plano de ubicación :	Escala	1:500
" Planta :	"	1:20
" Cortes :	"	1:20
" Elevación :	"	1:20
Dimensiones :	0.58 x 1.10	m.

##### LINEA DE CONDUCCION : ( 6.152 Km.)

Plano en planta :	Escala	1:2000
" en perfil :	"	V 1:100
		H 1:2000
" Detalles :	"	1:25

##### RESERVORIO DE 400 M3.:

Planos en Planta

Elevación

Corte : Escala 1:50

Plano estructuras : " Indicado

##### LINEA DE ADUCCION Y REDES DE DISTRIBUCION :

Plano de distribución:	Escala	1:4000
" detalles :	"	Indicado.

5.0.0 METRADO Y PRESUPUESTO DE LA OBRA DE AMPLIACION Y MEJORA-  
MIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE JU-  
NIN.

	. CANTIDAD.	UNID.	COSTO UNITARIO	. COSTO PAR <sup>4</sup> -
<b>1. CAPTACION</b>				
-Replanteo y ex- cavación.	11	M3.	2,155	23,705
-Encofrado y de- sencofrado.	30	M2.	744	22,320
-Concreto:				
1:3:6, Muro, losa piso.	4.918	M3.	5,803	28,539
1:2:4, Losa te- cho.	0.315	M3.	7,367	2,320
1:6:12, Cimien.	3.200	M3.	4,711	15,075
-Mortero 1:2, en lucido 1 cm. e.	40.9	M2.	497	20,327
-Fierro, 1/2" ca rrugado	9.54	Kg.	220	2,099
-Ventana de fie- rro 0.6xl.4 m.	0.84	M2.	10,000	8,400
-Suministro e in- tación niples - con bridas:				
8" x0.45m.	1	U.	25,000	25,000
xl.10	1	U.	50,000	50,000
				SIGUE...

VIENE

	CANTIDAD	UNID.	COSTO UNITARIO	COSTO PAR CIAL
8"x 0.75m. f°f°.	1	U.	45,000	45,000
x 0.40	1	U.	25,000	25,000
x 0.16	1	U.	10,000	10,000
x 0.80	1	U.	45,500	45,500
6"x0. 90	1	U.	45,500	45,500
-Suministro e In stalación Tuberi a:				
8" A.C	4.5	M.	4,717	21,227
4"	3.0	M.	1,989	5,967
-Accesorios con bridas:				
Codo 90x6" f°f°.	1	U.	8,000	8,000
Tee 8x6" f°f°.	1	U.	9,500	9,500
Trancición 8" f°f°.- A.C.	2	U..	29,500	59,000
-Canastilla succ.				
0.20x0.32 Bronce	1	U.	80,000	80,000
-Válvula Compuerta				
8" f°f°.	2	U.	65,000	130,000
-Arena graduada				
	2	M3.	20,000	40,000
				<u>722,479</u>

2.-LINEA DE CONDUCCION.

-Replanteo Excava-  
ción de Zanja.

0.6x1.0 m. 6,152 M. 1,092 6'717,984

SIGUE...

VIENE

	CANTIDAD	UNID.	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
-Suministro Tub.				
A.C. Clase A-5				
( C-75) 8"	1,856	M.	2,827	5'246,912
6"	3,753	M.	1,401	5'257,953
4"	248	M.	800	198,400
( C-105) 4"	292	M.	989	288,788
-Limpieza, cama de apoyo, tendido, - resane y Prueba.	6,152	M.	820	5'044,640
-Desinfección, re- lleno y compacta.	6,152	M.	392	2'411,584
- <u>Caja Rompe Presión</u>				
Replan. Excav.	3.962	M3.	2,155	8,538
Encofr. Desenc.	18	M2	744	13,392
Concreto 1:3:6	3.808	M3.	5,803	22,098
fierro 1/4"	2	Kg.	150	300
Enlucido mortero 1:2 1 cm. e.	35.4	M2.	497	17,594
				<hr/>
			\$/	25'228,183
3.- <u>CAJA DE DISTRIBUCION.</u>				
-Replanteo y Excav.	4.5	M3.	2,155	9,698
-Encofr. Desenc.	10.0	M2.	744	7,440
-Concreto:1:3:6 Mu- ra, losa techo.	0.528	M3.	5,803	3,064
1:2:4 losa fondo, Cim.	0.878	M3.	7,367	6,465
-Enlucido con mor-				SIGUE ...



VIENE

	CANTIDAD	UNIDA	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
1:8/ 25% Cimiento	53.04	M3.	5,383	285,514
1:2:4 Zapata	0.98	M3.	11,180	10,956
1:2:3 losa fondo, columna muro	176.90	M3.	9,150	1,618,635
-Aligerado techo (con creto, ladrillo, M.O)	141.0	M2	8,520	1'201,320
-Enlucido mortero 1:2				
Ext. 1 c. 2cm. e.	520	M2	625	325,000
Int. 1.5 cm. 2c.	288	M2.	920	264,960
-Prueba hidráulica y desinfección			estimado	20,000
			\$/	<u>7'102,440</u>

6.-CASETA DE VALVULAS RESERVORIO 400 M3.

-Replanteo y excav.	8	M3.	2,155	17,240
-Encofrado desnc.	12	M2.	963	11,556
-Concreto:				
1:2:3 losa piso	2	M3.	9,150	18,300
1:3:6 / 40% cimien.	4	M3.	10,430	41,720
1:3:6 / 25% sobrecim.	1	M3.	10,620	10,620
-Pared de ladrillo	37.5	M2.	2,014	75,525
-Techo aligerado	12.5	M2.	8,520	106,500
-Puerta f°. 1.80x0.9	1	U.	8,000	8,000
-Ventana f°. 1.20x0.9	1	U.	8,000	8,000

SIGUE ...

VIENE

	CANTIDAD	UNID.	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
-Enlucido mort. 1:2	50	M2.	497	24,850
<u>-Instalaciones</u>				
Accesorios bridados f°f°:				
Unión flexible 6"	1	U.	25,000	25,000
" " 8"	2	U.	30,000	60,000
Canastilla succ.				
0.4x0.35x0.2	1	U.	35,500	35,500
codo 90°x6"	4	U.	8,000	32,000
Tee 6"x6"	1	U.	9,000	9,000
8"x8"	1	U.	10,000	10,000
8"x6"	1	U.	9,500	9,500
Reducción 8"x6"	1	U.	8,000	8,000
Niples bridados:				
8"x 0.15	3	U.	16,000	48,000
0.20	1	U.	14,000	14,000
0.50	1	U.	25,000	25,000
6"x 0.32	2	U.	20,000	40,000
0.55	1	U.	28,000	28,000
0.15	5	U.	14,000	70,000
1.20	1	U.	55,000	55,000
0.6	2	U.	25,000	50,000
1.9	1	U.	57,000	57,000
Válvula compuerta bri-				
dado f°f°. 8"	2	U.	65,000	130,000
6"	1	U.	50,000	50,000
válvula flotadora bri-				
dado f°f°.o bronce 6"	1	U.	80,000	80,000
Trancición ff°-A.C.	1	U.	9,500	9,500
			S/	1'167,811
				SIGUE...



VIENE

	CANTIDAD	UNID	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	
<b>7.-<u>LINEAS DE ADUCCION.</u></b>					
-Replanteo. Exc. zanja					
0.6 x 1.0	2,472	M.	520	1'285,440	
-Suministro tub. A.C.					
G-75	6"	624	M.	1,401	874,224
	8"	1,848	M.	2,827	5'224,296
-Imp. Cama Apoyo, tendi					
do, resame y prueba.	2,472	M.	320	791,040	
-Relleno comp. desinf.	2,472	M.	392	969,024	
			\$/	9'144,024	
<b>8.-<u>REDES DE DISTRIBUCION.</u></b>					
-Trazos,, exc. refine					
de zanja 0.6x0.8	45,401	M.	520	23'608,520	
-Limpieza, cama de					
apoyo, tendido, re-					
same y prueba.	45,401	M.	320	14'528,320	
-Desinfección, resa-					
me y compactación.	45,401	M.	392	17'797,192	
-Suministro de tub					
rias A.C. (G-105)					
6"	2,670	M.	989	2'640,630	
4"	11,011	M.	710	7'817,810	
3"	31,720	M.	340	10'784,800	
				SIGUE...	

VIENE

		CANTIDAD	UNID.	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
-Accesorios de f°.f°. :					
Tee	6"x4"	3	U.	5,936	17,808
	4"x4"	18	U.	4,820	86,760
	6"x6"	3	U.	5,950	17,850
	6"x3"	8	U.	3,820	30,560
	3"x3"	57	U.	2,820	160,740
Cruz	3"x3"	50	U.	2,950	147,500
	4"x4"	24	U.	5,520	125,280
	4"x3"	44	U.	4,100	180,400
	6"x3"	7	U.	6,120	42,840
	6"x6"	5	U.	6,980	34,900
	4"x2"	5	U.	6,100	30,500
	6"x4"	1	U.	9,800	9,800
Reducción	4"x3"	22	U.	2,900	63,800
	6"x3"	2	U.	3,800	7,600
	6"x4"	9	U.	4,300	38,700
	8"x4"	1	U.	11,024	11,024
	6"x4"	1	U.	6,400	6,400
Codo 45°x	4"	1	U.	4,500	4,500
	x 3"	9	U.	1,100	9,900
Codo 90°x	6"	1	U.	5,500	5,500
	4"	2	U.	4,500	9,000
	3"	14	U.	1,100	15,400
Tapón	6"	1	U.	470	470
	4"	7	U.	390	2,730
	3"	60	U.	120	7,200
Válvula decompuerta f°.f°.					
	8"	6	U.	65,000	390,000
	6"	9	U.	45,000	405,000
	4"	24	U.	32,000	768,000
	3"	34	U.	9,000	306,000
Hidrantes con salida de					
	4"	53	U.	125,000	6,625,000
Válvula Check	8"	1	U.	70,000	70,000
	4"	1	U.	41,000	41,000
Lima 6 Julio de 1980.					\$9,672,162

RESUMEN

1.- CAPTACION DE LADERA	722,479
2.- LINEA DE CONDUCCION Y C.R.P.	25,228,183
3.- CAJA DE DISTRIBUCION	221,967
4.- LINEAS DE ALIMENTACION L1, L2, L3	495,969
5.- ALMACENAMIENTO. RESERVORIO 400 M3	7' 102,440
6.- CASETA DE VALVULAS RESERV. 400 M3.	1' 167,811
7.- LINEAS DE ADUCCION	9' 144,024
8.- REDES DE DISTRIBUCION.	87' 916,596
	<u>131' 999,469</u>

GASTOS INDIRECTOS

Los gastos por seguro y leyes sociales están incluidos en los costos unitarios.

Los porcentajes se concideran sobre el total calculado arriba.

A.- DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA (5%)	6' 599,973
B.- ALMACENES INST. Y EQUIPOS (5%)	6' 599,973
C.- UTILIDAD CONTRATISTA (10%)	13' 199,946
D.- IMPREVISTOS (5%)	6' 599,973
E.- GASTOS POR CONTROL TECNICO E INSPECCION EN LA EJECUCION DE LA OBRA (5%)	6' 599,973
COSTO TOTAL DE LA OBRA	<u><u>S/ 171' 599,307</u></u>

Lima Julio de 1980.

## 6.0.0 CONCLUSIONES FINALES DEL PROYECTO

Analizando todo lo resuelto y descrito anteriormente llegamos a las conclusiones siguientes:

- En la actualidad, la ciudad de Junín es abastecida de agua a un 60.9 % de la población total por los dos sistemas independientes. El agua de abastecimiento no es potabilizada.
- De las posibles fuentes de captación, se ha optado por el abastecimiento del Manantial Megapata, éste oferta buena calidad de agua y una cantidad que puede cubrir la demanda hasta un futuro de treinta años. Para posteriores años se prevé la captación del agua del río Tambo en un punto paralelo al manantial, el cual necesitará de tratamiento.
- Para la solución en una primera etapa el proyecto comprende la captación del manantial de ladera para la conducción por tubería hasta los reservorios, R1, R2 y R3, los dos primeros existentes y con capacidad de seguir almacenando y el último de 400 M3. de ampliación, cada reservorio sirve de almacenamiento para abastecer independientemente a tres zonas de la población bien definidas. El diseño de la red contempla la interconexión entre sistemas con la única finalidad de poner en funcionamiento en casos de incendio.

De los sistemas independientes, la primera abastece al barrio San Cristóbal, con características propias de urbanismo, es zona residencial con viviendas de un piso y la mayoría con material de adobe.

La segunda abastece la parte más baja de la ciu-

dad, una área calculada hasta un punto capas de -  
 abastecimiento por la demanda de almacenamiento por  
 las variaciones de consumo, o sea a partir de su ca  
 pacidad de 100 M<sup>3</sup>. del reservorio. La zona también  
 es poco densa, cada vivienda ocupa una área de hasta  
 700 m<sup>2</sup>. aproximadamente destinada para vivienda y -  
 crianza de animales como ovejas y cerdos.

La tercera en un nuevo sistema que abastece a la zo  
 na céntrica de la ciudad, es la más densa, destina-  
 dos para la vivienda, comercio en general, instala-  
 ción de todas las instituciones públicas, bancos, -  
 colegios etc. El sistema abastece a la demanda por  
 consumo humano y para la protección contra incendio  
 El caudal de diseño a partir de la salida del reseru  
 vorio de 400 M<sup>3</sup>. es de 32.157 lit./seg. y son distriu  
 buidos por cuatro circuitos dimensionados a partir  
 de las condiciones técnicas aceptables tanto en preu  
 sión y velocidad del flujo de agua, como de las conu  
 diciones económicas de financiación de la obra.

- La ejecución de la obra debe realizarse por etapas:  
 La primera comprende la construcción de la caja de  
 captación del manantial, luego la construcción de  
 la línea de conducción, caja de distribución y las  
 líneas de alimentación a los reservorios existen -  
 tes de 100 y 60 M<sup>3</sup>. Sigue la construcción del re -  
 servorio de 400 M<sup>3</sup>. y la línea de aducción hasta -  
 el empalme con el primer circuito.

La segunda etapa comprende la ampliación de las -

redes, tanto las tuberías matrices de los tres - sistemas independientemente instalados, como - las tuberías de servicio por las diferentes calles tal como se muestran en los planos.

Y una tercera etapa comprenderá la instalación - de medidores, a partir de las viviendas ubicadas en la zona céntrica hacia los extremos.

La importancia social de un sistema de agua es evidente. Su instalación requiere del esfuerzo humano y de inversiones de dinero considerables - para lograr un servicio público semejante al que se logra en otros servicios vitales. Su gasto de funcionamiento y mantenimiento son constantes y - costosas que para cubrirlos es necesario de una tarifa por consumo propio.

En resumen, la instalación de un sistema adecuado de abastecimiento de agua potable es justificable, luego de hacer un análisis técnico-económico, por que además proporciona a la ciudadanía, mejor salud, mayor riqueza y un medio ambiente más sano donde vivir.

### 7.0.0 ESPECIFICACIONES TECNICAS.

Seguirá las instrucciones indicadas por el Ministerio de Vivienda y Construcción <sup>SENAPA</sup> ~~SEDAPAR~~, en la construcción de:

Caja de Captación de Manantial de Ladera.

Tubería de Asbesto Cemento en Línea de Conducción, Aducción, y redes de distribución.

Reservorio, estructura de concreto armado, con techo aligerado.

Instalación de válvulas y accesorios en redes de distribución.

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

- |   |                        |
|---|------------------------|
| → INFORME ESTADISTICO   | ONERM                  |
| - PUBLICACIONES CIENTIFICAS                                   | O.P.S.                 |
| → ABASTECIMIENTO DE AGUA                                      | GUSTAVO RIVAS MIJARES. |
| - ABASTECIMIENTO DE AGUA                                      | FAIR-GEYER Y OKUN      |
| - MECANICA DE FLUIDOS E HI -<br>DRAULICA                      | ARTURO ROCHA           |
| - MECANICA DE FLUIDOS   | STREETER               |
| - REGLAMENTO NACIONAL DE -<br>CONSTRUCCIONES.                 |                        |
| → MANUAL DE SANEAMIENTO : AGUA                                | A.I.D.                 |
| - COPIAS DE CLASES CURSOS<br>VARIOS                           | U.N.I.,                |
| - COPIAS SANEAMIENTO RURAL<br>AGUA POTABLE.                   | O.N.A.M.S.             |
| → CRITERIOS DETERMINANTES DEL<br>GRADO DE TRATAMIENTO DE AGUA | O.P.S.                 |
| - MANUAL DE OPERACION Y MANTENI<br>ENTO AGUA POTABLE          | P.N.A.P.R.             |
| - ADMINISTRACION DE SERVICIOS<br>DE AGUA POTABLE.             | UNIV. CHILE Y OSP      |