

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL



**MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE DE LA CIUDAD DE CARAZ**

INFORME DE INGENIERIA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO SANITARIO

LUZ HIDELIZA YUPANQUI MEDRANO

PROMOCION : 1988 - II

LIMA - PERU

1995

***MEJORAMIENTO
DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE DE LA CIUDAD
DE CARAZ***

*Con mucho cariño a mis
padres por su confianza y
apoyo en mi formación
profesional.*

Agredecimiento:

***Al Ing. Eduardo Arias por
su asesoramiento en el
presente informe.***

INDICE

<i>INTRODUCCION</i>	5
 <i>CAPITULO I: CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE CARAZ</i>	
<i>1.1 Estado actual</i>	
<i>1.2 Ubicación y extensión geográfica</i>	7
<i>1.3 Area de estudio</i>	9
<i>1.4 Características físicas</i>	
<i>1.4.1 Hidrografía</i>	10
<i>1.4.2 Clima</i>	10
<i>1.4.3 Topografía</i>	10
<i>1.4.4 Suelos</i>	10
<i>1.5 Características demográficas</i>	
<i>1.5.1 Población actual</i>	11
<i>1.5.2 Estructura de la población</i>	12
<i>1.5.3 Esquema interpretativo del crecimiento urbano</i>	13
<i>1.5.4 El casco urbano</i>	13
<i>1.5.5 Características de la edificación</i>	14
<i>1.5.6 Patrones del asentamiento urbano</i>	14
<i>1.6 Características socio-económicas</i>	
<i>1.6.1 Aspectos ocupacionales</i>	15
<i>1.6.2 Sector agropecuario</i>	17
<i>1.6.3 Sector industrial</i>	17
<i>1.6.4 Sector transporte</i>	17
<i>1.6.5 Sector educación</i>	17
<i>1.6.6 Sector salud</i>	18
<i>1.6.7 Sector comercial</i>	18
<i>1.6.8 Sector turismo y recreación</i>	18
 <i>CAPITULO II : ESTADO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE</i>	
<i>2.1 Generalidades</i>	20
<i>2.2 Fuente de abastecimiento</i>	20
<i>2.3 Captación</i>	27
<i>2.4 Línea de conducción</i>	31

2.5	<i>Planta de tratamiento</i>	31
2.5.1	<i>Desarenador</i>	32
2.5.2	<i>Dosificadores</i>	35
2.5.3	<i>Mezcladores</i>	35
2.5.4	<i>Floculador hidráulico</i>	36
2.5.5	<i>Sedimentadores</i>	36
2.5.6	<i>Filtros lentos</i>	38
2.5.7	<i>Desinfección</i>	40
2.6	<i>Almacenamiento</i>	40
2.7	<i>Línea de aducción</i>	41
2.8	<i>Sistema de distribución</i>	41
2.9	<i>Conexiones domiciliarias de agua</i>	43
2.9.1	<i>Conexiones</i>	43
2.9.2	<i>Consumo</i>	44
2.10	<i>Tarifas</i>	46

CAPITULO III : CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO

3.1	<i>Período de diseño y etapas del proyecto</i>	47
3.2	<i>Estimación del crecimiento poblacional</i>	48
3.3	<i>Áreas de servicio y densidades</i>	52
3.3.1	<i>Área ocupada</i>	52
3.3.2	<i>Expansión urbana y densidades</i>	52
3.4	<i>Dotación</i>	53
3.5	<i>Demanda futura-proyección</i>	54
3.6	<i>Volúmen de almacenamiento</i>	56
3.6.1	<i>Volúmen de regulación</i>	56
3.6.2	<i>Volúmen contra incendio</i>	60
3.7	<i>Variaciones de consumo</i>	61
3.8	<i>Zonas de presión</i>	62

CAPITULO IV : MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA

4.1	<i>Generalidades</i>	64
4.2	<i>Fuente</i>	64
4.3	<i>Captación</i>	64
4.4	<i>Línea de conducción</i>	65
4.5	<i>Sistema de distribución</i>	67
4.5.1	<i>Línea de alimentación</i>	68
4.5.2	<i>Tuberías troncales</i>	72

4.5.3 Tuberías de servicio	73
4.5.4 Cálculo de la red de distribución	74
4.5.5 Programa de cálculo - Loop	81
4.5.6 Evaluación de resultados y análisis técnico económico	92
4.7 Reservorio	93
<i>CAPITULO V : PRESUPUESTO DE LA OBRAS PROYECTADAS</i>	
5.1 Análisis de precios unitarios	94
5.2 Presupuesto base	94
5.3 Fórmula polinómica	94
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	102
<i>ANEXOS</i>	106
<i>Anexo 1. Areas de influencia y concentración de gastos en los nudos para los años 2000 y 2010.</i>	
<i>Anexo 2. Diagramas de presiones y cálculos hidráulicos para los años 2000 y 2010.</i>	
<i>Anexo 3. Planos</i>	

Introducción

El presente Informe de Ingeniería, resume el proyecto que realicé para la Consultora Ascosesa S.A. en el año 1989 por encargo del ex-Servicio Nacional de Agua Potable y Alcantarillado (SENAPA). En dicha consultora, la suscrita formó parte del equipo de profesionales que desarrolló el Estudio de Mejoramiento del Sistema de Agua potable de la ciudad de Caraz, teniendo una participación en la concepción y desarrollo hidráulico del sistema de agua potable, durante un período de 4 meses. El proyecto fué complementado con los estudios de Mejoramiento de la Planta de Tratamiento ejecutada por otro profesional; por lo que no constituye tema del presente informe.

Es indudable que paralelamente al crecimiento demográfico y a la expansión de la ciudad, debe ir acompañado del crecimiento de los servicios públicos, entre los cuales tienen prioridad los servicios de saneamiento básico. Hecho que no sucede por cuanto el crecimiento acelerado de la población sobrepasa a las posibilidades actuales por falta de proyectos y medios.

Esta situación se agudiza dado que la población organizada y por sus propios medios, realizan ampliaciones sin tener un plan regulador y por consiguiente son insuficientes a sus expectativas y necesidades.

La elaboración de éste trabajo específico para la ciudad de Caraz, es debido a que al año 1989, el sistema de agua potable de Caraz, a pesar de contar con la infraestructura básica, es decir estructuras de captación, línea de conducción, desarenador, planta de tratamiento, reservorio, línea de aducción, redes de distribución y conexiones domiciliarias, presentaba deficiencias en su funcionamiento particularmente en los siguientes aspectos:

Como servicio, deficiencias en calidad, cantidad y continuidad.

Poseer un sistema de tratamiento de agua potable incompleto.

Por su topografía, necesitar identificar zonas de presión para mejorar la distribución.

Tuberías matrices subdimensionadas y cuya distribución no garantizar el buen servicio especialmente en las zonas de ampliación.

El crecimiento acelerado de la población y las deficiencias antes mencionadas, ocasionaron al año 1989 que la cobertura de servicio sea del orden del 70% con más del 47% de agua no contabilizada.

Para superar estas deficiencias, a fin de optimizar la oferta y la demanda de agua potable para satisfacer las necesidades básicas de cantidad, oportunidad y costo, era necesario plantear básicamente el mejoramiento de las unidades existentes y/o completar las faltantes. Tal es el caso de, modificar la caja de captación, mejorar y ampliar las redes de distribución, así como la definición de zonas de presión e instalación de cámaras reductoras de presión. Todo ésto complementado con el mejoramiento de la planta de tratamiento, la buena operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento, darían los resultados esperados.

El Informe contiene cinco capítulos, en los cuales se mencionan las características principales de la ciudad, describe y analiza los sistemas existentes, luego enfoca los datos básicos de diseño, para luego presentar las propuestas de solución y descripción de las obras proyectadas y finalmente incluir el presupuesto y las recomendaciones del caso.

CAPITULO I

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE CARAZ

1.1 ESTADO ACTUAL

La ciudad de Caraz cuenta con población estimada al año de 1989 de 7,953 habitantes, ocupando un área aproximada de 118 hectáreas.

Su sistema de abastecimiento de agua consiste en una captación en la margen izquierda del río Lullán sobre el extremo norte de la ciudad con una línea de 6"- A.C. Eventualmente cuenta con el aporte de agua de la acequia San Miguel una tubería de P.V.C. de 4" de diámetro adyacente a la planta de tratamiento.

El sistema de distribución ejecutado en 1962, llega a cubrir el 70% del área urbana actual (con elevadas presiones y mala calidad), faltando redes en las zonas de expansión especialmente al margen de la carretera. Las tuberías de la red son de diámetros de 4" y 6" de fierro fundido y plástico

El sistema de desagüe con similar años de servicio, consta de una red de colectores. Los sistemas tanto de agua como desagüe fueron afectados parcialmente por el sismo de 1,970, habiéndose realizado obras de rehabilitación despues de éste.

1.2 UBICACION Y EXTENSION GEOGRAFICA

La ciudad de Caraz, capital del distrito del mismo nombre y de la provincia de Huaylas situada en el departamento de Ancash a 70 Km. de ésta, pertenece a la sierra Norte del país.

Se encuentra ubicada en la margen derecha del río Santa, en las laderas de la Cordillera Blanca. Su altitud es 2,285 m.s.n.m. siendo sus coordenadas geográficas; latitud sur 9°03'30" y 77°49'45" Longitud Oeste referidos al Meridiano de Greenwich. En el esquema N° 1 se puede apreciar la ubicación dentro del departamento de Ancash. La provincia de Huaylas tiene una superficie de 2,072 Km² y esta



PLANO DE UBICACION DE LA
CIUDAD CARAZ - ANCASH

ESQUEMA N°1

compuesta de nueve distritos siguientes: Huallanca, Huaylas, Huata, Mato, Pamparonas, Pueblo Libre, Santa Cruz y Yuracmarca.

1.3 AREA DE ESTUDIO

El área de estudio lo constituye la ciudad de Caraz actual y las áreas de futuro crecimiento contempladas en el planeamiento que ha efectuado Corde - Ancash y el Instituto Nacional de Desarrollo Urbano (INADUR).

El área de la ciudad de Caraz esta conformada por los barrios de Arequipa, Yanacocha, La Esperanza, Malambo, Santa Rosa y otras nuevas urbanizaciones.

Para la determinación de la expansión futura se ha tomado como base el estudio realizado por INADUR y Corde Ancash efectuado en Diciembre 1988, en dicho estudio se encuentra determinado la tendencia de crecimiento de la ciudad hacia la zona Sur- Este y Sur - Oeste, siendo esta información la mas importante para proyectar las zonas de expansión y de futuro crecimiento.

El CUADRO Nº 1.3.A, muestra las áreas actuales y las de futuro crecimiento contemplados en el mencionado estudio para los años comprendidos dentro del proyecto.

CUADRO Nº 1.3.A

Año	Area (Ha)
1989	118.0
2000	136.4
2010	155.4

1.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

1.4.1 Hidrografía

La laguna de Parón con un volumen aproximado de 71,945 m³ es el recurso hídrico de donde nace el río Llullán, el que a su vez constituye la fuente principal, de abastecimiento de la ciudad de Caraz.

Los aforos en épocas de estiaje son mayores de 2.5 m³/seg, lo que hace una fuente confiable en cuanto a la cantidad de agua, sin embargo dado sus características físico-químicas, es necesario un tratamiento previo antes de que el agua se entregue a la población.

1.4.2 Clima

La ciudad de Caraz tiene un clima que es propio de lo valles interandinos variando entre una máxima de 25^o C y una mínima de 9.1^oC; siendo la temperatura media mensual de 16^oC.

1.4.3 Topografía

La ciudad de Caraz se encuentra ubicada entre las cotas 2,341 m. s.n.m. y 2,246 m.s.n.m, presenta una pendiente suave que varia de 6.3% a un 7%. La mayor pendiente se encuentra en la parte norte.

1.4.4 Suelos

De los estudios de suelos efectuados a fin de determinar sus características físicas y mecánicas y la calidad del terreno necesario para la instalación de nuevas redes de agua potable, se concluye que los suelos son estables desde el punto de vista de sus características físico - mecánicas con una capacidad portante de 1.2 kg/cm². Se encuentra sobre un gran abanico aluviónico.

Se nota en general una primera capa de arena fina leñosa con gravillas y raíces delgadas, semi sueltos en un espesor de 40 a 50 cms.

En algunos sectores presentan rellenos superficiales, a continuación y hasta profundidades exploradas se aprecian áreas limosas poco o nada plásticas, beige amarillento, con un 20-30% de gravas de aprox. 2" y bolonerías de hasta 80 cms. aislados.

El subsuelo de la zona, constituye un terreno de mediana calidad para el tendido de tuberías de redes de agua y no contiene sales agresivas a elementos de concreto y fierro enterrados.

El nivel freático se detectó en algunas calicatas, entre 1.10 y 1.60 mts. de profundidad, originados por la filtración de las acequias cercanas.

1.5 CARACTERISTICAS DEMOGRAFICAS

1.5.1 Población actual.-

La ciudad de Caraz comprende la población urbana del distrito de Caraz que se estima en una población al año 1989 de 7,953 habitantes.

Con una tasa de crecimiento de 2.26% respecto a la provincia de Huaylas que creció en 0.2% y el departamento en 2.0% descendiendo en los años 72 - 81 a 1.97% por efecto del sismo ocurrido en el año 1970 donde emigraron los estratos altos y medios por motivos de seguridad física y superación personal hacia la costa. Dicho descenso repercutió también a nivel departamental (1.3%).

En el período de 80 - 89 la ciudad de Caraz refleja la misma tendencia anterior de crecimiento.

La distribución de la población rural del distrito decrece paulatinamente del 57% al 53% como resultado de la estructura productiva insuficiente y deteriorada.

No se tiene la información censal actualizada que permita precisar el volúmen migratorio de la ciudad de Caraz.

CUADRO Nº 1.5.A

	1972		1981		1988	
	Abril	%	Abril	%	Abril	%
POB						
Urb.	5,663	43.2	6,279	43.2	7,953	47
Rural	7,448	56.8	8,265	56.8	8,910	53
Total	13,111	100	14,544	100	16,863	100

Fuente · Censos Nacionales de Población y Vivienda 1981

1.5.2 Estructura de la Población

La estructura de la población esta formado por dos elementos: el sexo y la edad. Respecto al sexo en Caraz se da una distribución equilibrada, siendo relativamente mayor la femenina con más del 50% respecto al 49% de la población masculina. Ver Cuadro 1.5.B. En lo que se refiere a la población por edades se dan diferencias marcadas, cerca del 44% está constituida por jóvenes menores de 15 años. La población de 15 a 64 años comprende cerca de un 50%.

CUADRO Nº 1.5.B

POBLACION POR EDAD Y SEXO - 1981						
EIDADES	HOMBRES		MUJERES		TOTAL	
	ABSOLUTO	%	ABSOLUTO	%	ABSOLUTO	%
1 - 4	333	2.7	66	2.1	152	2.4
5 - 9	484	10.6	343	10.9	675	11.0
10 - 14	484	15.4	461	14.6	945	15.0
15 - 19	440	14.0	391	12.4	831	13.0
20 - 24	448	14.3	301	9.6	749	12.0
25 - 29	206	6.6	219	6.7	425	7.0
30 - 34	153	4.9	189	6.0	342	5.0
35 - 39	183	5.8	204	6.5	387	5.0
40 - 44	167	5.3	178	5.6	345	5.4
45 - 49	183	5.8	137	4.4	225	4.0
50 - 54	112	3.6	117	3.7	229	3.6
55 - 59	96	3.1	128	4.1	224	3.5
60 - 64	84	2.7	102	3.2	186	2.9
65 y más	67	2.1	76	2.4	143	2.0
	157	5.0	233	7.4	390	6.0
	3,134	100	3,145	100	6,299	100

Fuente: Censos Nacionales de población y vivienda 1981

1.5.3 Esquema interpretativo del crecimiento urbano.

El número o cantidad de habitantes de una población es un factor muy importante que se debe conocer y estudiar debidamente por cuanto permite dimensionar los sistemas de abastecimiento de agua o alcantarillado.

En la ciudad de Caraz se observa una fase de "crecimiento lineal", en la que el área urbana se va formando siguiendo a lo largo de la carretera central y un crecimiento radial, adoptando un modelo de asentamiento periférico hacia el "centro" ya formado.

1.5.4 El Casco urbano

Conforma el área urbana primitiva de 80 Has. al año 1,989. Dentro de ella se puede diferenciar ligeramente tres zonas:

La zona que corresponde al llamado "centro" de la ciudad, zona de mayor consolidación y densidad, es decir el área más antigua en donde se distribuyen los servicios, las instituciones y el comercio.

La zona de influencia central, donde en forma mas o menos dispersa se ubican algunas instituciones y comercios aprovechando la mayor disponibilidad del área y con la ventaja de la cercanía al centro, la cobertura de servicios básicos es parcial.

La zona restante circundante, con características mas o menos homogéneas y con uso exclusivo de viviendas o un comercio local disperso que surge de manera espontánea y sin los servicios ni facilidades brindadas en el "centro", es decir déficit de cobertura de agua, desagüe y energía eléctrica domiciliaria, y con vías afirmadas en mal estado.

1.5.5 Características de la edificación

En una apreciación general de las edificaciones de la ciudad se puede decir que los materiales usados preferentemente en los mismos, son el adobe y ladrillo. Los techados normalmente son de tejas y de concreto aligerado.

La edificación es baja, entre uno y dos pisos en toda la ciudad. La cantidad de edificaciones de mas de dos pisos están construidos con ladrillo en su totalidad.

1.5.6 Patrones de asentamiento urbano

Los patrones de asentamiento se presenta en forma casi desordenada por ausencia de planeamiento en el desarrollo de la ciudad, estos se identifican en el patrón residencial, el de comercio y el industrial.

La población en general, se distribuye en el área urbana con cierta homogeneidad y casi con una misma concentración, con una

densidad promedio de 60 hab/Ha.

Se pudo detectar también, la presencia de cinco barrios que son: Barrio Santa Rosa, Yanacocha, Malambo, Arequipa y La Esperanza.

1.6 ASPECTO SOCIO - ECONOMICO.

1.6.1 Aspectos ocupacionales.

Caraz como segunda ciudad importante dentro del Callejón de Huaylas, es el principal centro en el ámbito urbano de su provincia y debido a su rol, función y perspectiva de desarrollo, constituye en la actualidad un pequeño centro de atracción poblacional.

Relacionando la población económicamente activa (PEA) ocupada y la población total, esta se ha incrementado significativamente, así tenemos que en 1,972, representaba el 29% aumentando en 1989 a 43% por efecto de la floricultura este mayor porcentaje de la PEA ocupada y población total se justifica, porque sólo jefes de familia se instalan en un inicio en la ciudad, mientras logren ubicarse con la perspectiva de traer su familia posteriormente.

La P.E.A. según categorías ocupacionales observa que los mas numerosos son los obreros, aumentado su participación significativamente de 23 a 46% en los años antes mencionados especialmente por efecto de actividad de las flores.

El cuadro No. 1.6.A muestra la PEA ocupada, por ramas de actividad económica.

CUADRO Nº 1.6.A

<i>PEA ocupada según ramas de la activ. económica</i>		
<i>Ramas de actividad</i>	<i>Absoluto</i>	<i>%</i>
<i><u>PEA Rural</u></i>	<i>2025</i>	<i>48.2</i>
<i>Agrícola</i>	<i>1967</i>	<i>46.8</i>
<i>Minería</i>	<i>58</i>	<i>1.4</i>
<i><u>PEA Urbana</u></i>	<i>2173</i>	<i>51.8</i>
<i>Industria Manufacturera</i>	<i>275</i>	<i>12.7</i>
<i>Electricidad</i>	<i>15</i>	<i>0.7</i>
<i>Construcción</i>	<i>135</i>	<i>6.2</i>
<i>Transporte</i>	<i>85</i>	<i>4.0</i>
<i>Est. Financieros</i>	<i>70</i>	<i>3.2</i>
<i>Servicios</i>	<i>1051</i>	<i>48.3</i>
<i>Busca trab. por 1ra. vez</i>	<i>79</i>	<i>3.6</i>
<i>TOTAL</i>	<i>4198</i>	<i>100</i>

Fuente: Censos Nacionales de Población y Vivienda 1,981

1.6.2 Sector agropecuario

Por la característica de la región, el sector agrario es el más dinámico en términos de producto bruto interno departamental, su participación es de 24% aproximadamente.

Las áreas de mayor cultivo están destinadas a la producción de maíz (40%), trigo(46%), papa(13%). En los últimos tiempos se ha incrementado la superficie cosechada de trigo, cebada y maíz en tanto que la superficie cosechada de papa a disminuido. Por su parte la floricultura ocupa aproximadamente 150 Has., el 27% del total cultivado, siendo la empresa más importante "Flor Perú S.A".

Se ha estimado que a Febrero de 1989 la P.E.A Urbana de 3,800 trabajadores, de los cuales aproximadamente 2/3 estarían trabajando en floricultura, dado el auge que esta actividad viene desplegando en los últimos 5 años.

1.6.3 Sector industrial

La industria es poco significativa en la economía de la región, esta limitada a pequeñas industrias de tipo artesanal de muy bajo volúmen de producción y de consumo local, tales como panaderías, dulcerías, ladrillerías, carpinterías, yeserías, fábricas de gaseosas de consumo local, entre otras.

1.6.4 Sector transporte

El sector transporte se desarrolla a través de los sistemas terrestre y aéreo. La ciudad de Caraz ubicada entre la ciudad de Yungay y Huallanca, se comunica con ellas a través de la carretera asfaltada longitudinal del Callejón de Huaylas. Esta vía llega por el sur al km.200 de la carretera Panamericana y por el norte a la ciudad de Chimbote y Huallanca.

En cuanto al transporte aéreo, la ciudad cuenta con el aeropuerto Anta, catalogada como de segunda, permite recepcionar aeronaves del tipo BAL-I-III-475. Actualmente no existen vuelos comerciales.

1.6.5 Sector educación

En el nivel Inicial, el servicio educativo atiende al 65% de la población que corresponde a este nivel.

En el nivel primario atiende 125% de la población escolar, debido a que el área de influencia, se extiende la zona rural de Caraz en el nivel secundario, se observa que el servicio sobrepasa a la población escolar urbana en un 25%; la calidad del servicio es regular debido a la falta de recursos económicos, para implementar la infraestructura educativa y el poco estímulo que se le brinda al personal docente.

En el nivel superior está el Instituto Superior Tecnológico que también afronta problemas económicos.

1.6.6 Sector salud

La atención de la salud de la población esta a cargo del Ministerio de Salud. Cuenta con un hospital de 50 camas, el que es insuficiente como equipamiento físico para la atención de la población actual, incluyendo al área rural.

Se observa déficit también en cuanto a material quirúrgico y fármacos, haciendo que la atención no sea óptima, asimismo hay escasez de postas sanitarias.

Las enfermedades de mayor incidencia en la zona son: las infectorespiratorias, le siguen las diarreicas y luego la desnutrición infantil con menores casos prosiguen la bartomelosis, helmintiasis y tifoidea.

1.6.7 Sector comercial

Se identifica hasta tres tipos de comercio según su tipología y tendencia de ubicación. En el mercado y campo ferial se realiza un comercio intensivo a nivel de distrito concentrando el intercambio de productos agropecuarios básicamente.

Se identifica igualmente en el área residencial en general un comercio local disperso que surge de manera espontánea con uso complementario de vivienda, y en el área central se localiza la mayor parte de los comercios.

1.6.8 Turismo y recreación

El turismo en la ciudad de Caraz esta atendido por 10 establecimientos de hospedaje. El atractivo principal es el Cañón del Pato, su clima, su actividad comercial y su ubicación, de ser ciudad cabecera del Callejón de Huaylas.

El turismo interno es el más dinámico y ha ido creciendo a raíz de la culminación del asfaltado de la vía Caraz - Pativilca, pero como esta actividad es sensible a la acción subversiva, todavía no se ha logrado alcanzar un gran crecimiento en esta

actividad. La época de temporada se da en el 2^{do} y 3^{er} trimestre de cada año.

Para la recreación cuenta con áreas deportivas y áreas para parques públicos y coliseo, pero su nivel de acondicionamiento es precaria.

CAPITULO II

ESTADO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE

2.1 GENERALIDADES

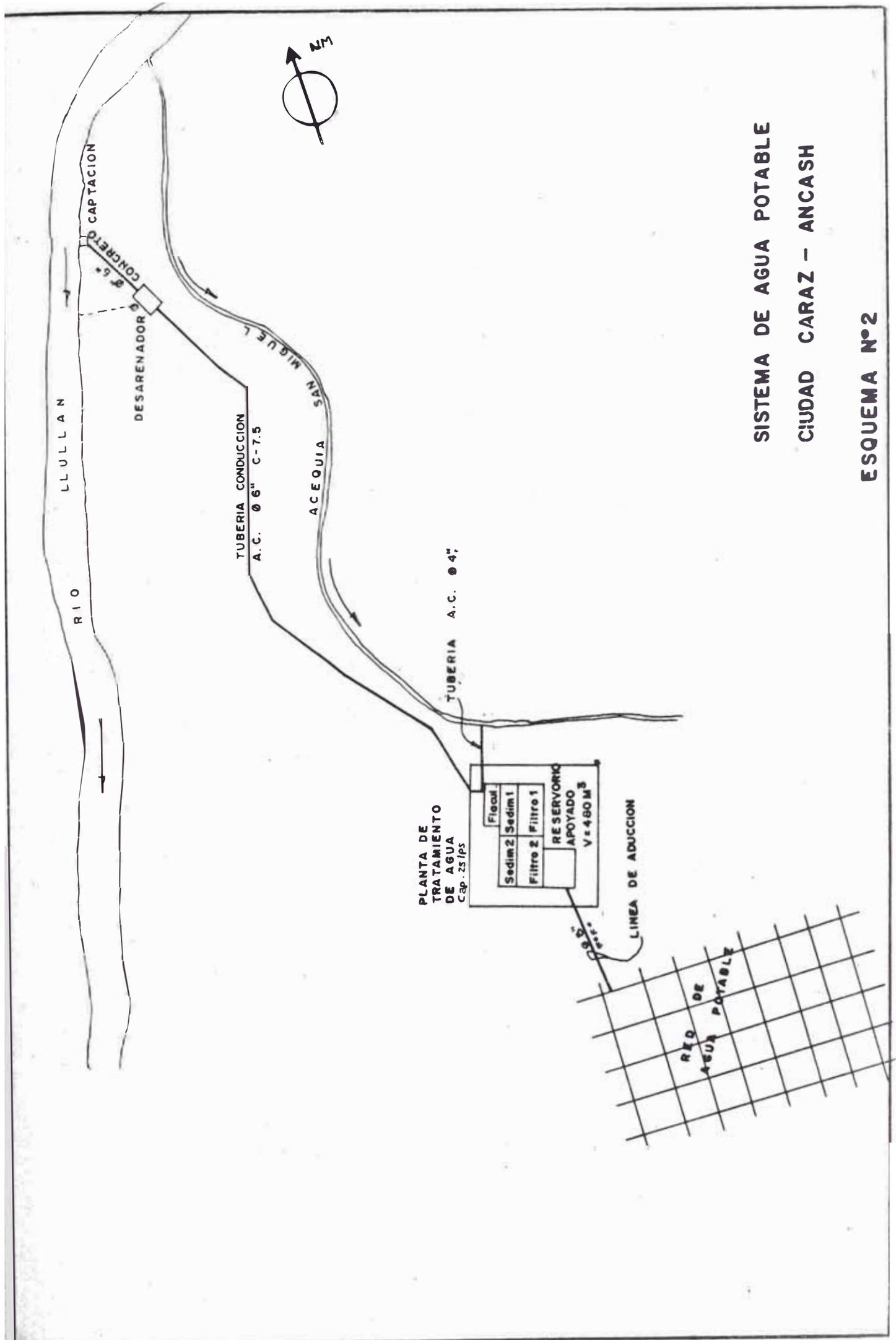
Este capítulo tratará sobre el estado actual y funcionamiento de las estructuras existentes del sistema de agua potable: estructura de captación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua las cuales conforman, el desarenador, dosificador, floculador hidráulico, sedimentadores, filtros lentos, líneas de aducción y redes de distribución. Incluye además los resultados de los análisis físico-químicos del agua del río Lullán efectuados por la Unidad Operativa de Huaraz. El esquema N° 2 muestra la distribución del sistema actual de agua potable de Caraz.

2.2 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

El río Lullán, cuyas características estacionales son similares a los ríos de la Sierra, cuenta con un volúmen de agua suficiente para alimentar a la ciudad en forma permanente; los aforos en épocas de estiaje estan en promedio de $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Posee gran caudal y alta turbiedad en los períodos de lluvias (Diciembre a Abril), poco caudal y baja turbiedad en los otros meses del año. En fuentes superficiales generalmente se hace necesario dar un tratamiento al agua cruda, definiendo a ésta a aquella tomada directamente de la fuente sin recibir ningún tratamiento.

El cuadro 2.2.A, muestra la clasificación de aguas crudas para potabilización definidas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria, el cuadro 2.2.B, muestra las normas estándar sobre agua potable definidas por la Organización Mundial de la Salud (OMS). El cuadro 2.2.C, presenta los registros de los análisis físico-químicos efectuados por la Unidad Operativa de Huaraz para el río Lullán de los años 1987 y 1988. Asimismo el cuadro 2.2.D, muestra los resultados del agua cruda efectuados el 22 de Mayo de 1989 por un laboratorio particular.



SISTEMA DE AGUA POTABLE
CIUDAD CARAZ - ANCASH
ESQUEMA Nº 2

CUADRO Nº 2.2.A

<i>CLASIFICACION DE AGUAS CRUDAS PARA POTABILIZACION - CEPIS</i>				
<i>Contaminantes o características</i>	<i>Unidad</i>	<i>Excelente</i>	<i>Buena</i>	<i>Deficiente</i>
<i>DBO(5 días) Prom.mensual máximo día</i>	<i>mg/lt</i>	<i>0.75-1.50</i>	<i>1.50-2.50</i>	<i>22.5</i>
<i>Coliformes Prom.mensual Máximo día</i>	<i>NMP/100ml</i>	<i>50-100 25% sobre 100</i>	<i>100-5000 20% sobre 5000</i>	<i>25,000 25% sobre 20000</i>
<i>Oxig.disuelt Prom.saturac.</i>	<i>mg/lt</i>	<i>4.0-7.5 75 ó mayor</i>	<i>4.0-6.5 60 ó mayor</i>	<i>4</i>
<i>PH promedio Cloruros max.</i>	<i>mg/lt</i>	<i>6.0-8.5 50</i>	<i>5.0-9.0 50-250</i>	<i>3.8-10.5 250</i>
<i>Fluoruros Comp.fenólic máximo</i>	<i>mg/lt mg/lt</i>	<i>1.5 insumo</i>	<i>1.5-3.0 0.005</i>	<i>3.0 0.005</i>
<i>Color Turbiedad</i>	<i>Unidades Unidades</i>	<i>0-20 0-10</i>	<i>20-150 10-250</i>	<i>150 250</i>

Fuente: CEPIS - Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

CUADRO No 2.2.B.

<i>NORMAS ESTANDAR SOBRE AGUA POTABLE - OMS</i>			
<i>Características físicas</i>	<i>Límite Recomendado</i>	<i>Límite Aceptable</i>	<i>Límite Tolerante</i>
<i>Color, unidades</i>	5	20	
<i>Olor</i>	Ninguno	Ninguno	
<i>Sabor</i>	No objetable		
<i>Turbiedad, unidades</i>	5	25	
<i>Substancias químicas ppm(mg/lt)</i>	<i>Límite Recomendado</i>	<i>Límite Aceptable</i>	<i>Límite Tolerante</i>
<i>Benceno</i>	0.2	1.0	
<i>Arsénico(As)</i>			0.05
<i>Cadmio (Cd)</i>			0.01
<i>Cloruro (Cl)</i>	200	600	
<i>Calcio (Ca)</i>	75	200	
<i>Cobre (Cu)</i>	0.05	1.5	
<i>Cianuro (Cn)</i>			0.05
<i>Fluor (F)</i>		0.8-1.7	
<i>Dureza como (CaCO3)</i>	100	500	
<i>Concentración de Iones</i>			
<i>H (ph)</i>	7.0-8.5	6.5-9.2	
<i>Hierro (Fe)</i>	0.1	1.0	
<i>Plomo (Pb)</i>			0.1
<i>Magnesio (Mg)</i>	30-150	150	
<i>Magnesio+Sulfato de</i>			
<i>Sodio</i>	30	150	
<i>Manganeso (Mn)</i>	0.05	0.5	
<i>Nitrato</i>		45	
<i>Compuestos fenólicos como:</i>			
<i>Fenol</i>	0.001	0.002	
<i>Selenio (Se)</i>			0.01
<i>Sulfato (SO4)</i>	200	400	
<i>Zinc (Zn)</i>	5	15	

Características bacteriológicas

- 1) *Agua desinfectada.- No debe tener gérmenes coliformes en ninguna muestra de 100 ml.*
- 2) *Agua sin desinfectar.- Puede tolerarse hasta 3 gérmenes en algunas muestras de 100 ml, siempre que las pruebas sean frecuentes y que tanto la zona de captación como las condiciones de depósito sean satisfactorias.*

Fuente: OMS - Organización Mundial de la Salud.

RESULTADO DE ANALISIS FISICO QUIMICO

AGUA CRUDA

AÑOS 1987 Y 1988 DE LA ADMINISTRACION DE CARAZ

MES	PROM. TURB.	MIN. PH.	PROM. DUREZ	PROM. D. CALC.	PROM. ALCAL.
<u>ENERO 1987</u>	170	7.8	42	38	18
FEBRERO	78	7.5	20	18	7
MARZO	68	7.1	19	15	5
ABRIL	59	7.1	22	18	6
MAYO	60	7.1	20	18	6
JUNIO	54	6.9	22	19	19
JULIO	55	7.1	28	25	24
AGOSTO	50	7.2	24	22	21.5
SETIEMBRE	35	7.3	26	23	26
OCTUBRE	50	6.8	28	25	33
NOVIEMBRE	87	6.8	28	26	25
DICIEMBRE	74	6.7	25	23	22
<u>ENERO 1988</u>	33	6.5	16	15	18
FEBRERO	28	6.0	20	18	21
MARZO	45	6.9	24	21	20
ABRIL	23	6.5	26	24	20
MAYO	12	6.0	26	24	27
JUNIO	30	7.4	35	30	38
JULIO	30	7.5	35	31	38
AGOSTO	25	8.1	34	31	23
SETIEMBRE	25	7.3	20	19	26
OCTUBRE	30	7.2	22	21	25
NOVIEMBRE	62	7.1	25	23	23
DICIEMBRE	30	6.8	24	21	22

NOTA: Cuando las turbiedades estan encima de 200 NTU no se da tratamiento, se corta el paso del agua (momentáneos); ésto a consecuencia de las lluvias y deshielos.

CUADRO Nº 2.2.D

RESULTADO DE LOS ANALISIS FISICO-QUIMICOS DE UNA MUESTRA DE AGUA DEL RIO LLULLAN Fecha: 22-05-89	
<i>Determinaciones analíticas</i>	<i>Unidades</i>
<i>PH (25°C) Unidades</i>	<i>7.08</i>
<i>TURBIEDAD NTU</i>	<i>12.00</i>
<i>Conductividad específica en micromhos/cm</i>	<i>180.00</i>
<i>Alcalinidad Total CaCO₃ mg/lt</i>	<i>23.00</i>
<i>Carbonatos CO₃ mg/lt</i>	<i>0.00</i>
<i>Bicarbonatos HCO₃ mg/lt</i>	<i>23.00</i>
<i>Dureza total CaCO₃ mg/lt</i>	<i>18.00</i>
<i>Dureza calcica CaCO₃ mg/lt</i>	<i>14.00</i>
<i>Cloruros Cl</i>	<i>1.45</i>
<i>Nitritos NO₂</i>	<i>0.04</i>
<i>Nitratos NO₃</i>	<i>0.50</i>
<i>Sulfatos SO₄</i>	<i>16.00</i>
<i>Hierro + Manganeso (Fe+Mn)</i>	<i>0.60</i>
<i>Sólidos totales</i>	<i>120.00</i>
<i>Sólidos disueltos</i>	<i>95.00</i>

Caudal : 270 l.p.s.

Estos resultados de encuentran de los límites establecidos para agua cruda por la OMS, para potabilización.

2.3 CAPTACION

Esta estructura está ubicada a 2,358 m.s.n.m. y esta constituida por:

- Pantalla de rejas:

Recibe las aguas del río frontalmente, las rejas son de tipo vertical, de gran altura con una luz de 12 cm. entre ellas. En total la pantalla esta conformada por 18 rieles metálicos convencionales. Los rieles están empotrados en la losa de fondo y en la parte superior en una viga chata de concreto armado. La pantalla de rejas se conecta al canal de derivación mediante una transición triangular. La capacidad de derivación es mayor a 300 l.p.s.

La disposición vertical de las rejas hace difícil la limpieza y eliminación de sedimentos en el período de avenidas, asimismo las rejas permiten el ingreso de piedras y hormigon de hasta 12 cm. de diámetro.

- Canal de derivación:

Tiene un ancho de 0.77 mt. por 1.80 mts. de altura, al fondo del canal se ubica la compuerta metálica de represamiento tipo exclusiva con volante de fierro dulce; aguas arriba de esta compuerta, se ubica la compuerta de captación que toma el agua del canal y la conduce a la cámara de desarenamiento.

- Cámara de desarenamiento:

Estructura de concreto armado de 3 mts. de altura y de 3.80 x 2.60 mts. de área; se encuentra apoyada en el fondo una tubería de 6" de aducción a la planta. Transversalmente se encuentra una tubería de drenaje de 12" de diámetro, en la parte central y a media altura existe una tubería de rebose, ésta y la válvula de drenaje se encuentran alojadas en una pequeña cámara, finalmente la tubería de captación tiene una válvula de regulación de 6" de diámetro. La cámara no está definida en en su diseño a pesar de tener los elementos básicos. Ver fotos 01, 02, 03, 04 y 05.



FOTO No. 01

Estructura de captación sobre el río Llullán

FOTO No. 02
Canal de conducción entre
captación y -
caja de cap--
tación.





FOTO No. 03

Canal de Conducción, compuerta
metálica manual de regulación
de niveles y Caja de captación.

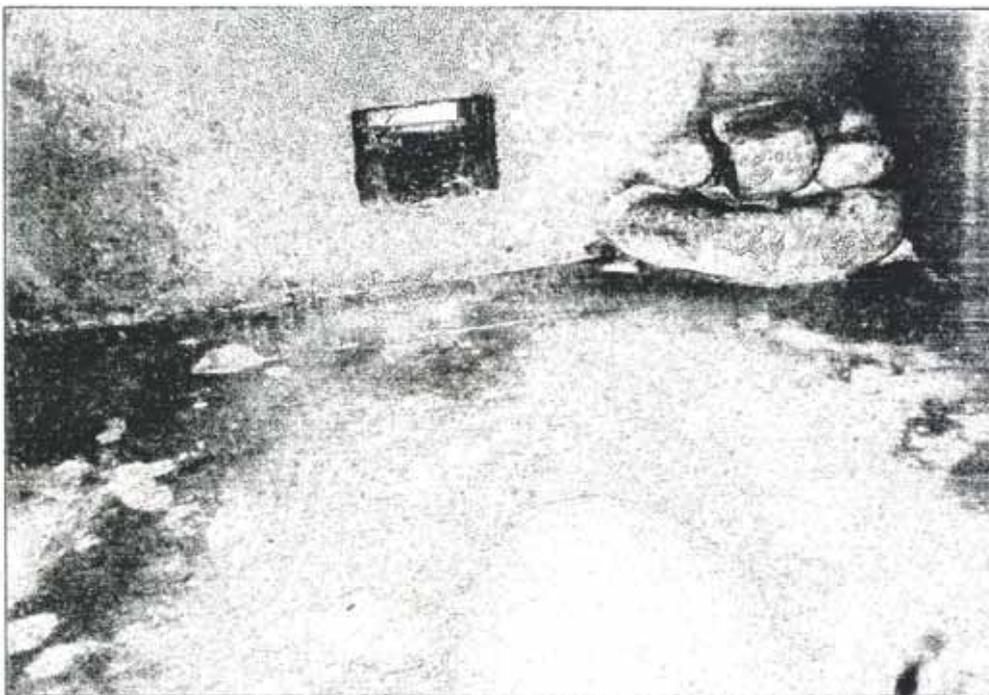


FOTO No. 04

Caja de captación de agua proveniente
de Boca Toma



FOTO No. 05

Caja de Captación muestra salida hacia Desare-
nador y Rebose.

Para controlar el volúmen de ingreso a la cámara, se regula mediante la compuerta de represamiento, la compuerta de captación lateral se regula en demasía para asegurar el represamiento en la caja de captación, el caudal requerido en la planta es controlado por la válvula de regulación de 6" aguas abajo de la caja de captación y no existe un operador permanente en la toma en períodos de incrementos de caudal tanto para la regulación de caudal como para la limpieza de rejas, la estructura recibe gran cantidad de grava y arena debiendo aperturar la válvula de purga continuamente, de lo contrario el material pasa al desarenador.

LINEA DE CONDUCCION

La línea de conducción de asbesto-cemento, D=6", clase A.7.5 con una longitud de 470.13 mts., conduce agua captada a la planta de tratamiento y consta de dos tramos; el primero va desde la caja de captación hasta el desarenador, la capacidad máxima de esta tubería es de 32.77 l.p.s.. En el recorrido existe una válvula de purga operativa y una válvula de aire obstruída.

Además de esta línea principal existe una línea de conducción auxiliar de asbesto cemento de D=4", que conduce agua captada de la acequia San Miguel adyacente a la planta de tratamiento de agua, en casos de limpieza del desarenador o de cualquier imprevisto.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

Ubicada en la parte alta de la ciudad, en una cota promedio de 2,473 m.s.n.m., su funcionamiento es completamente hidráulico con accionamiento mecánico de compuertas.

La capacidad de esta planta es de 2,160 m³/día, pero se trata actualmente un caudal aforado en la cámara de reunión de 22.3 lps, cuenta con una unidad de mezcla rápida, una de floculación, dos sedimentadores y dos filtros. Esta planta además cuenta con caseta de guardianía y oficinas.

La foto N^o 07 muestra una vista integral de la planta de tratamiento de agua.

2.5.1 Desarenador.

Esta unidad de concreto armado que se encuentra a 90 mts. de la toma, en la cota 3,356.37 m.s.n.m. de concreto armado y esta constituida de los siguientes elementos: cámara de llegada, by-pass, sedimentador constituido por la estructura de ingreso, poza de sedimentación y estructura de salida y finalmente la caja de válvula de aislamiento. Ver foto N^o 06.

La cámara de llegada esta dividida por una pantalla tipo vertedero de cresta ancha.

En la poza inicial, se ubica la compuerta de rebose y de by-pass, esta cámara se puede indicar que trabaja como una unidad disipadora de energía y de medición por el vertedero existente. La cámara se comunica con la poza de sedimentación por medio de una compuerta de ingreso al desarenador.

La estructura de ingreso esta constituida por 20 orificios rectangulares ubicados en la pared y losa de la canaleta de distribución.

La poza de sedimentación tiene una longitud de 7.25 mts., 2.20 mts de ancho y 1.60 mts. de profundidad; la losa de fondo tiene taludes convergentes al canal de limpieza, la válvula de drenaje está a 1.25 mts. de la compuerta de ingreso, es tipo trompo de 4" accionada con volante y pedestal instalado en el puente de operaciones. El canal de fondo tiene una contrapendiente, ubicandose la válvula de drenaje en la zona profunda.

La estructura de salida también constituida por una canaleta de recolección por vertedero de cresta ancha, el que continúa por un tubo a la cámara de la válvula de salida. El caudal calculado en el vertedero fué de 22 l.p.s.



FOTO No. 06

Desarenador - Ubicado a
90mts. de Captación



FOTO No. 07

Vista integral de la planta de tratamiento de agua

La estructura de entrada y salida aseguran una eficiencia de la unidad produciéndose la natural sedimentación del hormigón, arena gruesa y fina, sin embargo la ubicación del drenaje existente no permite la limpieza hidráulica de la unidad, la que es complementada manualmente debido a que la apertura de la válvula bajo el sedimento hace que se obstruya inmediatamente.

Por información recibida, con frecuencia la extracción de la arena se realiza mensualmente, la poca pendiente de los taludes convergentes al canal de limpieza, hace que los volúmenes de arena y grava que ingresan a esta unidad, se acumule y sea arrastrada hacia los floculadores y sedimentador de la planta.

2.5.2 Dosificadores

En la plataforma de 2do. piso se encuentra dos dosificadores de sulfato granulado y cal, marca Wallace and Tiernan.

La cal y sulfato de aluminio se diluyen en dos tanques ubicados debajo de los dosificadores; éstos alimentan a los tanques de mezcla. Para la aplicación de cloruro férrico se tiene una bomba dosificadora de diafragma también Wallace and Tiernan, bombeándose directamente la solución al 40% al punto de aplicación, el uso de cloruro férrico esta limitado para turbiedades altas que dan mayores resultados que el sulfato de aluminio.

El estado de los equipos es satisfactorio, su utilización esta interferida por falta de apoyo logístico mínimo.

Esta dosificación es efectuada teniendo en cuenta que una bolsa de 50 Kgs. debe alcanzar para una semana, sin tener en cuenta el criterio técnico de punto de aplicación y dosis óptima.

2.5.3 Mezcladores

Esta constituido por dos tanques de concreto armado uno de ellos con una capacidad de 2.0 m^3 y el segundo, próximo a los

floculadores con un volúmen de 1.6 m^3 en la actualidad estas unidades vienen siendo utilizados para preparar la solución de sulfato de aluminio y cal.

Actualmente la dosificación se realiza en forma anormal debido a que los equipos no se encuentran operativos. Se están preparando las soluciones en cilindros aplicándolos en un punto de los floculadores hidráulicas (5to. canal).

2.5.4 Floculador hidráulico.

Es una unidad de pantallas verticales de flujo horizontal. Tiene un largo de 15.65 m. y ancho entre paredes perimetrales de 5.40m., los tabiques son de concreto tienen un espesor de 0.15 m., en total el floculador tiene 39 tabiques, el espaciamiento entre tabiques es de 0.19 - 0.54 m., el nivel del agua varía en 73 cm desde la entrada a la salida es decir es la pérdida de carga total del floculador.

Como toda unidad diseñada para un caudal determinado, este no se ajusta a la realidad, actualmente trabaja con una sobrecarga de casi 60% teniendo una gradiente muy alta determinando la rotura de los flóculos ya formados.

Características del floculador:	Largo : 15.65 m.
	Ancho : 5.40 m.
Tipo de flujo	: Horizontal
Espaciamiento de tabiques	: - 31 tabiques a 0.19 m.
	- 8 tabiques a 0.57 m.

Ver fotos N^o 08 y 09

2.5.5 Sedimentadores

Compuestas de dos unidades de flujo horizontal. Estos sedimentadores son unidades que están dimensionadas para un caudal de 50 l.p.s., el período de permanencia teórica en éstas unidades es mayor a las tres horas. La disposición de las estructuras de ingreso y salida permiten la formación de corto circuitos que deterioran la eficiencia de la unidad.



FOTO No. 08

Ingreso de Línea de Conducción al Floculador
y punto de aplicación de coagulante



FOTO No.
09

Unidad de -
floculación
de panta-
llas verti-
cales y flu
jo horizon-
tal.

Características de la unidad:

<i>Largo</i>	<i>:</i>	<i>15.93 m.</i>
<i>Ancho</i>	<i>:</i>	<i>6.41 m.</i>
<i>Profundidad promedio</i>	<i>:</i>	<i>2.66 m.</i>
<i>Volúmen</i>	<i>:</i>	<i>272 m³</i>
<i>Area superficial</i>	<i>:</i>	<i>102 m²</i>
<i>Ingreso</i>	<i>:</i>	<i>Por vertedero</i>
<i>Salida</i>	<i>:</i>	<i>Por vertedero sumergido.</i>

2.5.6 Filtros lentos de grava

Son 2 unidades y así como los sedimentadores están constituidos por estructuras ciclópeas de piedra y hormigón de gran estabilidad.

El ingreso de agua a los filtros se realiza por un canal de distribución y por rebose lateral, en el fondo del filtro lento se encuentran las tuberías de drenaje central de 12" de diámetro y las laterales de 6" y éstos últimos tienen la longitud de un metro con luz libre en los extremos por donde penetra el agua filtrada, al final de algunos tubos recolectores se encuentra un tubo vertical de ventilación.

El soporte del lecho filtrante, esta constituido por piedra angular de diferentes tamaños no existiendo capas definidas de grava, el espesor de la grava es de 0.50 m.

El lecho filtrante esta constituido por arena, el espesor de la capa del lecho de arena es de 0.7m.

Características de los filtros:

<i>Largo</i>	<i>:</i>	<i>16.0 m.</i>
<i>Ancho</i>	<i>:</i>	<i>12.0 m.</i>
<i>Area superficial</i>	<i>:</i>	<i>192 m²</i>



FOTO No. 10

2 Unidades de Sedimentación

1 Unidad de Filtración en Servicio y otra no operativa.

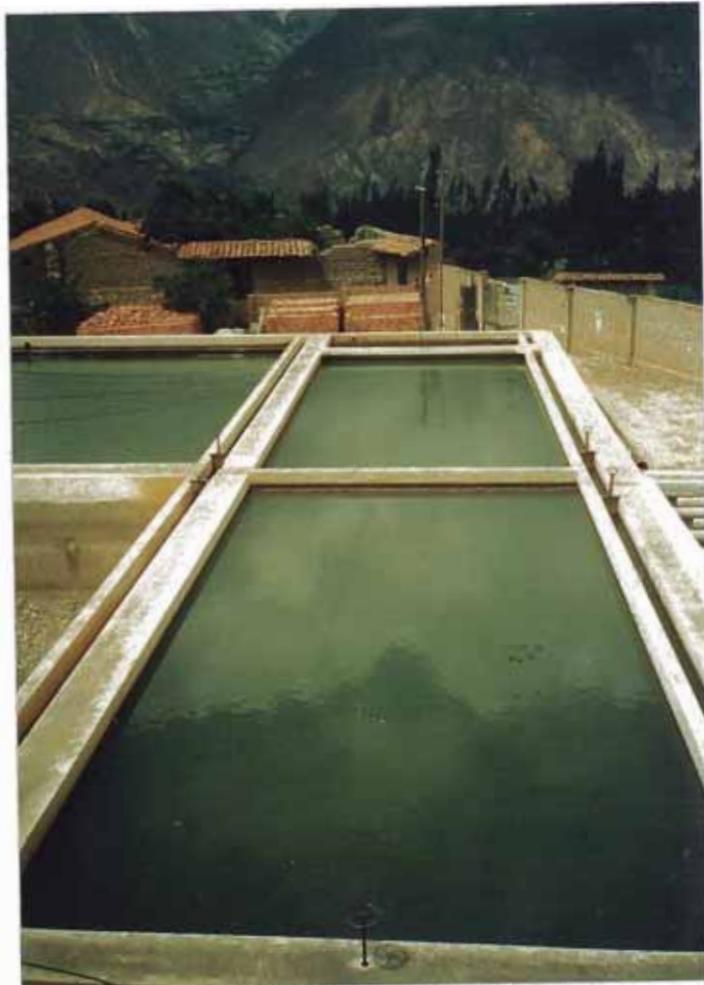


FOTO No. 11

Cuando la unidad gemela deja de funcionar, al hacer la limpieza temporal, el filtro en operación admite todo el flujo de la planta duplicándose la tasa de filtración y cuando esta condición es prolongada la sobrecarga o colmatación del filtro obliga al operador de la planta a utilizar el by - pass a fin de no disminuir los caudales de tratamiento.

La gran dimensión de esta unidad dificulta el mantenimiento quedando fuera de servicio el 50% de la filtración. Es decir el problema mayor lo constituye la limpieza de la unidad debido a que los volúmenes de arena y grava son relativamente grandes. Esta problemática de no ser modificada da lugar a que se entregue a la población efluentes de mala calidad.

*Esta planta cuenta con los ambientes necesarios para su normal funcionamiento, teniendo sus estructuras en buen estado.
Ver fotos Nº 10 y 11.*

2.5.7 Desinfección.

El agua filtrada recibe como desinfectante una dosis de cloro inferior a un miligramo por litro. La planta dispone de un clorador de aplicación directa de 20 lib/24 hrs., marca Wallace and Tiernan, la aplicación es directa, es decir el cloro en su forma gaseosa es añadida al agua que ingresa al reservorio de agua tratada. Esta unidad actúa como cámara de contacto. Los equipos de desinfección instalados son suficientes para los requerimientos de la planta.

• 2.6 ALMACENAMIENTO

El almacenamiento es efectuado por un reservorio tipo apoyado, ésta unidad es colindante con el filtro Nº 1, es de forma cuadrada, de 12 x 12 m y altura útil de 3.30 m. dando un volumen de almacenamiento de 475m³; volumen necesario para satisfacer la demanda actual.

Este reservorio es techado, contando con una tapa de ingreso, tubería de drenaje, tuberías de aducción y descarga y con 4 tubos de ventilación debidamente protegidos. Fue construido en 1,945. Todas las válvulas se encuentran operativas y en buen estado y no posee un medidor de caudal.

Su estado actual se puede decir que es satisfactorio, presenta fisuras exteriores en la parte superior que no son de consideración y que pueden ser resanados con facilidad sin tener que ejecutar trabajos especiales.

2.7 LINEA DE ADUCCION

La línea de aducción se efectúa por gravedad consta de un tramo de 190 mts. de longitud, de fierro fundido Clase - 100 lb/plg³ y 8" de diámetro, el cual se encuentra en buenas condiciones según el estudio de suelos efectuados. Esta línea alimenta a la red en el punto A como se puede ver en el esquema N^o 2. Su capacidad máxima es de 32.8 lt/seg.

2.8 SISTEMA DE DISTRIBUCION

La distribución se realiza a través de tuberías de asbesto-cemento, fierro fundido y P.V.C. de una longitud aproximada de 12 Kms. (las de fierro fundido) que datan del año 1,962 y fueron instaladas por Consorcio Corporación Norte-Oriente, firma que tuvo a su cargo los trabajos de instalación de redes de agua potable, habiendo sido importado estas tuberías de Fo.Fo. Titón de Francia, así como las válvulas y accesorios. El estado de las tuberías a pesar de estar instaladas aproximadamente 30 años es satisfactorio.

Las redes alimentan principalmente a la parte antigua de la ciudad, pero existen zonas nuevas por donde se esta expandiendo la ciudad que no tienen un abastecimiento adecuado, pues se alimentan de ramales largos de diámetro menores e inclusive hay áreas que no tienen ningún servicio.

El Cuadro Nº 2.8.A muestra los diámetros y la longitud de las tuberías existentes.

CUADRO Nº 2.8.A

LONGITUD DE TUBERIAS SEGUN DIAMETRO				
	TUBERIAS			
DIAMETRO	PVC	A.C.	F.F.	TOTAL
1/2"	890			890
1"	920			920
2"	1440			1440
3"		1780		1780
4"		3750	5370	9120
6"		4130	250	4380
8"		100		100
TOTAL	3300	9760	5620	18680

No existen zonas de presión definidas, teniéndose presiones de hasta 86 m. debido a la topografía del terreno a partir de las avenidas 20 de Enero y Calle Jorge Chávez donde las presiones sobrepasan los 50 mts., motivando molestias en la operación y mantenimiento de las redes, pérdidas y desperdicios de agua; tanto en las redes como en las conexiones domiciliarias y causando desabastecimiento en las zonas altas.

Algunas válvulas de interrupción figuran sólo en los planos, pues no se les puede detectar fácilmente para operarlas debido a que han sido cubiertas por el pavimento y las otras que por falta de mantenimiento están inoperables, por lo que no existe sectorización.

El servicio es restringido por horas en algunos sectores (especialmente en las partes altas) de la ciudad e inclusive en algunos solo suministran agua a altas horas de la noche, cuando el usuario no lo puede consumir.

2.9 CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA

2.9.1 Conexiones

Existen un total de 1,085 conexiones domiciliarias facturadas a mayo de 1,989, representando el 70% de la población servida por conexiones de las cuales 911 tienen medidor lo que representa el 84% del total. El resto de la población es abastecida mediante piletas y camiones cisternas privadas, familias vecinas y por conexiones clandestinas.

El Cuadro Nº 2.9.A y 2.9.B muestra el número de conexiones de agua potable facturados de diversos años y según diámetro respectivamente.

CUADRO Nº 2.9.A

NUMERO DE CONEXIONES DE AGUA POTABLE FACTURADOS				
Año	Pob. Total	Nº de Conex. Dom.	Población serv. c/CD	%
1986	6921	1003	4859	70.2
1987	7057	1024	4961	70.3
1988	7198	1060	5867	70.4
1989	7338			

CUADRO Nº 2.9.B

CONEXIONES SEGUN DIAMETRO (facturados)		
DIAMETRO (pulg)	Nº CONEXIONES	%
1/2"	1038	98.00
3/4"	10	0.92
1"	8	0.73
2"	4	0.35
TOTAL	1060	100

2.9.2 Consumo

El consumo que se da en la ciudad de Caraz, se da en la siguientes categorías: doméstica, comercial, industrial y educacional.

Dentro de la categoría doméstica se encuentran los terrenos sin construir, casas familiares o viviendas multifamiliares, consultorios, oficinas de profesionales, pequeños talleres de artesanía, oficinas de gobierno, iglesias, pequeñas tiendas.

En la categoría comercial se encuentran las tiendas comerciales (abarrotes, depósitos), bancos, parques, centros culturales y comerciales, hospital, mercados, panaderías, hoteles, pensiones, restaurantes, cantinas, heladerías, grifos.

En la categoría industrial están las fábricas, lavanderías, corrales, huertas, talleres de producción.

La categoría educacional que es exclusivamente para las escuelas, colegios e instituto superior.

Se observaron las siguientes deficiencias:

- a) Conexiones domiciliarias sin medidor, a los que se factura en base a un tanteo o consumo mínimo.*
- b) Existen medidores malogrados aproximadamente el 20%, el consumo de estas conexiones es facturado en base a un promedio de consumo de los últimos meses. Esto trae como consecuencia de que el usuario aumente su consumo y se le facture un menor volumen y el 60% estan defectuosos estimandose un error de lectura en un 20%.*
- c) La administración no cuenta con un banco de prueba de medidores y no ejecuta análisis de consumo, utilizando medidores volantes.*

d) Carecen de repuestos para la reparación de los medidores y personal especializado.

El Cuadro Nº 2.9.C muestra el volúmen facturado en 1988 por categorías.

CUADRO Nº 2.9.C

Volúmen facturado en m3. en 1988 por categorías						
Categ.	Domest.	Comercial		Indust.	Educ.	
Mes	D20	C50	C30	160	D15	TOTAL
Enero	13919.5	3969	2001	653	165	20707.5
Febrero	13919.5	3969	2001	653	165	20707.5
Marzo	13363	4239.5	2452.5	510	165	20730
Abril	13581.5	4186	2387.5	480	165	20800
Mayo	13581.5	4186	2387.5	480	165	20800
Junio	13763	4032	2414.5	420	165	20794.5
Julio	12179.5	3875.5	1725.5	404.5	165	18350
Agosto	14771	4151.5	2538.5	450	165	22076
Setiem.	14970	4390	2597.5	390	165	22512.5
Octubre	14209.5	4281.5	2432	390	165	21482
Noviem.	14960	4337	2581	390	165	22433
Diciem.	14960	4337	2581	390	165	22433
Total m3	168178	49954	28103.5	5610.5	1980	253826

El cuadro Nº 2.9.D muestra datos consolidados de los volúmenes totales, facturados durante los 3 últimos años.

CUADRO Nº 2.9.D

AÑO	Total m3/año	Nº de conex.
1986	237,962	1003
1987	250,419	1024
1988	253,826	1060

2.10 TARIFAS

El sistema tarifario de la ciudad de Caraz esta normado por el Ministerio de Vivienda y Construcción, por la Dirección de CORTAPA, esta oficina realiza reajustes periódicos de todas las tarifas a nivel nacional y controladas a través de las unidades operativas.

Las resoluciones están publicadas en el diario El Peruano, por ejemplo tenemos el cuadro Nº 2.10.A, la Resolución Directorial Nº 002-89-VC-5000, publicada el mes de Febrero de 1989.

CUADRO Nº 2.10.A

Hasta el limite		I/.	Hasta el limite		I/.
D-20	1/2"	52.20	D-20	1/2"	104.40
D-15	1/2"	44.20	D-15	1/2"	88.30
C-20	1/2"	92.40	C-20	1/2"	138.50
C-30	1/2"	76.30	C-30	1/2"	114.40
I-100	1/2"	132.50	I-100	1/2"	200.80
I-60	1/2"	118.50	I-60	1/2"	178.70

CAPITULO III

CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO

PERIODO DE DISEÑO Y ETAPAS DEL PROYECTO

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100% por capacidad o durabilidad.

Es necesario tener en cuenta dos aspectos:

- a) Vida útil que depende de la resistencia física del material o factores que provoquen desgaste u obsolescencia.*
- b) Ligado intimamente a factores económicos y regido por la facilidad o dificultad de su construcción. Puede ser por etapas, previendo su desarrollo con el crecimiento de la demanda.*

El horizonte o período de diseño del proyecto se refiere especialmente con las necesidades de agua de acuerdo al crecimiento de la población y dotación asignada per cápita, para así llegar a evaluar las fuentes disponibles y proveer la utilización de ellas durante el período del proyecto considerado.

El período óptimo, evita el sobredimensionamiento de las estructuras componentes del sistema y permite integrarlas en la programación por etapas de construcción de obras, disminuyendo en lo posible la capacidad ociosa.

En trabajos se ha comprobado que algunas estructuras componentes del sistema como el reservorio, tuberías y otros, se encuentran en buen estado de conservación, por lo que es conveniente la ejecución de inversiones periódicas por etapas.

Este período fué determinado en base a las normas para proyectos de agua del Ministerio de Vivienda, que recomienda etapas constructivas de 10 años, definiéndose las áreas factibles de una densificación progresiva.

Considerando además que el Banco Interamericano de Desarrollo considera como período óptimo de diseño cada 10 años, se ha dividido en 2 etapas:

ETAPAS	AÑO
Obra	1990
I	2000
II	2010

3.2 ESTIMACION DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL

El crecimiento poblacional es función de factores económicos, sociales y desarrollo industrial.

Se tomó como referencia los datos censales de la ciudad de Caraz (Cuadro 3.2.A), con los cuales se procedió a simular el crecimiento de la población en base a fórmulas matemáticas, utilizándose los métodos expuestos a continuación.

CUADRO Nº 3.2.A

CENSO	1,940	1,961	1,972	1,981
POBLACION TOTAL	3,335	4,033	5,269	6,279

a) Método de Interés Simple

$$P_f = P_0 (1 + i t) \Rightarrow i = \frac{\frac{P_f}{P_0} - 1}{t}$$

donde

t = tiempo en años

i = tasa de crecimiento

P_f = población final

P_0 = población inicial del año base

donde la ecuación elegida es:

$$P_f = 6279 \left(1 + \frac{1.812}{100} * t \right)$$

b) Método geométrico ó interés compuesto

$$P_f = P_o (1 + i)^t \rightarrow i = (P_f/P_o)^{1/t} - 1$$

Curva elegida : $P_f = 6279 (1 + 0.01967)^t$

donde :

t = diferencia en años entre la P_f y P_o

i = índice de crecimiento

P_f = población final

P_o = población dato del año base

c) Método de la Parábola de 2º grado

$$Y = A + Bx + Cx^2$$

Curva elegida : $Y = 3335 + 22.02x + 1.263x^2$

donde :

x = tiempo en años (diferencia entre el año de población final y el año base del censo)

B y C = constantes obtenidas con los datos de los censos

Y = población final

A = población del año base

d) Método de Incrementos Variables

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

Curva elegida $P_f = 6279 + 736 m + 132 m (m + 1)$

donde :

m = número de intervalos entre P_f y P_a

$\Delta_i P$ = incremento promedio

$\Delta_n P$ = diferencia de incrementos promedios

P_f = población futura

P_a = población dato

- e) Empleando la tasa de crecimiento geométrica del Perú
(2.55 % anual)

$$P_f = 6279 (1 + 0,0255)^t$$

donde:

t = tiempo en años

P_f = población final o futura

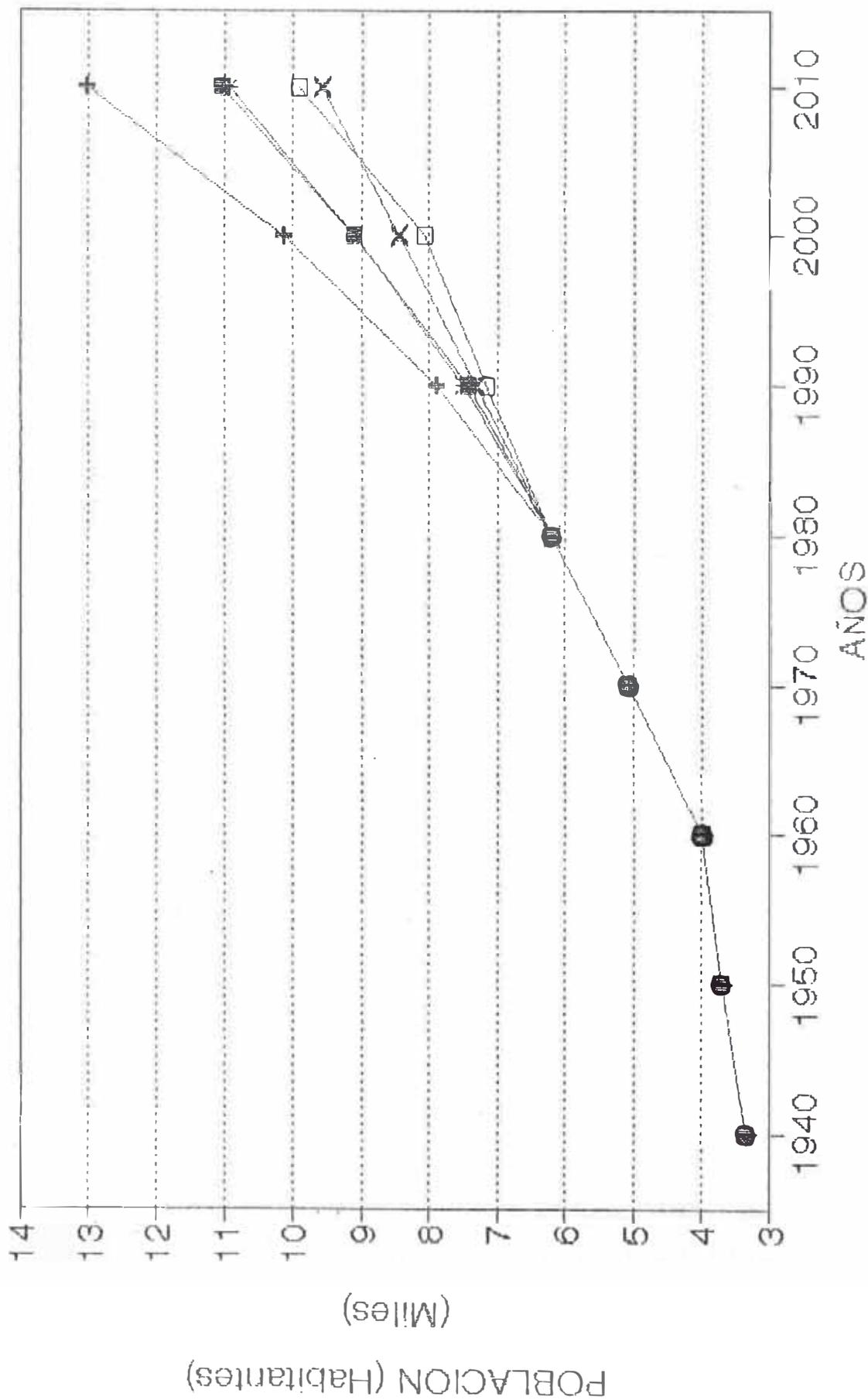
El resumen en cifras de las poblaciones futuras calculadas por los métodos expuestos anteriormente, se presenta en el siguiente cuadro:

CUADRO Nº 3.2.B

POBLACION FUTURA					
AÑOS	Interés Simple	Crecimiento Geométrico	Parábola 2do grado	Incrementos Variables	Crec. Geom del Perú
1981	6,279	6,279	6,279	6,279	6,279
1989	7,188	7,338	7,348	7,058	7,680
1990	7,302	7,432	7,494	7,167	7,876
1995	7,870	8,248	8,257	8,753	8,933
2000	8,438	9,091	9,083	8,405	10,132
2005	9,007	10,021	9,973	9,123	11,491
2010	9,575	11,046	10,925	9,906	13,033

Ver gráfico Nº 1 de curvas de crecimiento poblacional.

POBLACION FUTURA CIUDAD DE CARAZ



- CRECIMIENTO GEOMET. —+— CREC. GEOM. PERU —*— PARABOLA 2° GRADO
- INCREMENT. VARIABLE —X— INTERES SIMPLE

Para seleccionar la curva se ha tenido en cuenta lo siguiente

El crecimiento histórico.

Sectores productivos especialmente la floricultura.

Política gubernamental.

Area de expansión de crecimiento futuro.

Aproximación al crecimiento del Perú.

El método seleccionado que se aproxima más a estas consideraciones, es del crecimiento geométrico con una tasa de crecimiento del 1.97 % anual, cuya curva es:

$$P_f = 6, 279 (i + 0. 0196)^t$$

donde:

Pf = población futura

t = tiempo en años

i = tasa de crecimiento

3.3 AREAS DE SERVICIOS Y DENSIDADES

3.3.1 Area ocupada

El área ocupada por la ciudad al año 1,989 fué de 118 Ha, con una población proyectada de 7,338 habitantes dando una densidad bruta de 62.2 Hab/Ha.

Se estimó que la población servida a Mayo de 1989 fué del 70% según la Unidad Operativa de Huaraz, para el año 2000 una población de servicio del 90% y para el fin de la 2 etapa del proyecto se cubriría el 91% de la población.

3.3.2 Expansión urbana y densidades

Las áreas de servicio y de futura expansión fueron contempladas por CORDE ANCASH y el Instituto Nacional de Desarrollo Urbano (INADUR). Por lo que de acuerdo a los cálculos de población se

resume en el siguiente cuadro:

CUADRO Nº 3.3.A

<i>EXPANSION URBANA Y DENSIDADES</i>			
<i>AÑO</i>	<i>POBLACION</i>	<i>AREA</i>	<i>Dens. Prom Hab/Ha</i>
<i>1989</i>	<i>7,338</i>	<i>118.0</i>	<i>62.2</i>
<i>1995</i>	<i>8,248</i>	<i>127.2</i>	<i>64.8</i>
<i>2000</i>	<i>9,091</i>	<i>136.4</i>	<i>66.7</i>
<i>2005</i>	<i>10,021</i>	<i>145.9</i>	<i>68.7</i>
<i>2010</i>	<i>11,046</i>	<i>155.4</i>	<i>71.1</i>

3.4. DOTACION

La dotación per cápita de agua para esta ciudad se obtiene del análisis de consumo, considerando el promedio ponderado del consumo de cada sector (doméstico, comercial, industrial) más un porcentaje aceptable de 15-20% como pérdidas y desperdicios.

No se ha podido determinar la dotación por categorías para las mediciones en base a un muestreo por las razones expuestas mencionadas en el ítem 2.19.2 (consumo).

El consumo per cápita promedio en este caso, se ha determinado en función al número de conexiones y al volumen facturado en m³/año registrados por la unidad operativa de Huaraz, según datos del ítem 2.9.D.

CUADRO Nº 3.5.A

<i>NIVEL DE CONSUMO PROMEDIO</i>			
<i>AÑO</i>	<i>VOLUMEN FACTURADO m3/año</i>	<i>TOTAL DE CONEXIONES</i>	<i>DOTACION PROMEDIO lps</i>
<i>1986</i>	<i>237,962</i>	<i>1003</i>	<i>130</i>
<i>1987</i>	<i>250,419</i>	<i>1024</i>	<i>134</i>
<i>1988</i>	<i>253,826</i>	<i>1060</i>	<i>131.2</i>

Densidad 5 hab/conex.

Dotación promedio : 131.7 lps

Considerando agua no contabilizada 15 %

$$131.7 * 1.15 = 151.5 \text{ lps}$$

Tratándose de una población pequeña se ha tomado como promedio a 150 lt/hab/día incluido el agua no contabilizada (pérdidas 10% y fugas en la red 5%) y que permite facilitar los cálculos hidráulicos. Asimismo es la dotación dada por las normas de SENAPA para zonas de clima templado a frío.

La dotación para la población no servida se ha considerado 50lt/hab/día y cuyo abastecimiento es mediante piletas y camiones cisternas incluyendo desperdicios.

3.5 DEMANDA FUTURA - PROYECCION

El período de diseño se ha establecido 20 años, siendo la 1era. etapa 1990 - 2000 y la segunda etapa de 2001 - 2010. La proyección de la población servida por conexiones domiciliarias se muestra en el cuadro 3.5.A

CUADRO Nº 3.5.A

AÑO	POBLACION TOTAL	% POBLA. SERVIDA	POBLACION SERVIDA
1989	7,338	70 %	5,137
1990	7,482	75 %	5,612
1995	8,248	82 %	6,763
2000	9,091	90 %	8,182
2005	10,021	90 %	9,019
2010	11,046	91 %	10,052

La demanda futura para éstos años para la población servida con conexiones domiciliarias es 150 lt/hab/dia., y para la población no servida o abastecida por otros medios es 50 lt/hab/dia., incluido el agua no contabilizada. Tratándose entonces, de una población pequeña y que con un programa de control de fugas y pérdidas se puede reducir el porcentaje de agua no contabilizada (mas del 47%) a valores aceptados por las agencias financieras internacionales que fluctúan entre 15 - 20% del volumen producido, valores que también aplica Sistema Nacional de Agua Potable y Alcantarillado; se presenta en el cuadro 3.5.B, la demanda futura de agua para diversos años venideros.

CUADRO Nº 3.5.B

AÑO	POBLACION			DEMANDA TOTAL			
	TOTAL	SERVIDA	NO SERV	m3/dia	m3/mes	m3/año	lps
1989	7338	5137	2201	880.6	26,785	321419	10.19
1990	7482	5612	1870	935.30	28,449	341385	10.82
1995	8248	6763	1485	1088.7	33,115	397376	12.60
2000	9091	8182	909	1272.75	38,713	464554	14.73
2005	10021	9019	1002	1402.95	42,673	512077	16.24
2010	11046	10052	994	1557.5	47,374	568488	18.02

3.6 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Es constituido por los volúmenes de regulación, reserva y contra incendio.

3.6.1 Volúmen de regulación

Durante el trabajo de campo se efectuaron mediciones de las variaciones del tirante de agua durante 24 horas, el día 08.04.89, los datos tomados se encuentran tabulados en el cuadro N°3.6.A.

La metodología empleada para los cálculos fué:

Se aforó a la salida de la planta de tratamiento de agua el caudal que va al reservorio el cual fué de 24.76 lps.

Se determinó las dimensiones del reservorio para calcular el área y posteriormente las variaciones de consumo.

Teniendo esta información y las variaciones de tirante que fueron tomadas cada hora se pudo determinar el volúmen de agua ingresado a la red y el caudal que significó durante la hora de muestreo.

Se tabuló el volúmen acumulado ingresado a la red y luego se graficó en papel milimetrado (ver gráfico N° 2) que es el diagrama masa.

La figura es una curva cóncava hacia arriba en el primer tramo hasta un punto de equilibrio y luego invierte su concavidad.

Si analizamos esta curva, los puntos mínimo y máximo representa los momentos en que el reservorio empieza y termina de cubrir la diferencia del caudal máximo diario que ingresa en él.

En la curva se traza una línea que une el punto de inicio y el último punto. Luego trazamos dos líneas paralelas a ésta, tangentes a la curva en los puntos máximos y mínimo, en el

punto de equilibrio trazamos una vertical que corta a las dos rectas tangentes, y determinamos los valores del volúmen que indican estos dos puntos.

El volúmen de regulación estará dado por la diferencia de estos dos valores dividido entre el volúmen total acumulado.

De acuerdo al resultado de la gráfica tenemos:

$$\text{Volumen de regulación} = \frac{1157 \text{ m}^3 - 782 \text{ m}^3}{2164.90 \text{ m}^3} = 0.1732$$

Por lo tanto: % de Regulación = 17.32%

Sin embargo, este valor no es significativo para adoptarlo como parámetro de diseño, puesto que solo representa la variación de un día del año y para determinar un volúmen de regulación se requiere un record de datos diarios durante por lo menos 7 días; valores con los cuales se podría determinar las variaciones máxima diaria y máxima horaria.

Para el volúmen de reserva solo se consideró 5% del caudal promedio, debido a que también el volúmen de las horas de consumo mínimo, serviría como reserva para cualquier eventualidad ya que la línea de conducción es una distancia pequeña (450 mts.), y que según los datos históricos no ha habido problemas hasta el presente, no justificándose una mayor reserva.

No encontrándose datos estadísticos existentes en la unidad operativa, entonces para efectos de diseño se ha optado por conveniente compatibilizar con el Reglamento del Ministerio de Vivienda y Construcción referente a normas para proyectos de agua potable y alcantarillado, el mismo que es compatible con las normas que proponen las entidades financieras, para lo cual se tiene:

CUADRO No 3.6.A

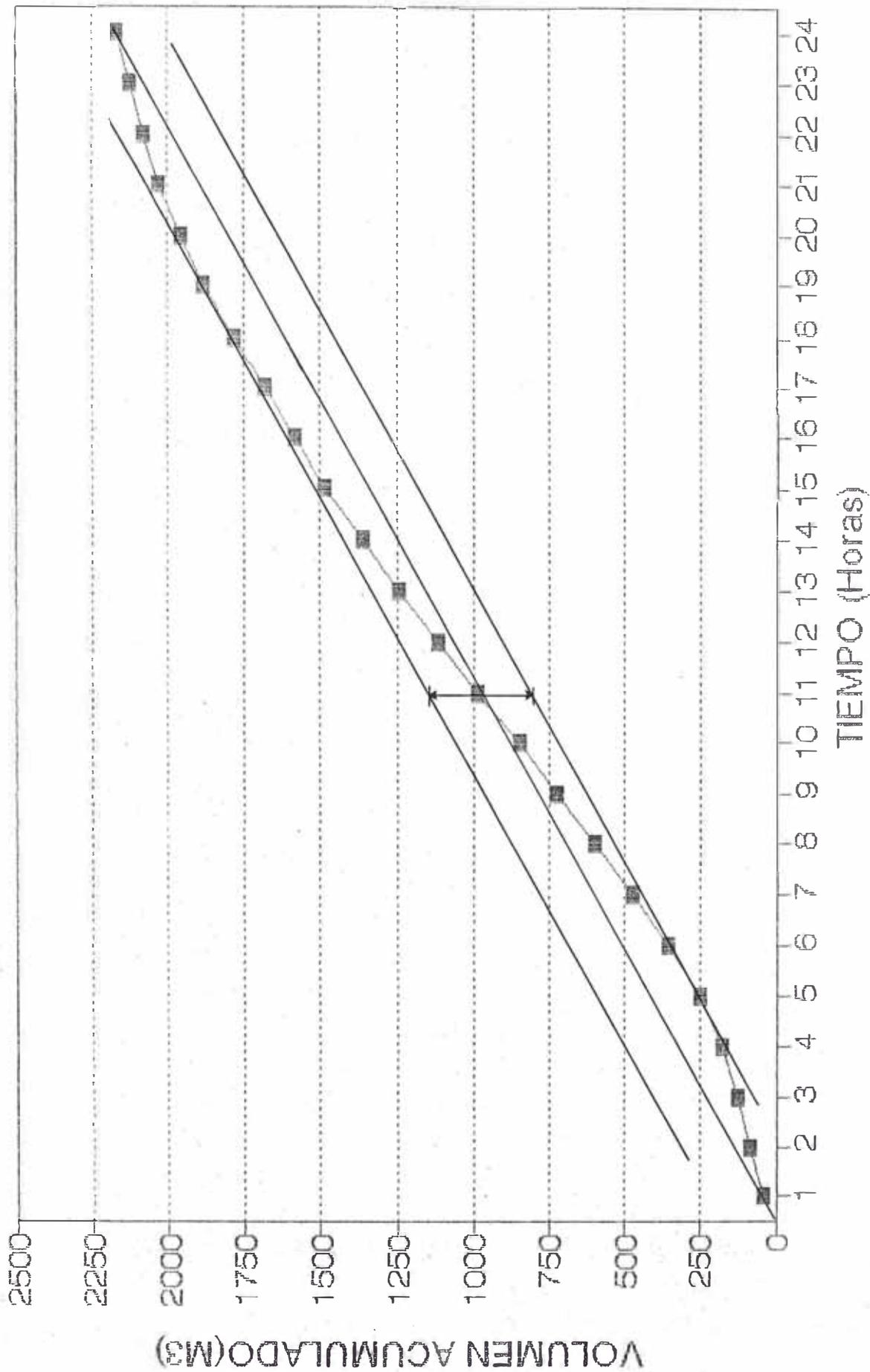
ESTUDIO DE VARIACIONES DE CONSUMO

Día 08.04.89

INTERVALO DE TIEMPO	VARIACION DE TIRANTE mts	VOLU MEN (m 3)		CAUDAL (Lps)
		PARCIAL	ACUMULADO	
0-1	0,34	40,64	40,64	11,29
1-2	0,31	45,09	85,73	12,53
2-3	0,34	40,91	126,64	11,36
3-4	0,26	51,92	178,56	14,42
4-5	0,11	73,28	251,84	20,36
5-6	-0,1	103,73	355,57	20,82
6-7	-0,21	119,7	475,27	33,25
7-8	-0,26	126,08	601,35	35,02
8-9	-0,23	122,9	724,25	34,14
9-10	-0,22	121,55	845,8	33,77
10-11	-0,35	138,86	984,66	38,57 *
11-12	-0,27	127,68	1112,34	35,47
12-1	-0,27	127,68	1240,02	35,47
1-2	-0,22	121,3	1361,32	33,69
2-3	-0,26	126,08	1487,4	35,03
3-4	-0,07	98,96	1586,36	27,49
4-5	-0,05	95,76	1682,12	26,6
5-6	-0,07	99,12	1781,24	27,53
6-7	-0,1	104,22	1885,46	28,95
7-8	0,1	74,19	1959,65	20,61
8-9	0,14	69,12	2028,77	19,2
9-10,	0,28	48,74	2077,51	13,54
10-11	0,31	44,47	2121,98	12,35
11-12	0,3	42,96	2164,94	12,68
TOTAL			2164,94	594,14
PROM.				24,76

DIAGRAMA DE MASA - RESERVOIRIO CARAZ

Valores de producción de 24 Hrs08/05/89



$V = 1157 - 782 = 375 \text{ m}^3$

Volúmen de regulación = 25% de volúmen del promedio diario.
Entonces, 5% como volúmen de reserva, haciendo un total del
30% del volúmen promedio diario.

3.6.2 Volúmen contra incendio

En cuanto al volúmen de almacenamiento contra incendio, éste no se ha considerado por las siguientes razones:

- a. La población proyectada al año 2,000 (fin primera etapa) es de 9091 habitantes.
- b. De acuerdo al reglamento antes mencionado estipula que para poblaciones menores a 10,000 habitantes sólo se considerara si se justifica.
- c. La ciudad de Caraz esta compuesta por viviendas de condición modesta y humilde, en su mayoría son de adobe.
- d. La ocurrencia de siniestros (incendios) registrada es casi nula.
- e. No cuenta con compañía de bomberos.
- f. Por ser un pueblo pequeño, durante la ocurrencia de un incendio, la población se alertaría y estaría más atenta al incendio que a sus quehaceres diarios teniendo disponible toda el agua que ingresa a la red para socorrer el siniestro.
En este caso especial, el agua proveniente de la planta unidas al volúmen de regulación cubren en forma suficiente para el suministro de agua para dos hidrantes de 15 lps c/u.
- g. No crear una capacidad ociosa que elevaría el costo del proyecto, por lo que dichos recursos disponibles podrían emplearse en otros pequeños proyectos nuevos o de operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

Luego el volúmen de almacenamiento requerido para el final de la 1ra etapa (año 2,000) será:

$$V = \frac{\text{Pob. serv.} \cdot \text{Dat.} + \text{Pob. no serv.}}{1000 \text{ l/m}^3} \cdot 0.30$$

$$V = \frac{8,182 \text{ hab.} \cdot 150 \text{ l/h/d} + 909 \text{ hab.} \cdot 50 \text{ l/h/d}}{1000 \text{ l/m}^3} \cdot 0.30$$

$$V = 382 \text{ m}^3$$

En lo que respecta al almacenamiento para la 2da Etapa, por los mismos motivos que para la 1era Etapa no se considera volúmen contra incendio. Calculando en forma análoga para el año 2,010, final de la segunda etapa, el volúmen de almacenamiento será de 467 m³.

CUADRO Nº 3.6.B

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO REQUERIDO

ETAPA	AÑO	VOLUMEN (m3)
Actual	1989	264
1o	2000	382
2o	2010	467

3.7 VARIACIONES DE CONSUMO

El caudal dado para una red pública varia continuamente durante el día, en las mañanas al caudal supera el valor promedio, alcanzado valores máximos alrededor del medio día, en las noches el consumo baja por debajo del promedio, presentando los valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

Coefficiente de variación diaria : K1

$$K_1 = \frac{\text{Gasto máximo diario}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

Coefficiente de variación horaria : K2

$$K_2 = \frac{\text{Gasto máximo horario}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

Para determinar la relación entre los valores máximos en función al medio, con los datos obtenidos en el acápite anterior, se calculó el coeficiente máximo horario relativo, el cual tampoco es significativo

por no contar con records de mediciones de variaciones diarias y horarios de consumo.

$$K_1 = 1.0 \text{ y } K_2 = \frac{\text{caudal máx. hor.}}{\text{caudal promedio}} = \frac{38.57 \text{ lps}}{24.76 \text{ lps}} = 1.56$$

$$K_2 = 1.56$$

Por lo tanto basándose en las Normas para Proyectos de Agua Potable similares a esta ciudad, se han tomado los siguientes valores:

- Coeficiente de variación diaria = $K_1 = 1.3$
- Coeficiente de variación horaria = $K_2 = 1.8$

El Cuadro Nº 3.7.A muestra los caudales de variación de consumo y volúmen de reservorio.

CUADRO Nº 3.7.A

Año	Caudal Promedio	K1	K2	Caudal (lps)		Volúmen Reserv. (m ³)
				Máx. dia	Máx. hor.	
1989	10.01	1.3	1.8	13.01	18.02	264
2000	14.44	1.3	1.8	18.78	26.00	382
2010	17.67	1.3	1.8	22.96	31.79	467

ZONAS DE PRESION

la topografía de la ciudad de Caraz se manifiesta en una gran diferencia de niveles, aproximadamente de 86 mts., teniendo la cota de terreno máxima de 2,341 m.s.n.m. y un mínimo de 2,256 m.s.n.m..

Para tener presiones adecuadas, dadas las características de la ciudad, se ha delimitado en tres zonas de presión, definidas por la diferencia de niveles topográficos.

La primera zona comprendida entre las cotas 2.341 y 2,293 m.s.n.m. que viene a ser la cota del reservorio hasta el Jr. Pumacahua.

La segunda zona comprende las cotas 2,242 y 2,267 m.s.n.m., es decir, desde la Av. 20 de Enero y Jr. Melgar hasta el Jr. Leoncio Prado. Para ésta zona se colocará previamente una cámara rompe presión en la cota 2,310 m.s.n.m..

La tercera zona comprendida entre las cotas 2,266 y 2,243 m.s.n.m., que viene a ser desde la Av. 1 de Mayo y el Jr. Leoncio Prado hasta el extremo inferior del estadio. También será precedida por una cámara rompe presión ubicada en la cota de terreno 2,285 m.s.n.m.. Se sintetiza en el cuadro siguiente para las 2 etapas:

CUADRO Nº 3.8.A

ZONA	ETAPA I			ETAPA II		
	Cota msnm	Area (Ha)	Poblac	Cota msnm	Area (Ha)	Poblac
I	2341-2293	26.00	1735	2341-2293	26.00	1849
II	2292-2267	63.00	4198	2292-2267	70.00	5008
III	2266-2247	47.00	3163	2266-2243	59.00	4189
		136.00			155.00	

Densidad promedio 1ra. etapa 66.70 hab/Ha.

Densidad promedio 2da. etapa 71.10 hab/Ha.

CAPITULO IV

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA

GENERALIDADES

En cuanto a la ampliación y mejoramiento del sistema tendríamos que plantear las alternativas para solucionar el problema del servicio. Pero si analizamos la capacidad de cada uno de los componentes del sistema vistos en el capítulo II y los requerimientos y demandas vistos en el capítulo III, vemos que las estructuras existentes y la fuente tiene capacidad para cubrir al año 2010. Por lo que el presente trabajo se limita a plantear básicamente el mejoramiento de las unidades para mejorar la cantidad y continuidad del servicio.

Es indudable que el solo reparar las unidades existentes y completar las unidades faltantes es mucho mas económico que pensar en alternativas nuevas cuyos costos superarían largamente a la propuesta de mejoramiento.

En cuanto al mejoramiento de la calidad de agua, la evaluación de la planta y sus diseños, fueron efectuados por otro profesional quien planteó la necesidad de efectuar modificaciones y la buena operación y mantenimiento de la planta.

4.2 FUENTE

El aprovechamiento de las aguas del río Lullán con un caudal mínimo de 2.5 m³/s en épocas de estiaje (según datos de la Unidad Operativa de Huaraz), supera ampliamente el caudal requerido para las dos etapas del proyecto hasta el año 2010 (24.10 lps).

4.3 CAPTACION

Las dimensiones y ubicación de las estructuras dan capacidad de derivación mayor a 300 lps por lo que es ampliamente suficiente para cubrir las 2 etapas del proyecto.

- Pantalla de rejas

Los problemas de arenamiento, presencia de piedras y hormigón que interrumpen con mucha frecuencia el abastecimiento de agua en el período de lluvias, hace necesario disminuir la luz libre entre las rejas de captación y colocar una rejilla auxiliar sobre el canal de derivación, la que estará simplemente apoyada a fin de remover y efectuar la limpieza de los sedimentos depositados entre las dos rejas.

En la cámara de desarenamiento

Es necesaria también la modificación de la losa de fondo con taludes lo que permitirá la eliminación de los sedimentos por la válvula de purga.

Para una mejor operación, en el período de avenidas, se deberá mantener una abertura de 6 cms. de la compuerta de represamiento a fin de que por ella sean eliminados los sedimentos arrastrados en el fondo del canal..

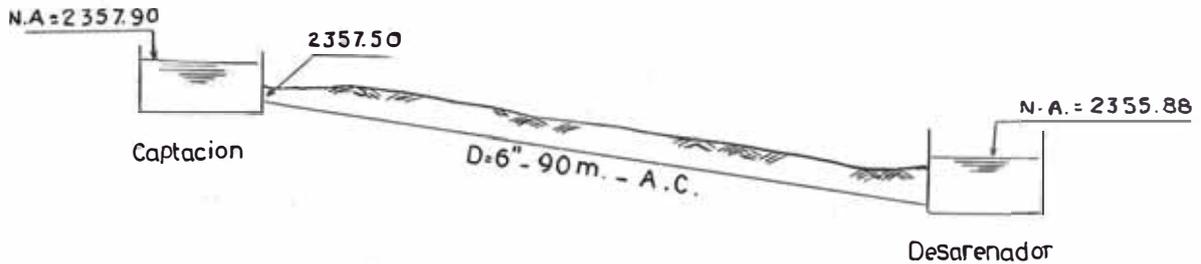
Esta estructura debe ser objeto de un mantenimiento anual con la finalidad de asegurar su estabilidad y socavación de su cimentación. Ver planos.

4.4 LINEA DE CONDUCCION

Se dan las características físicas e hidráulicas de los tramos de la línea de conducción a considerar:

Etapa	Q_{md} (lps)	$Q_{diseño}$ (lps)
I	18.78	19.72
II	22.96	24.10

A) Tramo N^o 1 : Captación - Desarenador . Año 2010



Usando la fórmula de Hazen y Williams:

$$Q = 0.000426 * C * D^{2.63} * S^{0.54}$$

donde :

$$C = 130 \text{ pie/seg}$$

$$D = 6'' \text{ (150 mm)}$$

$$L = 0.090 \text{ Km}$$

$$H_f = 1.62 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow S = 21.94 \%$$

$$Q_{\text{máx}} = 32.77 \text{ lps}$$

$$V = 1.80 \text{ m/s}$$

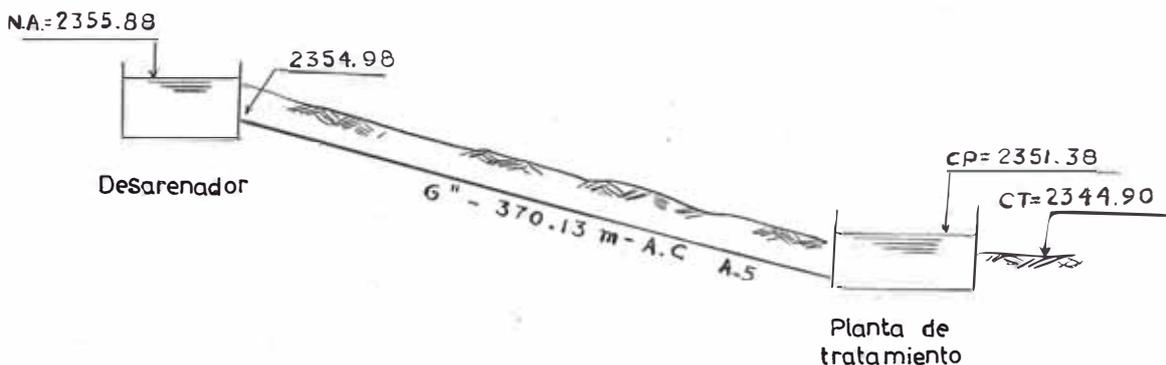
En este tramo vemos que la tubería posee suficiente capacidad hasta incluso más allá del año 2010.

El caudal necesario para este año 2010 es igual a:

$$Q_{md} + 5\% Q_{md} = 24.10 \text{ l/s}$$

El caudal máximo diario más el 5% adicionales es para limpieza de la unidad y posibles pérdidas.

B) Tramo N^o 2 : Desarenador - Planta de Tratamiento. Año 2010



$$\begin{aligned}
C &= 130 \text{ pie/seg} \\
L &= 0.366 \text{ Km.} \\
D &= 6'' (150 \text{ mm}) \\
hf &= 11.38 \text{ m} \qquad \Rightarrow \quad S = 30.7 \% \\
& \qquad \qquad \qquad Q_{\text{máx}} = 39.20 \text{ l/s} \\
& \qquad \qquad \qquad v = 2.16 \text{ m/s}
\end{aligned}$$

La tubería existente tiene la capacidad suficiente para conducir el caudal necesario al final de la segunda etapa del proyecto, esto es :

$$Q_{md} + 5\% Q_{md} = 24.10 \text{ lps}$$

Se considera el 5% de caudal adicional para el lavado de filtros y posibles pérdidas que puede haber en la planta de tratamiento. Es necesario efectuar el mantenimiento a la válvula de purga existente en esta línea.

4.5 SISTEMA DE DISTRIBUCION - REPLANTEO DE LAS REDES

Se ha determinado las tuberías y redes primarias, tratando de utilizar en lo máximo las tuberías existentes, ya que el estudio de campo muestra el buen estado en que se encuentran.

Para ello previamente se ejecutó el levantamiento topográfico, recopilándose toda la información existente, compilación de planos catastrales y de expansión, actualización del trazo de redes, válvulas y grifos con las verificaciones de campo e información necesaria descritos en los capítulos anteriores; igualmente haciendo uso de la información de los problemas de operación y mantenimiento existentes a fin de ejecutar el correcto replanteo y rediseño del sistema de agua potable.

Para complementar redes en las zonas que no cuentan con el servicio de agua potable se ha tomado como referencia las "Normas y requisitos para proyectos de agua potable destinadas a localidades urbanas" (Reglamento Nacional de Construcciones - Anexo 3, Título II), vigente al año 1989 referente a obras de distribución.

El diámetro de las tuberías tanto existentes como proyectadas, deben ser calculadas para las condiciones mas desfavorables de la red, para este caso han sido calculadas para distribuir el caudal máximo horario, y se obvia la comparación entre $Q_{md} + Q_{incendio}$ versus Q_{mh} , por razones de no considerar caudal contra incendio justificado en el item 3.6.2

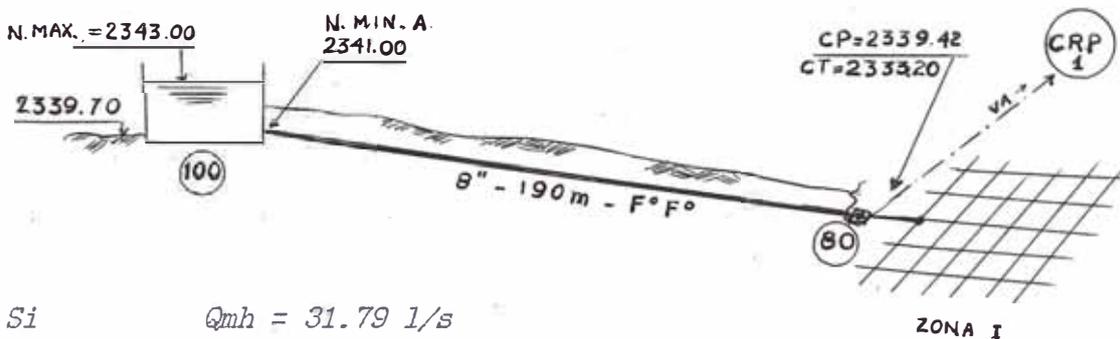
4.5.1 Línea de alimentación (aducción)

Consiste en una tubería existente de $D=8"$, fierro fundido, clase 100lb/plg2 de 190 mts. de longitud. Se inicia en el reservorio y se prolonga hasta un punto donde distribuirá a la 1era zona de presión y a las otras dos zonas de presión, definidas convenientemente. Ver esquema No.3.

Esta tubería tiene la capacidad de conducir el caudal máximo horario para las tres zonas de presión y para las diferentes etapas del proyecto, como se demuestra a continuación.

También se instalará una tubería de 6" de diámetro de A.C.hasta la caja rompe presión No.1 con una longitud de 310 mts., para luego continuar una longitud de 370 mts, 6" de diámetro hasta la caja rompe presión No.2.

A) Tramo N° 1: Reservorio - Punto 80 (zona I). Año 2010



Si $Q_{mh} = 31.79 \text{ l/s}$
 $C = 100 \text{ pie/seg}$
 $L = 0.190 \text{ Km.}$
 $D = 8"$

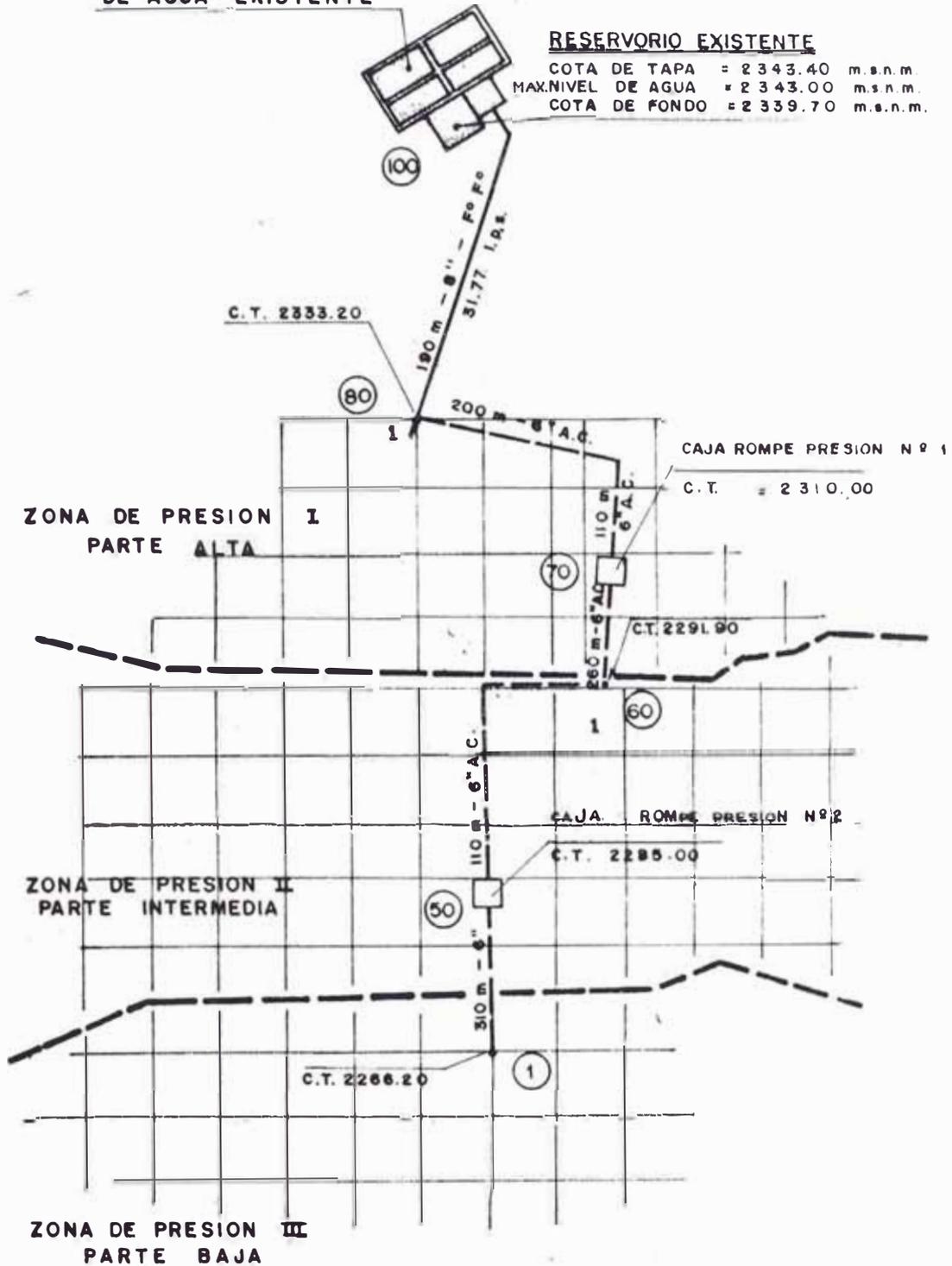
$\Rightarrow S = 8.3 \%$
 $H_f = 1.58 \text{ m}$
 $v = 0.99 \text{ m/s}$
 $P = 6.22 \text{ mts.}$

ESQUEMA N° 3

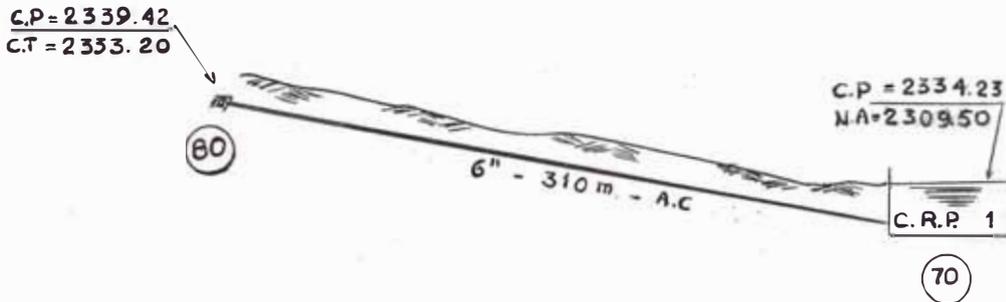
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA EXISTENTE

RESERVORIO EXISTENTE

COTA DE TAPA = 2343.40 m.s.n.m.
 MAX.NIVEL DE AGUA = 2343.00 m.s.n.m.
 COTA DE FONDO = 2339.70 m.s.n.m.

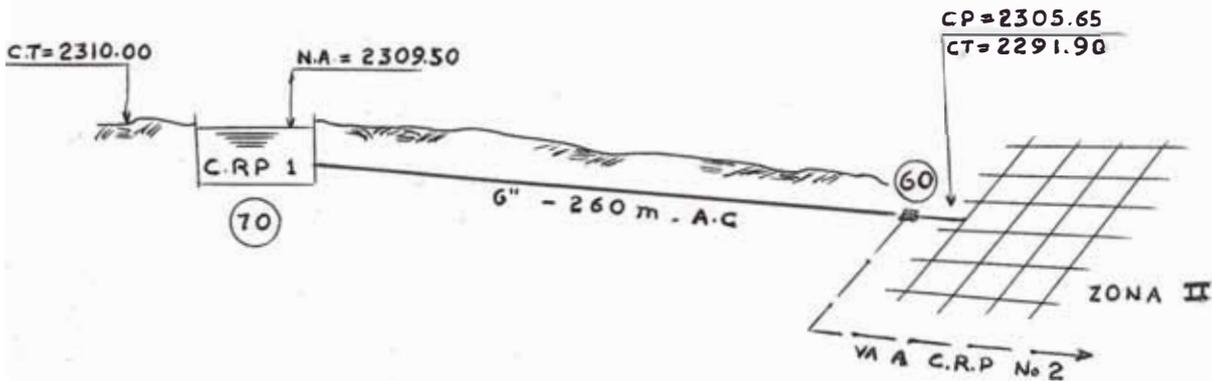


B) Tramo Nº 2 Punto 80 - Cámara rompe presión No 1 . Año 2010



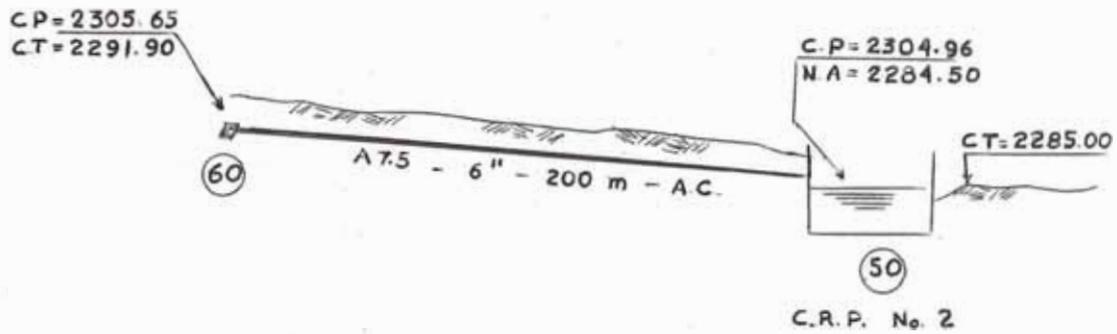
Si $Q_{mh} = 26.47 \text{ l/s}$
 $C = 130 \text{ pie/seg}$
 $L = 0.310 \text{ Km.}$
 $D = 6'' (150 \text{ mm}) \Rightarrow S = 14.80 \%$
 $H_f = 4.59 \text{ m}$
 $v = 1.45 \text{ m/s}$

C) Tramo Nº 3 : CRP 1 - Red de distribución (zona II) punto 60



Si $Q_{mh} = 26.47 \text{ l/s}$
 $C = 130 \text{ pie/seg}$
 $L = 0.260 \text{ Km.}$
 $D = 6'' (150 \text{ mm}) \Rightarrow S = 14.80 \%$
 $H_f = 3.85 \text{ m}$
 $v = 1.45 \text{ m/s}$

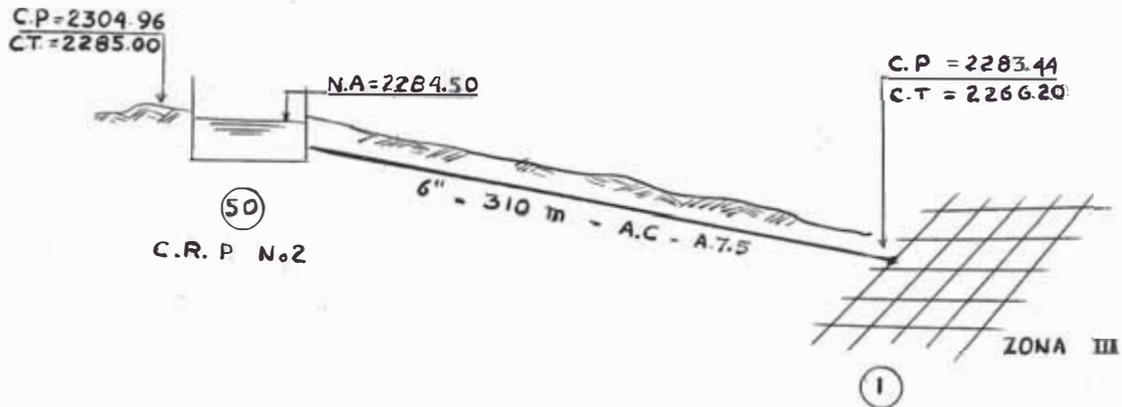
D) Tramo N° 4 Punto 60 - CRP 2



Si $Q_{mh} = 12.06 \text{ l/s}$
 $C = 130 \text{ pie/seg}$
 $L = 0.200 \text{ Km.}$
 $D = 6'' (150 \text{ mm})$

$\Rightarrow S = 3.41 \%$
 $H_f = 0.69 \text{ m}$
 $v = 0.66 \text{ m/s}$

E) Tramo N° 5 : CRP 2 - Punto 1 (zona III)



Si $Q_{mh} = 12.06 \text{ l/s}$
 $C = 130 \text{ pie/seg}$
 $L = 0.310 \text{ Km.}$
 $D = 6'' (150 \text{ mm})$

$\Rightarrow S = 3.41 \%$
 $H_f = 1.06 \text{ m}$
 $v = 0.66 \text{ m/s}$

4.5.2 Tuberías troncales

Las tuberías troncales conforman la red principal de distribución, es planteada de acuerdo a las zonas de presión previamente definidas en el ítem 3.8, usando en lo posible las tuberías existentes de mayor diámetro y proyectando otras; evitando el recorte de tuberías que conforman circuitos cerrados, para permitir abastecer de agua en caso de reparaciones sin afectar otros sectores. Estas tuberías atraviesan por avenidas y calles de tal manera de cubrir en lo máximo el casco urbano actual con capacidad suficiente para las proyecciones futuras. En caso de ser necesario se ha colocado tuberías en paralelo. Se ha tenido las siguientes consideraciones:

- a) *El trazo de las tuberías restantes dependió de las disposiciones locales, tratándose que sea lo más directo posible y evitando las variaciones bruscas de terreno.*
- b) *Las tuberías fueron orientadas por los puntos de mayor consumo, por los centros de masa, estando éstos influenciados por varios factores: vías principales, condiciones topográficas, facilidades de ejecución, etc.*
- c) *La distancia de separación entre tuberías matrices para obtener pérdidas de carga mínimas con las redes de relleno, se tuvo tener en cuenta:*
 - *Si la red matriz es 6", las de relleno son menores de 6" y la distancia máxima de separación entre matrices es aproximadamente 400 mts.*
 - *Si la red es de 4", las de relleno son menores de 4" y la distancia máxima de separación entre matrices es menor de 100 mts.*
- d) *Para el dimensionamiento preliminar de las tuberías faltantes, se tuvo en cuenta la concentración de los gastos en los nudos, además el reglamento fija tuberías primarias de diámetro mínimo de 4". Se puede tomar como referencia, también la velocidad de flujo en el rango de 0.6 a 1.5 m/seg.*
- e) *Para reforzar una tubería existente, mediante una tubería en paralelo, puede hacerse utilizando la fórmula de diámetro*

equivalente o la otra es crear directamente una tubería en paralelo con similares características al existente para introducir dichos datos y simular en el programa Loop.

En cualquier caso el diámetro definitivo es establecido de acuerdo a los resultados obtenidos en el cálculo de la red.

4.5.3 Tuberías de servicio

Las tuberías en servicio, son las tuberías que están conectadas a las troncales y dan servicio local a los predios, conformando la malla del sistema de distribución, entre éstos se encuentran tuberías de 4", 3" y 2" en algunos casos.

Se ha tenido en cuenta asimismo:

*** Presiones admisibles**

Las presiones demasiado altas o muy bajas generan serios problemas. Las presiones altas causan desperdicios tanto en las redes como en las conexiones domiciliarias, daño en los aparatos sanitarios y dificultades en la operación. Las presiones bajas menores de 10 mts. que corresponden a las horas de máximo consumo, están supeditadas a las alturas de las edificaciones. A fin de brindar un servicio adecuado se ha considerado entre 10 - 50 mts.

**** Accesorios, válvulas, grifos**

Para su ubicación en las redes en las zonas de ampliación o adición en otros, se ha tenido en cuenta las normas para proyectos de agua potable indicadas anteriormente, entre ellos tenemos:

Tuberías

. En calles de hasta 20 mts. de ancho, colocar a un lado de la calzada, preferentemente en el de mayor cota de terreno.

. En calles de más de 20 mts. de ancho, colocar a cada lado de la calzada, salvo de un reducido número de predios.

. Las tuberías, proyectar a 0.80 mts. de profundidad mínima sobre la clave del tubo.

. La distancia mínima entre una tubería de agua potable y otra de líquidos cloacales instaladas paralelamente no deben ser menor de 2.50 mts. medidas horizontalmente.

. Las tuberías de agua deben cruzar 0.25 mts. por encima de las tuberías de alcantarillado.

Válvulas de interrupción .

. Se proveerá a la red de distribución de válvulas a fin de poder aislar sectores de redes no mayores de 500 mts.

. En lo posible hacer una distribución simétrica y debe utilizarse la mínima cantidad de válvulas para el cierre de circuitos.

Anclajes y grifos

. Todo accesorio de tubería, válvula y grifos contra incendio deben ir anclados con concreto simple o armado a fin de contrarrestar el empuje que pueda presentarse debido a la presión interna de la tubería.

. Los hidrantes se ubicarán en forma tal que la distancia entre dos de ellos en promedio de 200 mts. y se instalarán en tuberías de 4" o mayores.

4.5.4 Cálculo de la red de distribución

a) Esquema de la red

- Inicialmente se ha proyectado un esquema aproximado con un número de mallas, aislando al sistema primario o sea las de mayor diámetro para las diferentes zonas de presión. Luego se han identificado los siguientes elementos:

. *Tramos* Son segmentos de tuberías que dan servicio a un área definida, sus características incluyen el diámetro, longitud, material y coeficiente *C* de rugosidad. Estos se encuentran entre nudos.

. *Nudos.* - Son los puntos de convergencia de los diámetros donde hay cambio de diámetro, salida o ingreso de agua. El dato

necesario es el caudal que ingresa o sale en ese punto y la cota del terreno.

- Se ha aplicado los coeficientes de Hazen y Williams, según el material y uso de la tubería:

Tipo de tubería	C
Asbesto-cemento	130
PVC	140
Fierro Fundido	100

En el trazo de mallas se tuvo en cuenta una buena distribución de áreas a abastecer y su demanda.

- En las zonas de expansión futura y no consolidadas, sólo se consideró salidas correspondientes al área a servir. En los límites de la zona de servicio, el trazo de la red se evitó ejecutar periféricamente por ser antieconómico.

b) Distribución de caudales y áreas de influencia

La distribución de caudales puede hacerse mediante varios métodos, para el caso de la ciudad de Caraz, con redes de distribución a rediseñar, tuberías de distribución relativamente uniformes y lo mas importante, que las condiciones de desarrollo están definidas: ciudad pequeña y sin una marcada diferencia de los sectores comercial, doméstica, industrial; se ha utilizado una densidad promedio uniforme para cada etapa del proyecto (1989, 2000, 2010) según lo expuesto en el ítem 3.3.2

Una vez definido el trazo de las redes matrices se ha delimitado el área de influencia o de servicio de cada nudo.

- Las áreas se han determinado aprovechando los nudos o cruces de tuberías en las calles, dibujando los límites de esas áreas en la forma mas aproximada posible a figuras geométricas

conocidas.

- Determinado el área que se va abastecer por un nudo conocido, con las densidades poblacionales de cada zona, se determinó la población a servir, para cada etapa del proyecto respectivamente.

- Asimismo, se consideró los porcentajes de población servida y no servida con las dotaciones respectivas y consumo máximo horario expuesto en el ítem 3.5 para determinar el caudal de la zona de influencia.

A continuación se muestran las áreas de influencia y los gastos concentrados para cada nudo y por zona de presión para el año 1989. El cuadro 4.5.A, muestra el resumen de los caudales a distribuir por zonas de presión y para cada etapa del proyecto. El anexo No.1 muestra las áreas de influencia por zonas de presión para los años 2000 y 2010.

AREAS DE INFLUENCIA Y CONCENTRACION DE
GASTOS EN LOS NUDOS
ZONA I AÑO 1989

NUDO	AREA Ha.	POB. TOTAL	POB. SERV.	POB. NO SERV.	CAUDALES DE SALIDA (lps)		
					Qp	Qmd	Qmh
1	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
2	1.39	86	61	26	0.12	0.15	0.21
3	1.39	86	61	26	0.12	0.15	0.21
4	1.76	109	77	33	0.15	0.19	0.27
5	1.44	90	63	27	0.12	0.16	0.22
6	1.53	95	67	29	0.13	0.17	0.23
7	0.90	56	39	17	0.08	0.10	0.14
8	1.12	70	49	21	0.10	0.12	0.17
9	1.29	80	56	24	0.11	0.14	0.20
10	1.09	68	47	20	0.09	0.12	0.17
11	1.76	109	77	33	0.15	0.19	0.27
12	1.76	109	77	33	0.15	0.19	0.27
13	2.35	146	102	44	0.20	0.26	0.36
14	1.68	104	73	31	0.14	0.19	0.26
15	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
16	1.37	85	60	26	0.12	0.15	0.21
17	1.35	84	59	25	0.11	0.15	0.21
18	1.30	81	57	24	0.11	0.14	0.20
19	0.78	49	34	15	0.07	0.09	0.12
20	0.58	36	25	11	0.05	0.06	0.09
21	0.75	47	33	14	0.06	0.08	0.11
TOTAL	25.59	1,592	1,114	478	2.17	2.82	3.91

DENSIDAD : 62.20 HAB/HA

AREAS DE INFLUENCIA Y CONCENTRACION DE
GASTOS EN LOS NUDOS
ZONA II AÑO 1989

NUDO	AREA Ha.	POB. TOTAL	POB. SERV.	POB. NO SERV.	CAUDALES DE SALIDA (lps)		
					Qp	Qmd	Qmh
1	1.47	91	64	27	0.12	0.16	0.22
2	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
4	1.52	96	66	28	0.13	0.17	0.23
5	2.53	157	110	47	0.21	0.28	0.39
6	2.86	178	125	53	0.24	0.32	0.44
7	2.53	157	110	47	0.21	0.28	0.39
8	1.11	69	48	21	0.09	0.12	0.17
9	1.67	104	73	31	0.14	0.18	0.25
10	2.16	134	94	40	0.18	0.24	0.33
11	2.57	160	112	48	0.22	0.28	0.39
12	1.82	113	79	34	0.15	0.20	0.28
13	2.00	124	87	37	0.17	0.22	0.31
14	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
15	1.68	104	73	31	0.14	0.19	0.26
16	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
18	3.53	220	154	66	0.30	0.39	0.54
19	1.48	92	64	28	0.13	0.16	0.23
20	2.62	163	114	49	0.22	0.29	0.40
21	3.12	194	136	58	0.26	0.34	0.48
22	2.53	157	110	47	0.21	0.28	0.39
23	1.60	99.52	69.66	29.86	0.14	0.18	0.24
24	1.60	100	70	30	0.14	0.18	0.24
25	2.19	136	95	41	0.19	0.24	0.33
26	1.59	99	69	30	0.13	0.18	0.24
27	2.72	169	118	51	0.23	0.30	0.42
28	1.79	111	78	33	0.15	0.20	0.27
29	1.95	121	85	36	0.17	0.22	0.30
30	2.36	147	103	44	0.20	0.26	0.36
31	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
32	2.81	175	122	52	0.24	0.31	0.43
33	0.53	33	23	10	0.04	0.06	0.08
34	1.15	72	50	21	0.10	0.13	0.18
35	0.95	59	41	18	0.08	0.10	0.15
TOTAL	58.44	3,635	2,544	1,090	4.96	6.44	8.92

DENSIDAD : 62.20 Hab/ha

**AREAS DE INFLUENCIA Y CONCENTRACION DE
GASTOS EN LOS NUDOS
ZONA III AÑO 1989**

NUDO	AREA Ha.	POB. SERV.	POB. SERV.	POB. NO SERV.	CAUDALES DE SALIDA (lp/s)		
					Qp	Qmd	Qmh
1	2.57	160	112	48	0.22	0.28	0.39
2	3.14	195	137	59	0.27	0.35	0.48
3	0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00
4	2.26	141	98	42	0.19	0.25	0.35
5	1.62	101	71	30	0.14	0.18	0.25
6	3.27	203	142	61	0.28	0.36	0.50
7	3.11	193	135	58	0.26	0.34	0.47
8	4.08	254	178	76	0.35	0.45	0.62
9	1.99	124	87	37	0.17	0.22	0.30
10	3.38	210	147	63	0.29	0.37	0.52
11	1.73	108	75	32	0.15	0.19	0.26
12	1.66	103	72	31	0.14	0.18	0.25
13	2.36	147	103	44	0.20	0.26	0.36
14	1.73	108	75	32	0.15	0.19	0.26
15	1.07	67	47	20	0.09	0.12	0.16
TOTAL	33.97	2,113	1,479	634	2.88	3.75	5.19

DENSIDAD : 62.20 Hab/ha

CUADRO Nº 4.5. A

CAUDALES DE DISEÑO POR SECTORES

AÑO	ZONA	POB. TOTAL	POB. SERV.	POB. NO SERV.	AREA SERV.	Q DISEÑO (lps)			DENSIDAD PROMEDIO
						Qp	Qmd	Qmn	
1999	I	1,592.00	1,114.00	478.00	25.59	2.17	2.82	3.91	62.20
	II	3,633.00	2,543.00	1,090.00	58.44	4.96	6.44	8.92	
	III	2,113.00	1,479.00	634.00	33.97	2.88	3.75	5.19	
TOTALES		7,340.00	5,138.00	2,202.00	118.00	10.01	13.01	18.02	
2000	I	1,733.00	1,361.00	174.00	26.01	2.73	3.58	4.96	66.70
	II	4,198.00	3,778.00	420.00	62.94	6.67	8.67	12.00	
	III	3,163.00	2,847.00	316.00	47.42	5.02	6.53	9.04	
TOTALES		9,096.00	8,186.00	910.00	136.37	14.44	18.78	26.00	
2010	I	1,849.00	1,663.00	186.00	26.01	2.96	3.84	5.32	71.10
	II	5,008.00	4,557.00	451.00	70.44	8.01	10.41	14.41	
	III	4,189.00	3,812.00	377.00	58.91	6.70	8.71	12.06	
TOTALES		11,046.00	10,032.00	994.00	155.36	17.67	22.96	31.79	

4.5.5 Programa de cálculo - LOOP

Para la simulación del funcionamiento hidráulico de la red, el balance de caudales y determinación de presiones para las diferentes etapas de diseño y condiciones de servicio se ha utilizado el programa Loop del World Bank.

El Loop utiliza el método de Hardy Cross para determinar las correcciones de flujo, y para el cálculo de las pérdidas de carga utiliza la fórmula de Hazen y Williams.

La corrección del flujo se basa en el concepto de mantenimiento de continuidad del caudal en cada nudo, y la suma de las pérdidas de carga hidráulica de cada circuito cerrado es cero. Luego de que los flujos de la tubería son determinados, las cotas piezométricas son calculadas en cada nudo. Para ello se ha ingresado los siguientes datos:

a) *En las tuberías*

- Número de tramo, nudos entre los cuales se encuentra el tramo, longitud del tramo en metros, diámetro de la tubería en milímetros y coeficiente de Hazen y Williams.

b) *En los nudos*

- Número del nudo, caudal de salida del nudo y cota de terreno del nudo.

c) *En el reservorio (Nudo fijo)*

- La cota piezométrica y número del nudo.

Los resultados del programa, incluyen flujos y velocidades en las tuberías y presiones de servicio en los nudos.

Los cuadros adjuntos presentan los diagramas de presiones, caudales de concentración en los nudos y los resultados de la simulación hidráulica por zonas de presión para el año 1989. El anexo No.2 presenta los diagramas de presiones, caudales de concentración en los nudos y los resultados de la simulación hidráulica para los años 2000 y 2010.

T I T L E CARAZ PRIMERA ZONA 1989 MAX.HOR.
 NO. OF PIPES 29
 NO. OF NODES 24
 PEAK FACTOR 1
 MAX HEADLOSS/Km 10
 MAX UNBAL(LPS) .002

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	(M)
27	100	80	190.00	200	100	18.03	0.57	3.20	0.61
28	80	1	1.00	200	100	3.92	0.12LO	0.19	0.00
29	80	70	310.00	150	130	14.11	0.80	5.07	1.57
1	1	2	95.00	100	130	0.61	0.08LO	0.11	0.01
2	1	4	100.00	200	100	3.31	0.11LO	0.14	0.01
3	2	3	330.00	100	130	0.40	0.05LO	0.05	0.02
4	4	5	190.00	168	115	1.81	0.08LO	0.08	0.02
5	3	5	95.00	100	100	0.19	0.02LO	0.02	0.00
6	5	7	55.00	168	115	1.78	0.08LO	0.08	0.00
7	4	6	230.00	150	100	1.23	0.07LO	0.09	0.02
8	6	14	230.00	100	100	0.15	0.02LO	0.01	0.00
9	6	17	130.00	150	130	0.84	0.05LO	0.03	0.00
10	7	14	130.00	100	130	0.31	0.04LO	0.03	0.00
11	7	8	95.00	150	130	1.33	0.08LO	0.06	0.01
12	8	9	160.00	150	130	0.66	0.04LO	0.02	0.00
13	9	10	175.00	150	130	0.46	0.03LO	0.01	0.00
14	10	13	125.00	100	130	0.29	0.04LO	0.03	0.00
15	12	13	165.00	100	130	0.07	0.01LO	0.00	0.00
16	11	12	160.00	100	130	0.34	0.04LO	0.04	0.01
17	8	11	130.00	150	130	0.50	0.03LO	0.01	0.00
18	15	11	95.00	100	130	0.11	0.01LO	0.00	0.00
19	16	15	85.00	100	130	0.11	0.01LO	0.00	0.00
20	14	16	100.00	100	100	0.21	0.03LO	0.02	0.00
21	18	16	180.00	100	100	0.11	0.01LO	0.01	0.00
22	17	18	160.00	150	130	0.29	0.02LO	0.00	0.00
23	20	18	85.00	100	130	0.03	0.00LO	0.00	0.00
24	17	19	90.00	150	130	0.35	0.02LO	0.01	0.00
25	19	20	120.00	150	130	0.12	0.01LO	0.00	0.00
26	19	21	250.00	100	130	0.11	0.01LO	0.00	0.00

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
100 R	18.030	2341.00	2341.00	0.00
80	0.000	2333.20	2340.39	7.19
70	-14.110	2310.00	2338.82	28.82
1	0.000	2333.20	2340.39	7.19
2	-0.210	2331.00	2340.38	9.38
3	-0.210	2313.47	2340.37	26.90
4	-0.270	2324.35	2340.38	16.03

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
5	-0.220	2310.10	2340.36	30.26
6	-0.230	2311.10	2340.36	29.26
7	-0.140	2306.30	2340.36	34.06
8	-0.170	2309.20	2340.35	31.15
9	-0.200	2309.80	2340.35	30.55
10	-0.170	2300.09	2340.35	40.26
11	-0.270	2298.50	2340.35	41.85
12	-0.270	2300.08	2340.34	40.26
13	-0.360	2295.02	2340.34	45.32
14	-0.260	2301.00	2340.35	39.35
15	0.000	2296.00	2340.35	44.35
16	-0.210	2295.00	2340.35	45.35
17	-0.210	2306.40	2340.35	33.95
18	-0.200	2292.55	2340.35	47.80
19	-0.120	2310.00	2340.35	30.35
20	-0.090	2293.00	2340.35	47.35
21	-0.110	2296.10	2340.35	44.25

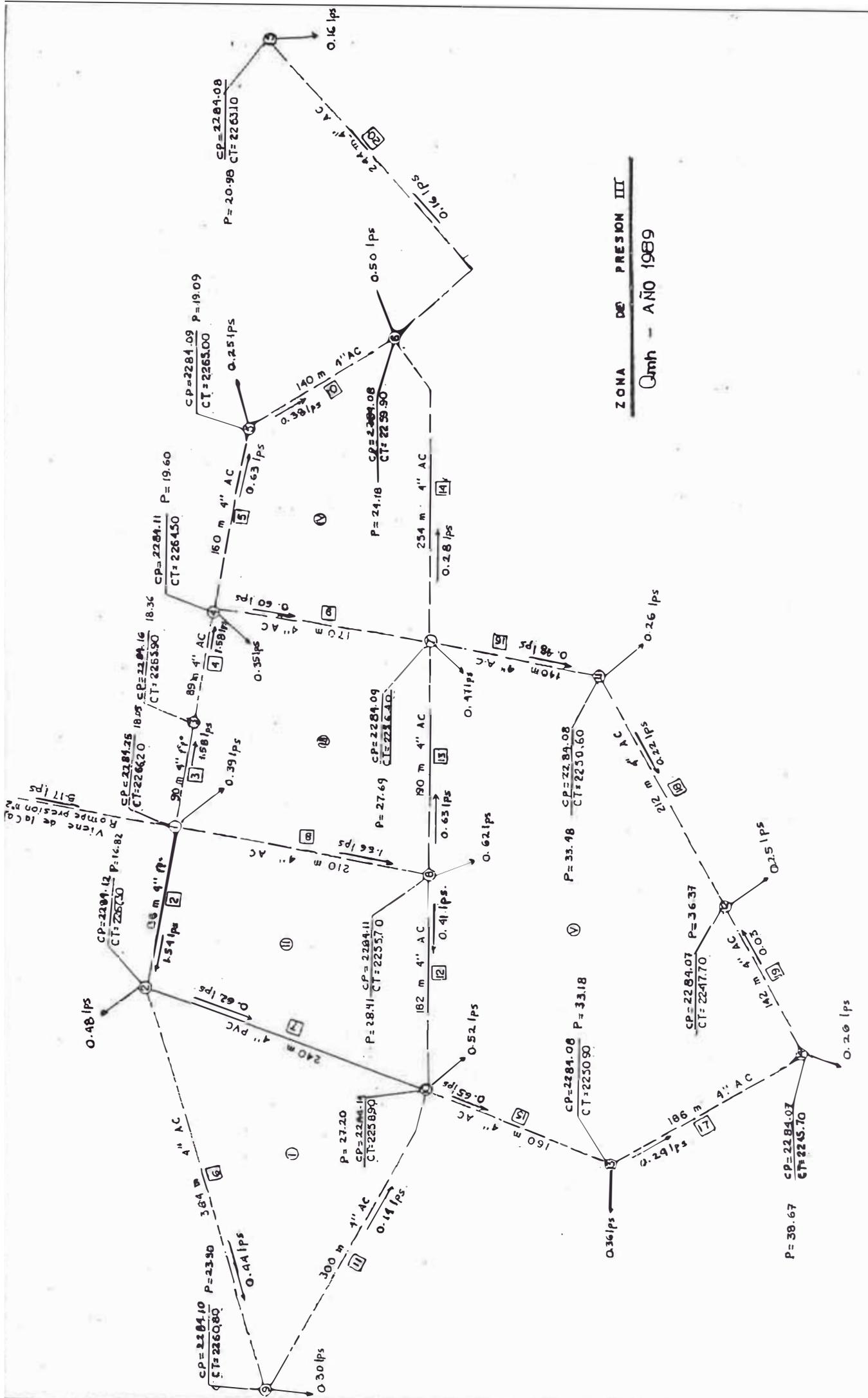
T I T L E CARAZ SEGUNDA ZONA 1989 MAX HOR.
 NO. OF PIPES 50
 NO. OF NODES 38
 PEAK FACTOR 1
 MAX HEADLOSS/Km 10
 MAX UNBAL(LPS) .007

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	(M)
49	70	60	260.00	150	130	14.13	0.80	5.09	1.32
51	60	50	200.00	150	130	5.19	0.29LO	0.80	0.16
1	60	1	1.00	100	130	8.94	1.14	15.71HI	0.02
2	1	2	90.00	100	100	2.97	0.38	3.32	0.30
3	2	3	90.00	100	130	2.97	0.38	2.05	0.18
4	1	8	180.00	100	100	2.68	0.34	2.74	0.49
5	8	9	90.00	100	130	0.82	0.11LO	0.19	0.02
6	4	5	205.00	150	130	2.07	0.12LO	0.15	0.03
7	5	6	110.00	150	130	1.68	0.10LO	0.10	0.01
8	6	7	270.00	100	130	0.38	0.05LO	0.05	0.01
9	22	7	240.00	100	130	0.01	0.00LO	0.00	0.00
10	6	21	200.00	150	130	0.86	0.05LO	0.03	0.01
11	4	12	90.00	150	130	0.67	0.04LO	0.02	0.00
12	1	11	140.00	100	100	3.07	0.39	3.54	0.50
13	8	10	138.00	150	130	1.68	0.10LO	0.10	0.01
14	9	13	140.00	150	130	0.08	0.00LO	0.00	0.00
15	9	14	40.00	150	130	0.50	0.03LO	0.01	0.00
16	14	15	220.00	100	130	0.50	0.06LO	0.07	0.02
17	15	17	164.00	75	130	0.24	0.05LO	0.08	0.01
18	17	18	68.00	100	130	1.01	0.13LO	0.28	0.02
19	16	17	140.00	100	130	0.77	0.10LO	0.17	0.02
20	13	16	34.00	100	130	0.77	0.10LO	0.17	0.01
21	10	13	94.00	150	130	1.00	0.06LO	0.04	0.00
22	11	10	176.00	150	130	1.30	0.07LO	0.06	0.01
23	11	12	178.00	150	130	0.74	0.04LO	0.02	0.00
24	12	19	104.00	100	130	1.12	0.14LO	0.34	0.04
25	19	20	184.00	100	130	0.43	0.05LO	0.06	0.01
26	20	21	130.00	100	130	0.03	0.00LO	0.00	0.00
27	21	22	216.00	100	130	0.31	0.04LO	0.03	0.01
28	26	22	220.00	100	130	0.09	0.01LO	0.00	0.00
29	21	25	190.00	150	130	0.11	0.01LO	0.00	0.00
30	19	23	64.00	100	130	0.46	0.06LO	0.07	0.00
31	11	27	148.00	100	100	0.64	0.08LO	0.20	0.03
32	10	28	176.00	150	130	1.65	0.09LO	0.10	0.02
33	18	30	150.00	100	130	0.08	0.01LO	0.00	0.00
34	18	31	250.00	100	130	0.39	0.05LO	0.05	0.01
35	31	32	135.00	100	130	0.29	0.04LO	0.03	0.00
36	33	32	110.00	100	130	0.14	0.02LO	0.01	0.00
37	34	33	145.00	100	130	0.22	0.03LO	0.02	0.00
38	31	34	130.00	100	130	0.10	0.01LO	0.00	0.00
39	35	34	150.00	100	130	0.30	0.04LO	0.03	0.00

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	(M)
40	30	35	125.00	100	130	0.45	0.06LO	0.06	0.01
41	29	30	204.00	100	130	0.73	0.09LO	0.15	0.03
42	28	29	100.00	150	130	1.03	0.06LO	0.04	0.00
43	28	27	220.00	150	130	0.35	0.02LO	0.01	0.00
44	27	23	150.00	100	130	0.57	0.07LO	0.10	0.01
45	23	24	200.00	150	130	0.79	0.04LO	0.02	0.00
46	24	25	130.00	150	130	0.55	0.03LO	0.01	0.00
47	25	26	165.00	100	130	0.33	0.04LO	0.04	0.01
48	3	4	50.00	150	130	2.97	0.17LO	0.28	0.01

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
70 R	14.130	2309.50	2309.50	0.00
60	0.000	2291.90	2308.18	16.28
50	-5.190	2285.00	2308.02	23.02
1	-0.220	2291.90	2308.16	16.26
2	0.000	2292.70	2307.86	15.16
3	0.000	2294.70	2307.68	12.98
4	-0.230	2291.30	2307.66	16.36
5	-0.390	2292.00	2307.63	15.63
6	-0.440	2287.80	2307.62	19.82
7	-0.390	2279.70	2307.61	27.91
8	-0.170	2290.60	2307.67	17.07
9	-0.250	2289.45	2307.65	18.20
10	-0.330	2282.20	2307.65	25.45
11	-0.390	2282.30	2307.67	25.37
12	-0.280	2284.80	2307.66	22.86
13	-0.310	2280.30	2307.65	27.35
14	0.000	2292.40	2307.65	15.25
15	-0.260	2283.30	2307.63	24.33
16	0.000	2279.40	2307.65	28.25
17	0.000	2276.20	2307.62	31.42
18	-0.540	2274.30	2307.60	33.30
19	-0.230	2280.00	2307.63	27.63
20	-0.400	2275.40	2307.62	32.22
21	-0.480	2273.90	2307.62	33.72
22	-0.390	2271.70	2307.61	35.91
23	-0.240	2273.20	2307.62	34.42
24	-0.240	2270.80	2307.62	36.82
25	-0.330	2268.10	2307.62	39.52
26	-0.240	2262.50	2307.61	45.11
27	-0.420	2272.50	2307.64	35.14
28	-0.270	2269.80	2307.64	37.84
29	-0.300	2270.45	2307.63	37.18
30	-0.360	2267.70	2307.60	39.90
31	0.000	2270.00	2307.59	37.59

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
32	-0.430	2281.20	2307.59	26.39
33	-0.080	2273.70	2307.59	33.89
34	-0.180	2265.50	2307.59	42.09
35	-0.150	2264.50	2307.59	43.09



ZONA DE PRESION III

Qumh - AÑO 1989

0.48 lps

CP=2284.12
CT=22630 P=16.82

1.54 lps

CP=2284.26
CT=226320 P=18.05

0.62 lps

CP=2284.16
CT=226390 P=18.36

0.39 lps

CP=2284.11
CT=226450 P=19.60

0.35 lps

CP=2284.09
CT=226390 P=19.09

0.63 lps

CP=2284.08
CT=225990 P=24.18

0.28 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.25 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.16 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.50 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.26 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.48 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.22 lps

CP=2284.07
CT=2247.70 P=36.37

0.25 lps

CP=2284.07
CT=2245.70 P=38.67

0.20 lps

Vinc de la ca Rompe presion R2 5.17 lps

CP=2284.12
CT=22630 P=16.82

1.54 lps

CP=2284.26
CT=226320 P=18.05

0.62 lps

CP=2284.16
CT=226390 P=18.36

0.39 lps

CP=2284.11
CT=226450 P=19.60

0.35 lps

CP=2284.09
CT=226390 P=19.09

0.63 lps

CP=2284.08
CT=225990 P=24.18

0.28 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.25 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.16 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.50 lps

CP=2284.08
CT=226310 P=20.98

0.26 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.48 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.22 lps

CP=2284.07
CT=2247.70 P=36.37

0.25 lps

CP=2284.07
CT=2245.70 P=38.67

0.20 lps

0.30 lps

CP=2284.10
CT=226080 P=23.90

0.44 lps

CP=2284.10
CT=226080 P=23.90

0.41 lps

CP=2284.11
CT=225570 P=28.41

0.52 lps

CP=2284.11
CT=225570 P=28.41

0.63 lps

CP=2284.09
CT=226390 P=27.69

0.62 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.41 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.62 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.41 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.62 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.41 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.62 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.41 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.62 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

0.41 lps

CP=2284.08
CT=2250.60 P=33.98

T I T L E CARAZ TERCERA ZONA 1989 MAX HOR.
 NO. OF PIPES 20
 NO. OF NODES 16
 PEAK FACTOR 1
 MAX HEADLOSS/Km 10
 MAX UNBAL(LPS) .005

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	(M)
1	50	1	310.00	150	130	5.17	0.29LO	0.79	0.25
2	1	2	136.00	100	100	1.54	0.20LO	0.98	0.13
3	1	3	90.00	100	100	1.58	0.20LO	1.04	0.09
4	3	4	88.00	100	130	1.58	0.20LO	0.64	0.06
5	4	5	160.00	100	130	0.63	0.08LO	0.12	0.02
6	2	9	364.00	100	130	0.44	0.06LO	0.06	0.02
7	2	10	240.00	100	140	0.62	0.08LO	0.10	0.02
8	1	8	210.00	100	130	1.66	0.21LO	0.70	0.15
9	4	7	176.00	100	130	0.60	0.08LO	0.11	0.02
10	5	6	140.00	100	130	0.38	0.05LO	0.05	0.01
11	9	10	300.00	100	130	0.14	0.02LO	0.01	0.00
12	8	10	182.00	100	130	0.42	0.05LO	0.05	0.01
13	8	7	190.00	100	130	0.63	0.08LO	0.11	0.02
14	7	6	254.00	100	130	0.28	0.04LO	0.03	0.01
15	10	13	160.00	100	130	0.65	0.08LO	0.12	0.02
16	7	11	140.00	100	130	0.48	0.06LO	0.07	0.01
17	13	14	186.00	100	130	0.29	0.04LO	0.03	0.01
18	11	12	212.00	100	130	0.22	0.03LO	0.02	0.00
19	14	12	142.00	100	130	0.03	0.00LO	0.00	0.00
20	6	15	244.00	100	130	0.16	0.02LO	0.01	0.00

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
50 R	5.170	2284.50	2284.50	0.00
1	-0.390	2266.20	2284.25	18.05
2	-0.480	2267.30	2284.12	16.82
3	0.000	2265.80	2284.16	18.36
4	-0.350	2264.50	2284.11	19.60
5	-0.250	2265.00	2284.09	19.09
6	-0.500	2259.90	2284.08	24.18
7	-0.470	2256.40	2284.09	27.69
8	-0.620	2255.70	2284.11	28.41
9	-0.300	2260.80	2284.10	23.30
10	-0.520	2256.90	2284.10	27.20
11	-0.260	2250.60	2284.08	33.48
12	-0.250	2247.70	2284.07	36.37
13	-0.360	2250.90	2284.08	33.18
14	-0.260	2245.40	2284.07	38.67
15	-0.160	2263.10	2284.08	20.98

4.5.6 Evaluación de resultados y análisis técnico-económico

El caso de tener tuberías existentes, sobre todo en buen estado de conservación, su utilización reduce los costos de inversión para el mejoramiento del sistema.

- Se ha subdividido la ciudad en tres sectores definidas por la topografía del terreno y se han ubicado cámaras reductoras de presión convenientemente, haciendo variar la ubicación de estas cámaras a fin de no sobrepasar los límites admisibles de 10 - 50 mts., para el año 1989 y para las diferentes etapas del proyecto.

Los resultados del cálculo muestran que las tuberías existentes están sobredimensionadas, por lo que no es necesario cambiar diámetros o recurrir a tuberías en paralelo, con excepción de 2 tramos.

- Para disminuir costos y tener presiones adecuadas, luego de 2 intentos se ha corroborado que es mejor utilizar las tuberías de mayor diámetro existentes y definidas con la separación adecuada a fin de no disminuir la presión de servicio en las tuberías de relleno; no hay necesidad de obtener excelente presión en los extremos ya que resulta antieconómico por el aumento de diámetro en la tubería matriz.

- Los cálculos hidráulicos demuestran que mejorando en el año 1989, no es necesario ampliar en el año 2000; por lo que correspondería a una sola etapa de construcción de 20 años de período de diseño.

- El material empleado para las tuberías a completar, son de PVC para las de diámetro 3" y de A.C. para las de diámetro 4" y 6" respectivamente a razón de disminuir costos.

- Los diferentes resultados de los cálculos desde el año 1989 hasta el año 2010, van disminuyendo ligeramente las presiones, ya que el incremento de caudal origina mayor pérdida de carga,

sin embargo se ha buscado que se encuentren dentro de los límites establecidos de presión, para todas las etapas del proyecto.

- Los resultados de los cálculos, en cuanto a velocidad son bajas, especialmente para el año 1989 y 2000; ésto debido a que los caudales que circulan son pequeños para las tuberías con los diámetros existentes; caso contrario se disminuirían los diámetros de las tuberías para que las velocidades aumenten, pero representaría un costo innecesario al cambiar tuberías casi en toda la ciudad. En este caso será necesario purgar a través de los grifos contra incendio, en las zonas donde el flujo se encuentre relativamente estático o pueda haber arenamiento cuando no se opere bien la planta.

- Se observa también que las pérdidas de carga entre nudos para una determinada zona de presión son bajas, siendo casi uniforme la presión en todas las mallas de dicha zona de presión; ésto obedece a que los diámetros de las tuberías existentes son mayores a los que realmente se necesita. Se suscita de similar forma para los años 2000 y 2010.

Se ha convenido colocar cajas rompe presión en vez de válvulas reductoras de presión, porque la Empresa no dispone de personal capacitado conocedor del mantenimiento de éstas válvulas.

4.6 RESERVORIO

En cuanto a esta unidad se ha sustentado en el ítem 3.7, los requerimientos tanto de la 1ra. etapa de 382 m³ y 2da. etapa de 467 m³, los cuales son cubierto por el actual reservorio de 475 m³ de capacidad, necesitando solo efectuar algunos recubrimientos con concreto en la parte superior exterior de la unidad. Es necesario también la instalación de un medidor de caudal, en la tubería de 8" de diámetro de salida a la población.

CAPITULO V

PRESUPUESTOS DE LAS OBRAS PROYECTADAS

5.1 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los costos de mano de obra que rigen para obras de construcción civil, la maquinaria, equipos y materiales fueron cotizados de acuerdo al mercado en la zona a ejecutar la obra.

Debido al volumen de partidas, se presenta como ejemplo las partidas correspondientes a obras provisionales. Dichos análisis contienen los materiales, mano de obra, equipos y herramientas que corresponden por cada unidad de medida de la partida correspondiente.

5.2 PRESUPUESTO

El presupuesto de las obras para cubrir hasta el final del horizonte de las obras a ejecutar correspondientes a las líneas de aducción, distribución, cajas rompedoración, instalación de accesorios, etc. ascienden a \$ 133,239 dólares americanos al mes de julio de 1989, cuyo tiempo de ejecución se ha estimado en tres meses y medio.

Según el estudio correspondiente de las obras de mejoramiento de la planta de tratamiento desde la bocatoma hasta la salida del reservorio es ascendente a \$ 59,000 a la misma fecha y con una programación de obra de tres meses.

5.3 FORMULA POLINOMICA

Es la sumatoria de términos (monomios) que contienen la incidencia de los principales elementos. Esta compuesta por los elementos que intervienen en la ejecución de la obra, el coeficiente de incidencia y los índices de precios.

Se adjunta la fórmula polinómica para ejecutar la valorización actualizada cuando las obras se ejecuten. La constante de actualización es muy significativa en períodos inflacionarios.

OBRA: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE CARAZ

N° DE PARTIDA : 12020250

PARTIDA : OBRAS PROVISIONALES - CASETA DE GUARDIANIA

UNIDAD : M2

FECHA : 31 DE JULIO DE 1989

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA	P. UNITARIO	TOTAL
1 - MATERIALES :				
Clavos corrientes de 2"	kl	0.210	2600.00	546.00
Madera tornillo	Pie2	3.600	994.00	3578.40
Plancha Triplay de 4x8x4 mm	UND.	0.350	10847.00	3796.45
Plancha calamina F.G. 1.83x0.83 m	UND.	0.660	23500.00	15510.00
			Sub Total=	23430.85
2 - MANO DE OBRA :				
Capataz	H-H	0.040	1531.47	61.26
Operario	H-H	0.400	1134.42	453.77
Oficial	H-H	0.400	1035.26	414.10
Peon	H-H	0.400	959.86	383.94
			Sub Total=	1313.07
3 - EQUIPOS Y HERRAMIENTAS :				
Herramientas	%	0.030	1313.07	39.39
			Sub Total=	39.39
TOTAL COSTO DIRECTO : (1 + 2 + 3)				24783.32
TOTAL COSTO UNITARIO : II.				24783.317 Intis

OBRA: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE CARAZ

N° DE PARTIDA : 13020725

PARTIDA : TRAZO Y REPLANTEO LINEAS AGUA POTABLE

UNIDAD : Km

FECHA : 31 DE JULIO DE 1989

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA	P. UNITARIO	TOTAL
1 - MATERIALES :				
Fierro Corrugado 1/2"	El	7.500	1553.00	11647.50
Arena Gruesa	M3	0.125	16900.00	2112.50
Cemento	Bolsa	0.500	10086.36	5043.18
Tiza	Bolsa	0.500	5880.00	2940.00
Cordel algodón	Ml	25.000	70.00	1750.00
Pintura al Oleo	Gl	0.125	32134.00	4016.75
			Sub Total=	27509.93
2 - MANO DE OBRA :				
Capataz	H-H	0.320	1531.47	490.07
Oficial	H-H	3.200	1035.26	3312.83
Peon	H-H	9.600	959.86	9214.66
			Sub Total=	13017.56
3 - EQUIPO Y HERRAMIENTAS :				
Teodolito	H-T	3.200	1875.00	6000.00
Nivel	H-N	3.200	700.00	2240.00
Mira Top	H-M	6.400	250.00	1600.00
Jalon de 2 m.	H-J	9.600	160.00	1536.00
Wincha de acero 50 m.	H-W	3.200	7105.80	22738.56
			Sub Total=	34114.56
TOTAL COSTO DIRECTO : (1 + 2 + 3)				74642.05
COSTO TOTAL UNITARIO : I/. 74642.048 Intis				

OBRA: MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE CARAZ

N° DE PARTIDA : 12025850

PARTIDA : ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS DE CONCRETO 6" A 8"

UNIDAD : M2

FECHA : 31 DE JULIO DE 1989

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDA	P. UNITARIO	TOTAL
1 - MATERIALES :				
Afirmado	m3	0.080	16900.00	1352.00
Cemento	Bolsa	0.947	10086.36	9551.78
Arena	Global	0.037	16900.00	625.30
Piedra 3/4"	M3	0.074	36000.00	2664.00
Agua	M3	0.020	4500.00	90.00
Reglas	P2	0.050	1400.00	70.00
Clavos	Kg	0.020	2600.00	52.00
Aditivo	Kg	0.440	22700.00	9988.00
			Sub Total=	24393.08
2 - MANO DE OBRA :				
Capataz	H-H	0.040	1531.47	61.26
Operario	H-H	0.220	1134.42	249.57
Oficial	H-H	0.100	1035.26	103.53
Peon	H-H	0.500	959.86	479.93
			Sub Total=	894.29
3 - EQUIPO Y HERRAMIENTAS :				
Compresora	HM	0.070	19660.00	1376.20
Martillo Neumático	HM	0.140	6213.00	869.82
Mezcladora	HM	0.020	4100.00	82.00
Vibrador	HM	0.020	2720.00	54.40
Herramientas 3%	%	0.030	894.29	26.83
			Sub Total=	2409.25
TOTAL COSTO DIRECTO : (1 + 2 + 3)				27696.62
TOTAL COSTO UNITARIO : U.				27696.619 Intia

PRESUPUESTO BASE

OBRA : MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
 UBICACION : CARAZ
 FECHA : JULIO 1989

PARTIDA	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
	OBRAS PROVISIONALES				
12050201	Cartel de obra	Est	1.00	123,918.00	123,918.00
12020250	Caseta de guardlaría	m2	20.00	24,783.31	495,666.20
13020725	Trazo y replanteo	km	8.70	74,642.05	649,385.84
12025850	Rotura y repos.de pavlm.	m2	4,240.00	27,698.62	117,433,668.80
	EXCAVACION DE TIERRAS				
13020155	EXCAVACION DE TIERRAS				
13030308	Exc. a Máquina TSP 3"	ml	1,441.00	4,333.24	6,244,198.84
13030308	Exc. a Máquina TSP 4"	ml	4,620.00	4,333.24	20,019,588.60
13030310	Exc. a Máquina TSP 6"	ml	884.00	5,777.66	4,991,898.24
13040108	Exc. a mano TN 3"	ml	360.00	1,309.88	471,549.60
13040108	Exc. a mano TN 4"	ml	1,155.00	1,309.88	1,512,888.30
13040110	Exc. a mano TN 6"	ml	218.00	1,834.23	398,193.88
	REFINE Y CONF.DE FONDOS				
13031501	REFINE Y CONF.DE FONDOS				
13031508	Para Tubería de 3"	ml	1,801.00	22.93	41,298.83
13031508	Para Tubería de 4"	ml	5,775.00	34.39	198,602.25
13031510	Para Tubería de 6"	ml	1,080.00	45.88	49,528.80
	SUMINISTRO DE TUBERIAS				
13500100	SUMINISTRO DE TUBERIAS				
13500518	Tubería PVC 3" A-7.5	ml	1,801.00	14,894.12	26,464,110.12
13500108	Tubería de AC 4" A-7.5	ml	5,775.00	14,574.00	84,184,850.00
13500108	Tubería de AC 6" A-7.5	ml	1,080.00	28,016.00	30,257,280.00
	SUMIN.E INSTAL.ACESORIOS A				
13437450	SUMIN.E INSTAL.ACESORIOS A				
13636714	Tapón PVC de 3"	U	2.00	18,118.43	36,238.86
13531008	Tapón AC de 4"	U	18.00	18,535.52	333,639.36
13531008	Tapón AC de 6"	U	1.00	34,041.77	34,041.77
13630048	Tee PVC 3"x3"	U	3.00	25,858.75	78,970.25
13650010	Tee de Fo.Fdo de 4"x3"	U	3.00	78,758.31	236,268.93
13650011	Tee de Fo.Fdo. de 4"x3"	U	5.00	112,088.94	560,434.70
13650012	Tee de Fo.Fdo. de 4"x4" A-5	U	8.00	53,198.58	425,588.84
13650013	Tee de Fe.Fdo de 4"x4" A	U	15.00	88,588.07	1,328,821.05
13650015	Tee de Fo. Fdo. de 6"x3"	U	8.00	176,657.36	1,413,258.88
13650018	Tee de Fo.Fdo.de 6"x4" A-5	U	1.00	98,307.37	98,307.37
13650018	Tee de Fo. Fdo. de 6" x 6"	U	1.00	214,834.81	214,834.81

VAN 1/.

298,271,005.02

VIENEN I/.

298,271,005.02

PARTIDA	DESCRIPCION	UNI.	CANT.	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
13650021	Tee de Fo. Fdo. de 8" x 4"	U	13.00	158,427.96	2,033,563.48
13650025	Tee de Fo. Fdo. de 8" x 6"	U	1.00	220,593.33	220,593.33
13651512	Cruz de Fo.Fdo.de 4"x4"A-5	U	4.00	77,648.83	310,587.32
13651513	Cruz de Fo. Fdo. de 4" x 4"	U	5.00	118,318.94	581,584.70
13651517	Cruz de Fo. Fdo. de 6" x 4"	U	1.00	161,438.16	161,438.16
13658008	Codo de Fo. Fdo. de 4" x 45	U	9.00	53,480.88	481,327.92
13658108	Codo de Fo. Fdo. de 6" x 45	U	1.00	53,502.88	53,502.88
13658308	Codo de Fo. Fdo. de 4" x 90	U	4.00	56,372.58	225,490.32
13658308	Codo de Fo. Fdo. de 6" x 90	U	1.00	86,394.58	86,394.58
13658602	Codo de Fo. Fdo. de 4" x 120	U	1.00	53,381.83	53,381.83
13663730	Reducción de PVC de 4" x 2"	U	1.00	30,507.93	30,507.93
13663728	Reducción de PVC de 4" x 3"	U	10.00	25,665.42	256,654.20
13664808	Transición PVC cl.105 de 4"	U	11.00	38,225.42	431,478.62
13710003	Váiv.comp.Fo.Fo. 2" Inc.caja	U	1.00	25,691.42	25,691.42
13710004	Váiv.comp. 4" cl.105 Inc.caja	U	4.00	138,519.93	554,079.72
13710005	Váiv.comp.Fo.Fo. 3" Inc.caja	U	1.00	231,967.62	231,967.62
13710006	Váiv.comp.Fo.Fo.4" Inc.caja	U	15.00	214,731.25	3,220,968.75
13710007	Váiv.comp.Fo.Fo. 4" Inc.caja	U	13.00	253,454.35	3,294,908.55
13710008	Váiv.comp.Fo.Fo.6" Inc.caja	U	2.00	370,440.19	740,880.38
13715020	Grifo Contra incendio	U	11.00	782,948.10	8,612,440.10
13714015	Cámara Rompe Presión	U	2.00	3,490,154.43	6,980,308.86
	INSTALACION DE TUBERIAS				
13510618	Tubería de PVC de 3"	ml	1,801.00	244.53	440,396.53
13510208	Tubería de AC de 4"	ml	5,775.00	177.82	1,027,681.50
13510210	Tubería de Ac de 6"	ml	1,080.00	234.45	253,208.00
	RELLENO Y COMPACTACION				
13032506	Tubería de 3"	ml	1,801.00	1,473.18	2,653,197.18
13032506	Tubería Ac de 4"	ml	5,775.00	1,627.51	9,398,870.25
13032510	Tubería de AC de 6"	ml	1,080.00	1,903.65	2,055,942.00

V A N I/.

342,689,889.15

VIENEN I/.

342,689,689.15

PARTIDA	DESCRIPCION	UNI.	CANT.	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL
	ELIMIN.MATERIAL SOBRANTE				
13033008	Tubería de 3"	ml	1,801.00	152.95	275,482.95
13033008	Tubería de 4"	ml	5,775.00	152.95	883,286.25
13033010	Tubería de 6"	ml	1,080.00	393.84	425,347.20
	DOBLE PRU.HIDRAULY DESIN				
13730008	Tubería de 3"	ml	1,801.00	617.50	1,112,117.50
13730008	Tubería de 4"	ml	5,775.00	623.89	3,602,964.75
13730010	Tubería de 6"	ml	1,080.00	563.89	630,601.20
SUBTOTAL I/.					349,819,469.00
GASTOS Y UTIL (25%) I/.					67,404,667.25
TOTAL I/.					437,024,336.25

NOTA.- Total equivalente a \$ 133,239 (dólares USA)

**MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE DE LA CIUDAD DE CARAZ**

FORMULA POLINOMICA

Nº	SIM	ELEMENTO	I.U.	MONOMIO	%
1	J	Mano de Obra	47	5.239	100
2	M	Maquinaria y Equipos		10.822	
		Nacional	48		4
		Importado	49		96
3	T	Tuberías		32.881	
		Asbesto Cemento	66		80
		PVC	72		20
4	V	Válvulas		5.645	
		Bronce Nacional	77		33
		Fo. Fdo. Nacional	78		32
		Tub. Fo. Fdo.	71		35
5	C	Cemento		15.441	
		Cemento P. 1	21		65
		Agregado Fino	04		13
		Agregado Grueso	05		22
6	D	Dólar	29	9.972	100
7	Gu	G.G y Utilidades	39	20.000	100

$$K = 5.239 * \frac{J_r}{J_0} + 10.822 * \frac{M_r}{M_0} + 32.881 * \frac{T_r}{T_0} + 5.645 * \frac{V_r}{V_0} + 15.441 * \frac{C_r}{C_0} + 9.972 * \frac{D_r}{D_0} + 20.0 * \frac{Gu_r}{Gu_0}$$

donde:

r = subíndice a la fecha de reajuste

o = subíndice a la fecha del presupuesto base

k = constante de reajuste

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A) Conclusiones

La fuente tiene capacidad para 4 m³/s, la captación para 300 lps., la planta de tratamiento con capacidad para 25 lps., las líneas de conducción y cloración cuentan con capacidad para cubrir más allá del 2010, las redes matrices y de distribución deberán ser mejoradas y ampliadas especialmente en la definición de zonas de presión e instalación de C.R.P. (Cajas Rompe Presión).

El Reservoirio es suficiente y la desinfección se efectúa en el ingreso al reservorio, funcionando éste como cámara de contacto. Se usa cloro gas.

Lo importante en este proyecto es el análisis de optimización de las unidades existentes con lo cual se aumentarían la cobertura de servicio, así como una mejor distribución. El utilizar la capacidad instalada representa el menor costo de inversión para el mejoramiento del sistema.

Segun las evaluaciones y resultados obtenidos de los cálculos hidráulicos se concluye que mejorando el año 1989, no es necesario ampliar en el año 2000.

En el estudio de la población, teniendo como base el crecimiento histórico de los últimos censos se ha seleccionado la curva más característica que el de crecimiento geométrico, el cual simula mejor el comportamiento histórico.

Se constató falta de información, catastro de conexiones, padrón actualizado de usuarios y registros que permitan efectuar evaluaciones y análisis más reales.

La administración es deficiente ya que generalmente depende de la Unidad Operativa de Huaraz por lo que se encuentra un tanto abandonada.

Se ha definido zonas de presión que en la actualidad no existen para reducir ampliamente el elevado índice de porcentaje de pérdidas y fugas mayor al 47 % que existe de acuerdo al análisis efectuado en campo. Será necesario dar el mantenimiento correspondiente a las válvulas y verificar el grado de estrangulamiento de éstas en la red.

Como existe habilitación urbana ya consolidada con redes instaladas, el cálculo hidráulico mediante el programa Loop (basado en el algoritmo de Hardy Cross), se ha efectuado considerando estas tuberías a pesar de que hidráulicamente no son tan recomendables ya que tienen velocidades muy bajas, pero por aspectos económicos se trato de utilizar al máximo la capacidad instalada.

El presupuesto de las redes de agua potable representa un estimado de \$ 133,239 a Julio de 1989, valores que en la actualidad han sido distorsionados por el atraso al tipo de cambio del dólar. La ejecución de obra fué programada en 3.5 meses.

El mejoramiento en cuanto al tratamiento de agua, según su estudio, requiere las siguientes mejoras: en el desarenador, modificar la canaleta de fondo y drenaje para evitar colmatar rápidamente la planta. Es necesario tener una estructura de medición. La unidad de floculación requiere ser modificada y definir la diferencia de gradientes, los filtros lentos requieren ser ampliados y a toda la planta se le deberá de proporcionar mantenimiento en especial a los filtros para reposición de lecho filtrante.

Todo esto complementado con el uso de productos químicos y dosificación adecuada permitiría obtener una clarificación eficiente, igualmente la remoción de fierro y manganeso que muestran los análisis de agua. La suma estimada para la obra asciende a \$ 59,000 a julio de 1989.

B) Recomendaciones

Es importante recalcar que las zonificaciones efectuadas por los organismos competentes sea municipalidades o Instituto Nacional de Desarrollo Urbano deben ser respetadas y controladas para garantizar

el desarrollo económico y ordenado con servicios adecuados.

Es necesario que la unidad operativa efectúe mantenimiento adecuado al desarenador y líneas de conducción, las válvulas de aire y purga. Se debe efectuar evaluaciones periódicas de velocidad del agua en la línea.

Es necesario asimismo efectuar un mantenimiento inicialmente correctivo luego preventivo de los diferentes componentes del sistema a fin de disminuir los costos de inversión. En el caso de las redes de distribución, será necesario limpiar periódicamente las tuberías donde la velocidad es siempre muy baja a fin de purgar a través de los grifos contra incendio.

Es necesario optimizar el sistema de agua potable disminuyendo los % de ociosidad de las estructuras así como disminuir los % de agua no contabilizada, el que hará disminuir los costos de operación.

Es necesario promover la instalación de medidores ya que se observó facturación por defecto especialmente a los comercios y casas huerta. Asimismo efectuar programas de control de fugas y desperdicios. Es decir programas de micro y macromedición para alcanzar los objetivos propuestos.

En tarifas, se trata de obtener un precio justo por lo que es recomendable tener una estructura tarifaria propia y real teniendo en cuenta la operación y mantenimiento, tanto de agua como alcantarillado, depreciaciones, valores de reposición que permitan mantener un servicio eficiente y autosostenido. En todo caso por lo menos deberá cubrir los costos de operación, mantenimiento y amortización de deudas.

Es indudable que todas las áreas deberían considerarse para una verdadera labor de mejoramiento, dependiendo de la buena administración y gerencia de la empresa. El buen funcionamiento de las demás áreas complementan los objetivos trazados poniendo énfasis en el área de Facturación y Comercialización. Es necesario entonces, plantear objetivos claros a corto, mediano y largo plazo donde sean

considerados el mejoramiento de la infraestructura, la capacitación del personal, ejecución de programas, etc.

Es importante la elaboración y difusión de un manual de operaciones para el personal operativo.

Es conveniente que el año 2000, si es que las condiciones de vida o que la tasa de crecimiento sea mayor a la utilizada en este proyecto, entonces será necesario reevaluar el sistema y efectuar las ampliaciones si el caso lo requiere.