

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE AMPLIACION,  
REHABILITACION Y MEJORA-  
MIENTO DE AGUA POTABLE  
A LA CIUDAD DE CARAZ DE  
LA ZONA AFECTADA POR EL  
SISMO DEL 31 MAYO 70

TESIS DE GRADO

Para optar el Título de INGENIERO CIVIL

ORLANDO F. TORANZO SILVA

*Lima - Perú - 1970*

## C A P I T U L O    I

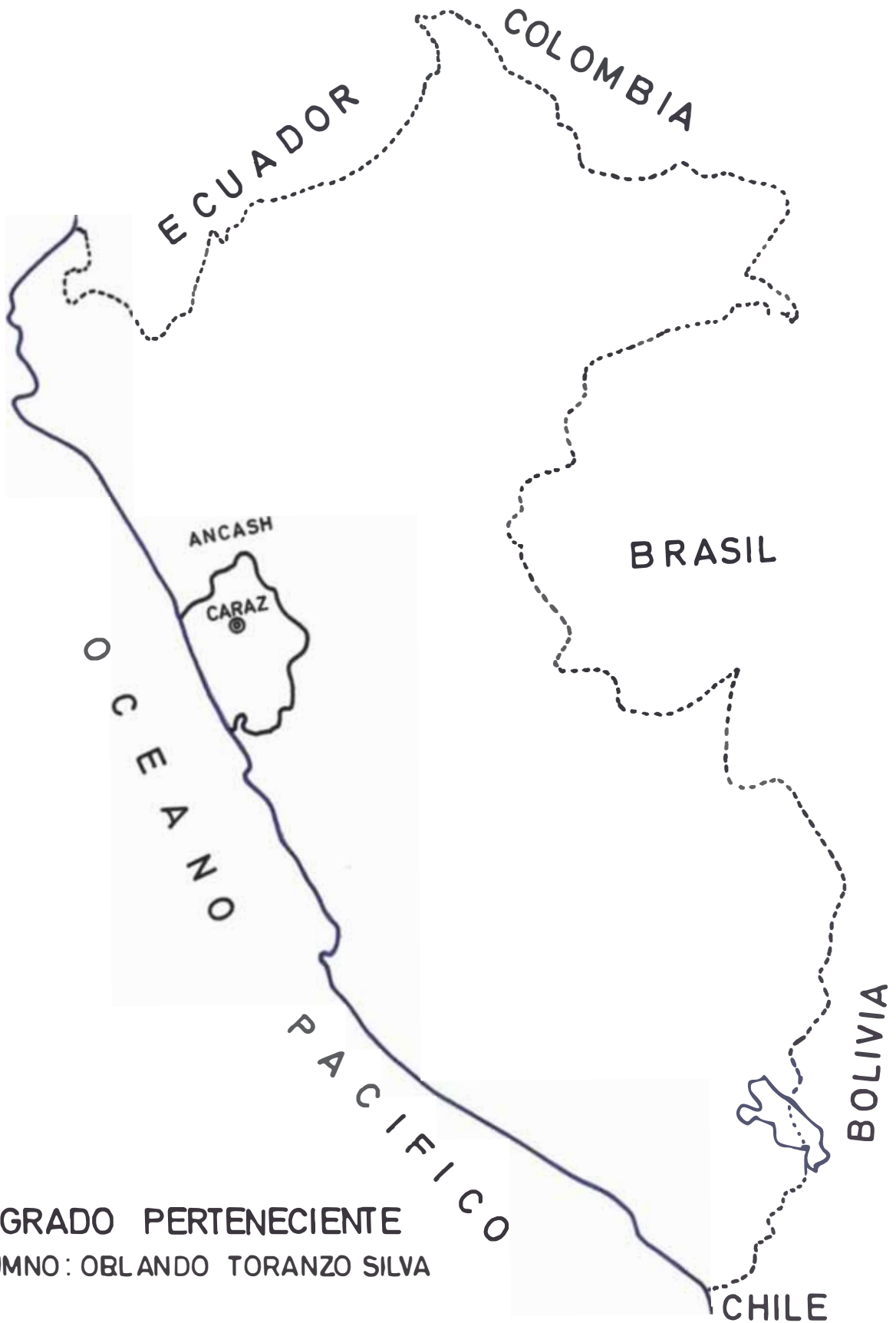
### LA CIUDAD

#### 1.1.        CARACTERISTICAS FISICAS Y ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS

La ciudad de CARAZ, capital de la Provincia de HUAYLAS está ubicada sobre la margen derecha del Río Santa a 9°02' 48" de latitud Sur y 77°49' 04" de longitud Oeste de Greenwich y a 2,255 m.s.n.m. Láminas No. 1 y 2.

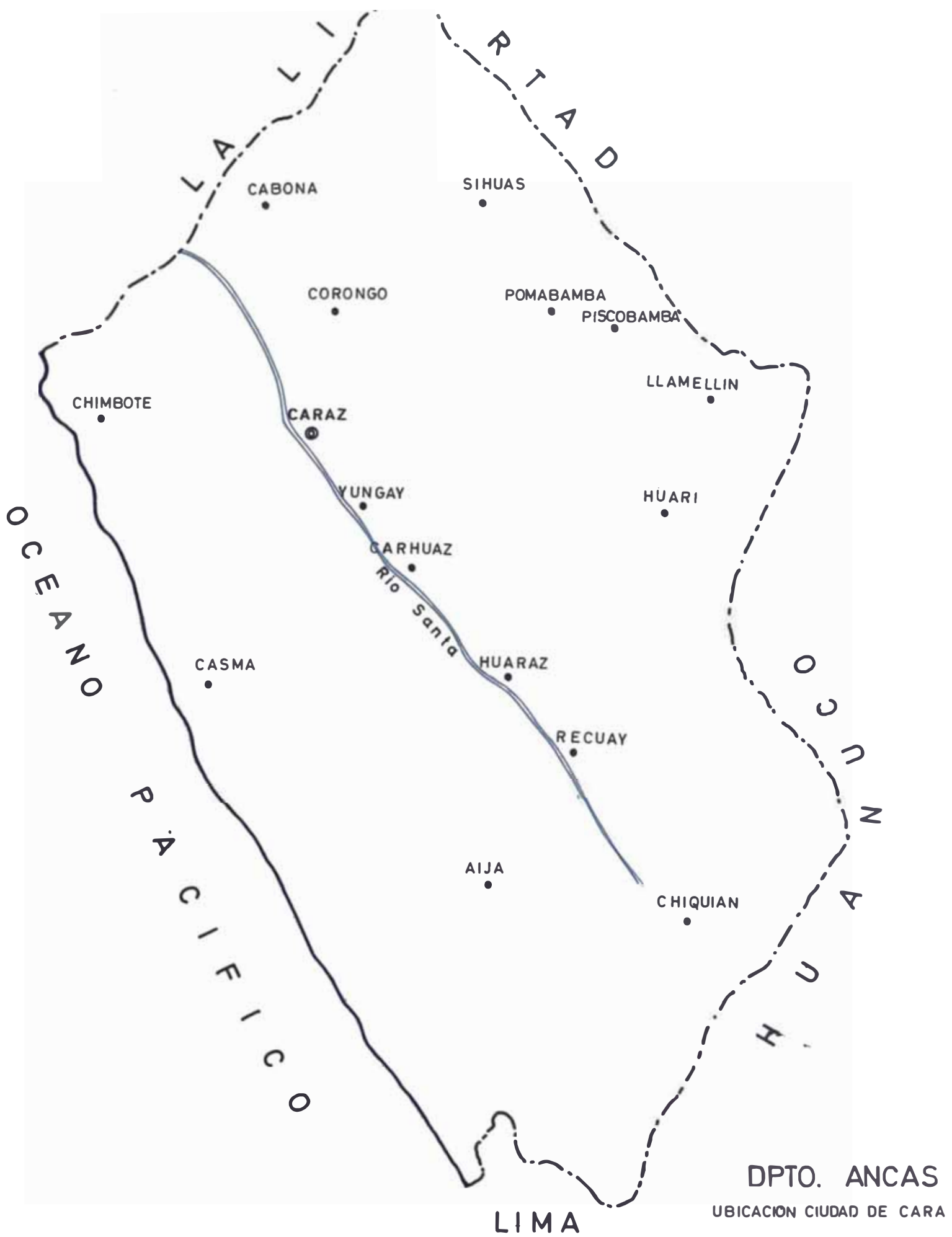
Su clima es seco y templado con 18°a 20°de temperatura media. Durante el día la insolación máxima es normal con fuerte evaporación y presión atmosférica. Las épocas de lluvias se presentan de Octubre a Mayo y la de estío de Junio a Setiembre.

El área que ocupa la ciudad, 48 Ha. aproximadamente, presenta una inclinación que baja de Norte a Sur con una pendiente media de 6.3% y máxima de 7%.



TESIS DE GRADO PERTENECIENTE  
AL EX-ALUMNO: OBLANDO TORANZO SILVA

MAPA DEL PERU  
DPTO. ANCASH - PROV. HUAYLAS - CIUDAD CARAZ



TESIS DE GRADO PERTENECIENTE

AL EX ALUMNO: Carlos Torres Silva

Está limitada hacia el Nor-Oeste por la Quebrada de Llullán, al Nor-Este por el Cerro San Juan, al Sur por el Río Santa y al Este por el antiguo Campo de Aterrizaje de San Miguel.

Se han iniciado los trabajos, que en un plazo de 2 años aproximadamente podrán asegurar el control de la Laguna de Parón, que amenaza a la ciudad por la Quebrada de Llullán.

El aluvión de 1970 que destruyó Yungay y Ranrahirca, avanzó por el cauce del Santa hasta Caraz, cubriendo una extensa área de cultivo (principalmente de naranjales); destruyó el tramo de la Carretera y el Aeropuerto y llegó hasta el límite Sur de la ciudad, en lo que se encuentra el Cementerio y el Estadio.

La ciudad presenta un trazado "a damero" en la zona central más antigua, con manzanas de 40 x 80 m. y se advierte un sentido rápido de la expansión urbana a lo largo de las principales vías de acceso, desde Carhuaz, Haylas, Huata y Pueblo Libre, que en el Area Urbana toman los nombres de Jr. Luzuriaga

Avda. Mariscal Cáceres, Jr. Daniel Villar, Avda. 20 de Enero y Jr. 28 de Julio.

Una vía perimétrica circunvalatoria conforma un anillo que interrelaciona las vías radiales entre sí, adoptando los nombres de Av. Minerva hacia el Norte y av. Ernesto - Sousa hacia el Sur. La sección transversal de las calles del área central, tiene un promedio de 4.50 m. por lo que los vehículos tienen dificultades para realizar las vueltas en las esquinas.

En 1947 la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, terminó los proyectos para el Servicio de Agua Potable y de Desagues en la ciudad de Cazar. La captación de agua, se efectúa en la margen izquierda del Lullán sobre el extremo Norte de la ciudad, el sistema de abastecimiento está constituido por un Desarenador, Línea de Conducción, tuberías Hume de 8" de diámetro con una longitud aproximada de 370 m., Planta de Tratamiento para 18 Lt/seg. y un Reservoirio con capacidad de 370 m<sup>3</sup> del cual parte la red de distribución con tubería de Fofó de 8", 6" y 4" de diámetro.

La captación, el desarenador y la línea de conducción, sufrieron serios daños ocasionados por el sismo de 1970, los que fueron inmediatamente reparados, aunque en forma provisional. En el resto del sistema no se registraron mayores daños. La red de desagües del proyecto de 1947 fué ampliada según un nuevo estudio realizado en 1967; está constituida por tuberías de 8" y 10" de diámetro y un emisor que descarga directamente al Río Santa.

El servicio eléctrico es atendido por Servicios Eléctricos Nacionales (S.E.N) Las redes en esta ciudad son ~~areas~~ <sup>areas</sup> tanto para la distribución primaria como para la secundaria (230 V. - 60 Hz). La red primaria (13.2 LV) es alimentada desde la línea de 66 KV. Huallanca—Huaraz a través de la Sub-Estación en Shingal y una línea de 13.2 LV con longitud aproximada de 3/4 km. La demanda máxima es del orden de 125 KW, mayormente para uso doméstico. S.E.N., ha previsto por concepto de "Rehabilitación Definitiva de Redes" la suma de 2'100,000.00 estimado como suficiente para poner en condiciones operativas las redes de distribución correspondiente.

Si tomamos como referencia el catastro elaborado por

CRYZA, en los últimos meses del año 1971 las visitas realizadas a la ciudad y los datos consignados en las memorias del Plan Regulador elaborado por la O.N.P.U. en 1955 se pueden señalar que las viviendas son de 1 ó 2 pisos (70% y 30% respectivamente) con cimientos y sobrecimientos de piedra con cal, muro de adobe y techos de madera con cobertura de tejas.

La técnica de construcción es deficiente y ya en el estudio mencionado de la O.N.P.U. en lo que se refiere al estado de la construcción sólo el 20% alcanza la calificación de Excelente y Bueno, considerándose al 80% restante como Regular, Malo y Ruinoso.

Resulta oportuno señalar que el último sismo dañó seriamente a un porcentaje similar de viviendas es decir al 80%. El Gobierno Alemán donó 500 unidades de vivienda de emergencia construídas en el sitio con material plástico y con una planta portátil que se encuentra ubicada hacia el Norte y Nor-Este de la ciudad. Se les denomina "Iglúes" por sus características. Los locales escolares sufrieron fuertes daños causados por el sismo. El Gobierno Inglés donó a Caraz, dos pabellones de aulas de paneles



pre-fabricados de aluminio y fibra de vidrio cuya construcción ha sido ya terminada por CRYRZA, en coordinación con el Ministerio de Educación.

El centro de la ciudad está constituido por la Plaza de Armas ó Plaza Bolívar, de 50 x 80 m. aproximadamente, la Municipalidad ubicada en el Jr. San Martín sobre el frente Oeste de la Plaza, la Catedral con frente al lado Norte, lo mismo que los antiguos locales de la Beneficiencia y de la Guardia Civil, Todos estos edificios resultaron afectados por el sismo. La mayoría de los organismos de gobierno, administración y servicio de la localidad ocupan locales alquilados e inadecuados. La zona comercial principal se extiende a lo largo de los Jirones San Martín y Sucre, desde la Plaza de Armas hasta la Avda. Minerva.

Debido a que el Hospital San Juan de Dios y el Dispensario Antivenereo ubicados en el Jr. José Gálvez resultaron totalmente destruidos, el Gobierno Alemán asumió la atención hospitalaria de la zona, instalando un Hospital de Emergencia en el Jr. Raymondi al lado de la Plaza de Toros. La cárcel cuyo local fué destruido, ocupa provisionalmente el del Parque Infantil

inmediato. El Cementerio al Sur de la ciudad sobre la Avda. Ernesto Sousa, ha quedado al borde del área cubierta por el último aluvión.

En lo que se refiere a áreas libres y recreación además de la Plaza de Armas, se debe mencionar a la Plazuela de Chiquinquirá sobre el Jr. Jorge Chávez y la Plaza San Martín en el Jr. D. Villar. El Estadio ubicado hacia el lado Sur que ha sido reacondicionado por CRYRZA. El Colegio 2 de Mayo que cuenta con canchas deportivas. La Plaza de Toros inhabilitada por los graves daños sufridos.

Debe indicarse que a pesar del desarrollo urbano compacto del Area Urbana Central, con escasas áreas libres, la gran extensión de terrenos sin construir comprendidos dentro de la vía perimétrica, confiere a la ciudad un carácter muy particular que se presenta así como rodeada por "Áreas Libres".

La ciudad está dividida en tres barrios: Arequipa que ocupa el Sector Central y Norte, Yanachaca al Oeste y La Esperanza hacia el Este. Según O.N.P.U. de 1955 "cada uno de estos barrios tiene su Junta Directiva encargada de velar por el adelan-

to sectorial, el bienestar social y la mejor celebración de las fiestas religiosas.

#### 1.1.1. ASPECTOS DEMOGRAFICOS

Según el último Censo de 1970 la población de Caraz llega a los 5,000 habitantes. La pirámide de edades muestra una población joven: el 40.4% se halla por debajo de los 15 años su composición corresponde a la situación típica de un país subdesarrollado, con altos índices de natalidad y mortalidad. La forma de la pirámide de edades de la ciudad de Caraz difiere en varios puntos de la establecida para la Región Norte. Así las barras que corresponden a los grupos de 0 a 15 años, son más cortas que los de la región. Lo mismo que la de los grupos de 20 a 39 - lo cual significaría mayor migración de los grupos en edad de trabajar y con mayor tasa de fecundidad.

A consecuencia del sismo del 31 de mayo se ha producido una fuerte migración hacia la ciudad. La composición por edad de estos migrantes muestra que gran proporción de ellos (45.42%)

se hallan entre 0 a 15 años de edad, lo mismo que en el grupo de 20 a 39 años (32.85%).

#### 1.1.2. ASPECTOS ECONOMICOS

##### Economía Local y Capacidad de Ahorro

Puede señalarse que las pérdidas ocasionadas por el sismo son económicamente significativas y que las posibilidades del ahorro local, no son suficientes para poder llevar a cabo por si solas la tarea de la reconstrucción. Es indudable que el Estado deberá emprender una política de créditos y de inversiones directas en infraestructura. Hay que indicar aquí que los múltiples organismos que trabajaron en la zona y entre ellos CRYRZA han provocado el aumento del costo de la mano de obra. Así, antes se abonaba S/. 29.00 de jornal a un peón y después del sismo estos jornales han subido a S/. 80.00.

##### Comercio

El comercio de la ciudad de Caraz se ha orientado fundamentalmente, según los productos a Huaraz, Chimbote y Lima.

Cerrada la vía Huallanca-Chimbote a raíz del sismo, el comercio ha sufrido variantes importantes en la ciudad de Caraz. Todo el comercio de Caraz se realiza ahora con Huaraz y Lima, por las vías de Pativilca y Casma. A esto habría que agregar que los costos de transporte subieron de 40 ctvs. a 1 sol; incidiendo esta alza en el costo de los productos.

### 1.1.3. CONCLUSIONES GENERALES

#### 1.1.3.1. Aspectos Físicos y Económicos de la Micro Región

La topografía de la Micro-Región es accidentada, formando estrechos valles característicos del esquema morfológico del Callejón.

La zona se encuentra amenazada por las lagunas sobre la Cordillera Blanca, especialmente la de Parón y por los aluviones que pueden llegar como el de 1970 por el cauce del Santa.

En 1970 el sistema vial fué seriamente dañado. El ferrocarril Huallanca-Chimbote quedó totalmente inhabilitado por lo que la comunicación con la Costa se realiz-a ahora por la vía Caraz-Huaraz Casma que ha sido mejorada. El aeropuerto resultó destruído.

La actividad económica preponderante es la agropecuaria, pero por la falta de información no se puede realizar un análisis detallado. Se ha restringido la comercialización de la papa, principal producto de la zona.

El aluvión arrasó una área de 1,000 Ha. que se dedicaba principalmente al cultivo de frutas. La situación general coincide con la que se ha señalado para todo el Callejón y requiere la intervención del Estado.

La Economía es básicamente de auto consumo y para el comercio local en la ciudad de Caraz. El excedente se comercializa en Huaraz .

La ciudad de Caraz ejerce predominio sobre los distritos de Huata, Pueblo Libre, Santa Cruz, Mato, Caraz y Pamaromas, los otros distritos de Huaylas, Huallanca y Yucramarca, corresponden más bien a la órbita de Chimbote.

1.1.3.2. Aspectos Físicos de la Ciudad de Caraz

La expansión de la ciudad se encuentra limitada hacia el Oeste, hasta que se asigne el control definitivo de la Laguna de Parón; hacia el Norte por el Cerro San Juan y hacia el Sur por la posibilidad de que nuevos aluviones afecten la zona. Las áreas hacia el Este, podrían aprovecharse para la expansión urbana.

En el "Casco Urbano" central, las calles son estrechas (4.50) y las manzanas también. En contraste, el área circundante inmediata presenta una densidad de construcción muy baja.

Los servicios públicos de agua, desagüe y electricidad han sido rehabilitados.

Casi la totalidad de la ciudad está construida con muros de adobe, con techos de madera y cobertura de tejas, soslayando la sismicidad de la zona.

1.1.3.3. Recursos Humanos en la Ciudad de Caraz

A pesar de la emigración, especialmente hacia la Cos-

ta , la población de Caraz ha llegado a 5,000 habitantes en 1970.

La organización socio-económica responde al modelo dual típico de subordinación de un grupo respecto a otro, lo que se manifiesta en lo económico, social, cultural y político. Como consecuencia del terremoto se ha producido la emigración de la población rural hacia la ciudad que mantiene en 5,000 habitantes el total de población urbana.

#### 1.1.3.4. Recursos Económicos de la Ciudad de Caraz

El nivel de ingresos y la capacidad de ahorro son muy bajos. Se precisa la ayuda del Estado para la rehabilitación de la ciudad, La población que ha inmigrado desde el campo, vive una economía de auto consumo y no se ha asimilado aún al sistema de vida Urbana y no tiene ninguna capacidad de pago. El índice de desempleo alcanza el 3.96%.



1.2. PLANO BASICO

Ha sido obtenido de los archivos de la Dirección General de Obras Sanitarias, donde figura con la clave: 14-A.P. Anc. VII-1 fué elaborado por el Ing. A. Viñas Tello en el año de 1943 y ampliado posteriormente el año de 1966 por el Ing. David Arriz P. En dicho plano y a escala 1: 2,000 se incluye, tanto planimetría como taquimetría, Esta última, adoptó como B.M. la cota media de la cúspide de la Iglesia Chiquinquirá proporcionado por el S.G.E. Según esta cota se insertó un B.M. en la pared lado Norte de la pileta en la Plaza de Armas correspondiendo a 2,373.96 m.s.n.m.

El plano confeccionado tiene curvas de nivel con equidistancias de 1.00 m. que lo hace idóneo y encierra un área Urbana Neta de 31.8 Ha. descontando las áreas libres. Este plano y su ampliación han servido de base para la confección del Plano Regulador de Caraz, aprobado por CRYRZA y del que nos ocupamos más adelante.

1.3. PLANO REGULADOR

Ha sido obtenido como consecuencia de un Plan Regulador

que una vez terminadas las labores de emergencia, de atención inmediata a la población damnificada, fué preciso formular, a efectos de lograr la "Rehabilitación Económica, Física y preferentemente Social del área". Un equipo polivalente estructuró el mismo. El Plano REgulador, así constituido, cubre un periodo de 20 años, es decir hasta 1990, y cumple los siguientes objetivos:

- a) Asegurar el desarrollo de la ciudad en forma ordenada ejecutando las obras necesarias en la debida oportunidad.
- b) Asegurar a las inversiones públicas y privadas.
- c) Fortalecer la cohesión social en la comunidad local que asumirá en forma colectiva, la responsabilidad de alcanzar los objetivos señalados en el Plan Regulador Para ello se adoptó un esquema de usos de la tierra y vías que configura el siguiente programa.

1.- vivienda

2.- Educación      T - 3                      10,000 m<sup>2</sup>

3.- Area Central

3.1.- Iglesia	1,200 m <sup>2</sup>
3.2.- Municipio	1,500 m <sup>2</sup>
3.3.- Centro Cívico	5,000 m <sup>2</sup>
3.4.- Parque	11,800 m <sup>2</sup>
3.5.- Comercio	6,000 m <sup>2</sup>
3.6.- Mercado	7,500 m <sup>2</sup>
3.7.- Ind. Servicio	5,000 m <sup>2</sup>
4.- Sub-Centros Locales 4 de 2,000 m <sup>2</sup>	8,000 m <sup>2</sup>
5.- Hospital	
6.- Areas Adicionales	
6.1.- Carcel	
6.2.- Camal	
6.3.- Cementerio	
7.- Industria	5,000 m <sup>2</sup>
8.- Comunidades	
8.1. Talleres	5,000 m <sup>2</sup>
8.2. Terminal	3,500 m <sup>2</sup>
8.3. Estación SErv.	5,000m <sup>2</sup>

9.- Areas Libres

9.1.- Campo Deportivo

9.2.- Parques

80,000 m<sup>2</sup>

Todo esto engloba la distribución para la población de Caraz, proyectada a 1990.

Es necesario señalar que la aplicación del Plano Regulador es un proceso continuo que demanda constantes evaluaciones y correcciones en función de los cambios ó aparición en nuevos factores determinantes.

1.4. SUPERFICIE URBANA-ZONIFICACION

Con el objeto de establecer las características de los usos que se señalan en el Plan de Usos y Vías a 1990 es necesario fijar las normas de c/u. de las zonas de la ciudad, en cuanto a densidades de población, coeficientes de edificación, características del lote, porcentaje de área libre y altura de edificación.

A este efecto, se ha tomado el Reglamento Nacional de

Construcciones como el documento fundamental, sobre el cual se basará la reglamentación. Conforme a lo dispuesto por el Título I, Capítulo III del Reglamento Nacional de Construcciones, los Planes Reguladores fijarán las características, para la zonificación de la ciudad según los siguientes usos:

I-III- 4	Zona Industrial Elemental 1 complementaria	I-1
I-III-5	Zona Vivienda Taller	I-1-B
I-III-13	Zona Comercio Vecinal (C.V.)	C.2
I-III-14	Zona Comercial Local (C.L.)	C.1
I-III-17	Zona Residencial de Baja Densidad	R2 y R1
I-III-18	Zona Pre-Urbana (P.U.)	
I-III-19	Zona Recreacional (Z.R.)	
I-III-20	Usos Especiales (O.U.)	
I-III-21	Zona para Servicios Públicos Complementarios (S.P.)	
I-III-22	Zona de REglamentación Especial (Z.R.E.)	
I-III-24	Zona Agrícola (A)	

En general los títulos del Reglamento Nacional de

Construcciones contienen normas que se aplicarán rigurosamente en los aspectos que conciernan a los problemas constructivos de la Edificación, de la Habilitación Urbana, de los Usos de la ciudad y siempre y cuando no se opongan al Plan Regulador y el presente Reglamento.

Los títulos son los siguientes:

Título II	Habilitación y Sub-División de Tierras
Título III	Requisitos Arquitectónicos y de ocupación
Título IV	Patrimonio Arquitectónico
Título V	Requisitos de Seguridad y Previsión de Siniestros
Título VI	Suelos y Cementaciones
Título VII	Requisitos de Materiales y procedimiento de Construcción.
Título VIII	Estructuras
Título IX	Instalaciones Eléctricas, Mecánicas y Especiales
Título X	Instalaciones Sanitarias
Título XI	Obras de Construcción del Estadio
Título XII	Anuncios

1.5. RESEÑA HISTORICA DE CARAZ

Caraz fué creado por la Administración de Bolívar en 1825; legitimado por la ley del 29 de Diciembre de 1856 y sancionada por la de 2 de Enero de 1857. Capital la ciudad de Caraz, por la Ley del 25 de Julio de 1857.

El título de Villa lo tiene por la ley de 3 de Junio de 1828 y la de ciudad por la de 16 de Abril de 1861. Es Capital de la Provincia de Huaylas.

La Provincia de Huaylas está situada al Norte del Departamento de Ancash. Esta provincia que tiene por capital la ciudad de Caraz, como todos los pueblos del mundo ha evolucionado a través del tiempo, experimentando una serie de transformaciones de carácter social, económico y cultural. Para conocer este proceso evolutivo haremos un resumen de su Pre-historia, Proto-historia e Historia.

PRE-HISTORIA

Al referirnos a esta época, tan oscura, nos remitire-

mos a la presencia de restos arqueológicos existentes en muchos puntos de la provincia. Estos restos, manifiestan con claridad el florecimiento alcanzado durante la civilización de aquella época.

En el Distrito de Caráz se encuentran:

Tumshukaico.- Morro artificial en cuyo interior hay un pasadizo con paredes y bóveda de grandes piedras labradas.

Inka Huaín.- Situada en la Campiña de Yanahuara, aparente templo de tipo Piramidal.

Shallan-Cotu Pequeña ruina cerca a Inka Huaín.

Las Chullpas de Huandoy, al pie del Nevado del mismo nombre.

Ruinas de Parón, cerca a las Chullpas y en dirección Norte.

En los demás distritos se encuentran restos no menos importantes, cuya relación omitiremos por razones obvias.



En la Escultura, los antiguos huaylinos prosperaron poco.

Existen solamente algunos monolitos.

En la Cerámica se puede notar que esta manifestación artística ha tenido un proceso evolutivo, recibiendo una gran influencia de Chavín y Recuay.

#### PROTO-HISTORIA

Es la época de transición entre la pre-historia y la historia. Relata acontecimientos pasados mediante tradiciones, leyendas y mitos.

Así, el origen de la palabra Caráz, entre muchas opiniones, se supone que tomó su nombre de Karas; nombre de los habitantes de una civilización ecuatoriana, que se establecieron en estos lugares, cumpliendo el sistema incaico de los mitimaes y a quienes se les llamó Karascuna.

### Epoca Incaica

El Inka Pachacutec gracias al apoyo de su hermano el jefe Cápac Yupanqui, logró que los Huaylas se sometieran a su mandato, después de haber conquistado a los de Borbón, debiendo emplear medidas drásticas. Finalmente, cuando las divergencias entre los hermanos Huascar y Atahualpa, los Huayllash se alienaron al lado de Atahualpa.

### HISTORIA

Aquí los hechos realizados están respaldados por las escrituras y los gráficos del arte, como los petroglifos.

### Epoca de la Conquista

Fue durante el viaje de Hernando Pizarro al Adoratorio de Pachacamac el 6 de enero de 1533 con el fin de apresurar las remesas de oro y plata, que llegaron con fecha 16 de enero a Guayllamarca, situado en el actual distrito de Huaylas, siguiendo -

luego por Yungay, Carhuaz, Huaráz, Recuay, Pachacoto, Marca y Paramonga.

Francisco Pizarro al hacer su viaje de Cajamarca al Cuzco pasó por el Callejón de Huaylas, Después del asesinato de Francisco Pizarro, la encomienda de Huaylas fué concedido a su hija Francisca.

### Virreynato

Carlos V recogiendo datos concretos de los problemas fundamentales del Perú, estableció el Sistema Virreynal, motivado por las divergencias surgidas entre los conquistadores. Dentro de la organización política del Virreynato, existieron los Corregimientos. Gran parte de la actual Provincia de Huaylas, perteneció al Corregimiento de su nombre, cuya capital fué la ciudad de Huaráz.

Suprimidos los Corregimientos por Intendencias, el territorio del Virreynato quedó dividido en ocho intendencias.

Es así como los Corregimientos de Huaylas y Conchucos, pasaron a formar parte de la Intendencia de Tarma, en tiempo del Virrey Agustín de Jaúrequi.

### Emancipación

En la lucha por la liberación del yugo español, las condiciones estratégicas del Callejón de Huaylas determinaron que el Libertador Don Simón Bolívar eligiera como centro de sus operaciones esta región, que sostuvo todo un ejercito.

### República

La Provincia de Huaylas, como parte integrante del entonces departamento de su nombre, alzó su bandera a favor de la Restauración el 17 de setiembre de 1838 y en contra de la Confederación Perú-Boliviana del General Santa Cruz.

Es así como en la Campaña del Ejército Unido Restaurador el día 20 de enero de 1839 tuvo lugar la batalla de Pan de

**Azúcar** cayendo derrotados los confederados con el consiguiente eclipse de los ideales de Santa Cruz. El sector de Punyón, donde está el Cerro Pan de Azúcar pertenecía entonces a la Provincia de Huaylas, siendo hoy Jurisdicción de la Provincia de Yungay. La Batalla de Pan de Azúcar, se conoce también con el nombre de Batalla de Ancash.

Posteriormente en la Guerra con Chile(1883) durante la Campaña de la Breña, fué escenario de los audacias de Don Andrés Avelino Cáceres.

El año de 1885, como protesta de una masa esclavizada y explotada fue escenario de la sangrienta revolución de Atusparia cacique de Marión. Se considera a Atusparia, un precursor de la justicia social. En los años siguientes, con mayor o menor intensidad, Huaylas, ha sido testigo, de las pugnas entre Caceristas y Pierolistas(1894-1895); Revolución de Luis M. Sánchez Cerro(1930) y Revolución Aprista (1932).

Recientemente y como consecuencia del catastrófico

terremoto del 31 de Mayo de 1970, Caráz sufrió cuantiosos daños materiales e innumerables pérdidas de vidas humanas, determinando que conjuntamente con otros pueblos de la región fuera declarado zona en Emergencia. Es así que el Gobierno Revolucionario de la Fuerza Armada dispuso una gama de medidas para lograr la Rehabilitación y Reconstrucción de la zona afectada, la que se estima ha de demandar ingentes cantidades de dinero y muchos años de esfuerzo.

## C A P I T U L O    I I

### ESTUDIO GENERAL DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Como una necesidad inmediata de la Ciudad de Caráz que siendo capital de provincia y ubicada en el Callejón de Huaylas contaba con un servicio de agua, muy deficiente en calidad y cantidad, el Ex-Ministerio de Fomento y Obras Públicas por medio de la entonces Sub-Dirección de Obras Sanitarias, elaboró el Proyecto para la instalación de los Servicios de Agua Potable y Desague, el mismo que se concluyó el 17 de octubre de 1947.

Dicho proyecto comprendía: Obras de captación, consistente en toma directa sobre el Río Llullán; línea de conducción con tubería de concreto reforzada tipo "Hume" Planta de Tratamiento completa con esterilización final con cloro y reservorio de Agua Filtrada que al mismo tiempo sirve de regulador del consumo; Red de Distribución con tubería de f. fdo. extendida a lo

de las principales calles de la población.

En consecuencia, ~~hata~~ el día del sismo la ciudad contaba con el Sistema de Abastecimiento fruto del Proyecto anteriormente expuesto y que se describe a continuación:

## 2.1. CAPTACION

### 2.1.1. El Río Llullán.- Capítulo IV-Recursos Acuiferos

#### 2.1.2. Desarenador

Las aguas del Río Llullán se utilizaron como fuente de abastecimiento, por ser de régimen constante y formado por los deshielos de la Laguna Parón que descienden de la Cordillera Blanca; su caudal máximo es de  $6 \text{ m}^3$  y el mínimo de  $2 \text{ m}^3$  La diferencia de niveles en máximo y mínimo no es mayor de 0.40 m.



Estas aguas se captaron mediante toma directa situada en la margen izquierda del mencionado río. La toma consistió en un muro de concreto ciclópeo, que sirvió de defensa a la bocatoma. Tenía 16 m. de largo con alas de 1.50 m. que penetran a 45° en el terreno. Altura de 1.20 del fondo del lecho a la coronación.

Para asegurar un tirante de agua mínimo en tiempo de estiaje existió un barraje transversal de piedra seca de 0.40 m. La bocatoma constaba de una rejilla y de una compuerta.

La rejilla era de 0.30 x 0.80 m. con platinas de 4" de ancho y 3/16" de espesor.

La compuerta de fierro de 0.35 m. de ancho por 0.40m de alto de 1/2" de espesor.

De la bocatoma salía un canal de conducción al desarenador de 18.00 m.l. de largo y de 0.30 x 0.30 de sección útil, paredes y piso de albañilería de piedra y concreto. Pendiente

0.5% . El canal descargaba en la caja desarenadora de 4.00 m. de largo y 1.80 m. de ancho con un tirante de 2.00 m. y altura total de 2.60 m.

Desague mediante tubería de concreto "Hume" diámetro 6" controlado por una válvula de fondo. El rebose y desague descargaban al Río Llullán.

Las cotas de estas obras correspondían a:

Cota fondo del río	2,354.00
Cota nivel de agua	2,354.40
Cota fondo de canal de la compuerta	2,354.10
Cota coronación muro transversal	2,354.40
Cota entrada de agua al desarenador	2,354.01
Cota piso desarenador	2,352.01
Cota tubería de salida población (Parte Superior)	2,354.00

Toda esta parte del Sistema de Abastecimiento, quedó destruído por efecto del sismo y el posterior aluvión que bajó por la Quebrada del Río Llullán.

2.2. LINEA DE CONDUCCION- Plano No. 7

Constituido por 377.50 ml. de tubería de concreto "Hume" de 8" con un total de 2 válvulas de purga y una válvula de aire. La línea de gradiente; 23.8% que con diámetro 8" daba 48 lt/seg. A raíz del sismo y posterior aluvión, quedó afectada en su totalidad, lo que agregado a su antigüedad (20 años) la imposibilitó de seguir funcionando.

2.3. PLANTA DE TRATAMIENTO Planos No. 8, 9, 10 y 11

No sufrió daños de consideración como consecuencia del sismo del 31 de mayo; en consecuencia la unidad será ampliada y mejorada.

2.3.1. CAMARA DE MEZCLA- Plano No. 8-9-10-11

La tubería de conducción descarga en una caja pequeña, donde se mezcla el agua con el coagulante en solución, pasando la mezcla al Tanque de Mezcla y Flocculación. Cuatro metros antes de la descarga de la línea de conducción, parte una tube-

ría de fondo de 1", que conduce agua al tanque donde se prepara y almacena la solución del coagulante. Como el tanque de solución está más elevado que el nivel de descarga de la tubería, es necesario cerrar la válvula de entrada a la Planta para proceder al llenado del tanque de solución.

El tanque de solución destinado a la preparación y almacenamiento de la solución del coagulante, consta de 2 unidades de 1.60 x 1.60 m. y 1.10 m. de altura. La capacidad de cada unidad es de 2,400 lts.

El peso de la solución empleada es de 2 kg/minuto. Teniendo el tanque una capacidad de 2,400 lts., alcanza para 20 horas de almacenamiento.

El Sulfato de Alúmina se ingresa en una cantidad de 55 gr/m<sup>3</sup>. La concentración de la solución es igual al 3% en peso. Cada compartimiento tiene un mecanismo mezclador para hacer la solución, formando por una hélice de bronce de 0.90 m. de largo con paletas inclinadas a 45° Eje vertical de acero de 0.02 m de diámetro y 1.00 m. de largo y manivelas standard.

El ~~compartimiento~~ para depósito de sales de 0.40 x 0.40 m. x 1.60 m. de madera. La alimentación de agua para hacer la solución es mediante tubería de f. gdo. de 1" derivada de la línea de Conducción. Antes del ingreso al tanque de solución; existen válvulas reguladoras. El pulverizador de agua es de tubería de bronce y diámetro 1" con doble hilera de orificios de diámetro 1 mm. separados entre hileras de 5 mm.

La salida del tanque de solución y el desague es de tubería de bronce de diámetro 1" con válvula de control. La tubería de bronce que sale del tanque de solución, termina en el Dosificador el cual está colocado sobre una caseta con 2 ~~compartimientos~~. En el superior está instalado el dosificador y el inferior sirve de caja de recolección donde descarga la línea de conducción y la solución de coagulante, ya dosificada.

El ~~compartimiento~~ para el dosificador es de 1.30 x 1.30 x 0.60 m. El ~~compartimiento~~ del dosificador tiene su respectiva puerta y ventana.

El dosificador va colocado sobre el piso intermedio. Es del tipo de aplicación de solución con orificios, regulable

y válvula de ingreso de altura de agua constante regulado por un flotador marca "Infilco" tipo M.C.D. con capacidad entre 0.16 a 5 galones de solución por minuto, la que permite una dosificación de 0.6 a 18.75 kg/min. de coagulante de solución y con una concentración de 3% en peso, una dosificación de 18.560 gr/m<sup>3</sup> de agua, o sea para turbidez entre 20 y más de 2,000.

2.3.2. FLOCULADOR- Plano No. 8 y 10

Es rectangular de dimensiones interiores 15.20 x 5.40 m. Tabiques de ladrillo de canto de 0.10 m. de espesor. Se considera del tipo "Baffles", con escurrimiento del agua, alrededor de los baffles extremos. La velocidad de circulación ha sido calculada ~~para~~ 0.20 m/seg. El período de mezcla y floculación 20 minutos. Los tabiques están espaciados entre caras 0.20 m.

El número total de Baffles es 50, y el ancho de c/u.

Baffle 4.80 m. y la distancia entre extremo de Baffles y pared 0.60 m. La altura de los Baffles varía de 0.60 m. en la cabecera a 0.78 m., junto al vertedero de rebose, La diferencia de 0.18 m. corresponde a la pérdida de carga total y al desnivel del fondo entre el Baffle superior y el Baffle inferior. Terminado el recorrido del agua, pasa por un rebose a todo lo largo del tanque a un canal que conduce el agua a los tanques de sedimentación.

### 2.3.3 SEDIMENTADORES.- Plano No. 8,9 y 10

Son 2 unidades con una capacidad de  $257 \text{ m}^3$  c/u, correspondientes al volumen de agua por tratar en cada período de 4 horas. La sección transversal es de 6.40 m. de ancho por 2.50 m. de altura y longitud de 16 m.

Han sido diseñados para sedimentar el 75% de partículas de peso específico  $2.65 \text{ gr/m}^3$ , que corresponden a la arena y a materias de origen inorgánico y un diámetro de 0.02 mm. que

que corresponde al cieno. El valor hidráulico de sedimentación de las partículas de las características anteriores es de 0.72 mm/seg.

La longitud del ~~tanque~~ ha sido obtenida considerando una velocidad de escurrimiento de 0.065 m/min. y el periodo de retención considerado se ha evaluado a base del valor hidráulico de sedimentación y de la profundidad de 2.50, adoptado para el diseño del tanque; el piso tiene una pendiente de 1% hacia el eje longitudinal y 0.5% hacia la tolva de acumulación de sedimento. En el fondo de la tolva está el desague controlado por válvulas de fondo de 8", accionada por un mecanismo de manivel situado sobre una plataforma de concreto armado de 0.50 m. de ancho y largo equivalente al ancho del tanque. Ambos tanques están dispuestos en tal forma que el agua proveniente del floculador, puede escurrir a cualquier sedimentador en forma independiente.

la alimentación a los sedimentadores es por vertederos situados a todo lo ancho de sus cabeceras, mediante canales



de 0.30 x 0.15 m. construídos en la coronación de los muros. El acceso del agua se controla por medio de 2 compuertas deslizantes.

El desague de los sedimentadoras, mediante tubería de concreto de diámetro 8", descarga en un buzón standard. El rebose se hace mediante tubería de f. fdo. de 8".

2.3.4. FILTROS- Plano No. 8-9-10 y 11

Están ubicados al lado de los sedimentadores, teniendo común un muro longitudinal. Su funcionamiento es completamente independiente, pudiendo trabajar cada filtro con cualquiera de los 2 sedimentadores.

La alimentación es mediante vertederos que se extienden a todo lo ancho de los filtros. La conducción de los sedimentadores a los filtros se hace mediante la coronación de los muros. Para obtener la entrada de agua existen dos compuertas simi-

lares a las de los sedimentadores.

El sistema de filtros empleado es el de "Filtros Lentos", por su sistema sencillo y no requerir para su funcionamiento de personal especializado. El rendimiento de filtración ó rata de filtración considerado es de  $4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ .

La sección de cada unidad es de  $12.00 \times 16.00$  con una altura útil de  $2.50 \text{ m}$ . y una altura de agua de  $1.30 \text{ m}$ .

El área por unidad ha sido obtenida considerando que el caudal diario requerido es de  $1,540 \text{ m}^3$ , que da un área total de  $385 \text{ m}^2$  y que repartido en dos unidades dá un área por unidad de  $192.5 \text{ m}^2$

Un muro longitudinal es común al sedimentador y el otro muro longitudinal es en parte común con uno de los muros del reservorio.

El lecho filtrante tiene la siguiente composición:

a) Capa de arena de 0.70 m. de espesor, grano de T.E . entre 0.25 y 0.35 mm. C.U. 3 y un porcentaje de carbonato de calcio y magnesio no mayor de 25%.

b) Capa de grava de 0.50 m. de espesor total, descompuesto en la siguiente forma:

Grava de 3/16" a 3/8" de 0.05 de espesor

Grava de 3/8" a 3/4" de 0.05 m. de espesor

Grava de 3/4" a 2" de 0.15 m. de espesor

Grava de 2" de 0.25 m. de espesor

La última capa es la que sirve de acompañamiento al dren principal y a los secundarios.

c) El sistema de drenaje está constituido por un dren principal de 12" de tubería de concreto "Hume" y drenes laterales de tubería de concreto simple de 6", con uniones no calafateadas . Cada lateral tiene una longitud de 4.80 m. con espaciamiento entre ejes de 2.00 m. y descarga en el tubo madre, cuyas uniones sí son calafateadas.

Cada filtro tiene una cámara de salida, donde desemboca el tubo madre. Esta cámara está dentro de la casa de válvulas y es de 2.00 x 1.50 y altura igual a la del filtro. De c/u cámara sale la tubería de agua filtrada, que tiene para control de gastos una válvula de compuerta de  $\emptyset$  8". Cada cámara tiene en su techo una entrada para inspección.

La pérdida de carga, en el lecho filtrante, drenes principales y secundarios es de 0.06 m. según diseño. Igualmente la pérdida de carga máxima es de 1.20 Cuando la pérdida de carga alcanza este último valor, es necesario proceder a la limpieza de los filtros.

#### 2.4. ALMACENAMIENTO Plano No. 8-9-10

Consta de un reservorio de cabecera, ubicado al costado de uno de los filtros. Sus dimensiones son: 12.00 x 12.00 x 2.70 m. de tirante total de agua y 2.60 m. de tirante útil. Tiene una capacidad de 370 m<sup>3</sup> y en su dimensionamiento se consideró un consumo medio de 200 Lt/hab/día y capacidad equivalente a 8 horas de consumo medio.

La caseta de válvulas está ubicada a un costado del reservorio y tiene un muro común con dicha estructura y un muro común con el filtro. Sus dimensiones interiores son: 5.65 x 5.65 m. y allí se consideran las cámaras húmedas de presión para filtros.

En la caseta de válvulas existen 2 válvulas de compuerta de 8" para el control del agua que sale de los filtros; una válvula de 8" para el pase directo de los filtros a la población; una válvula de control de salida de agua del reservorio a la población; una válvula de 8" para la obturación del desagüe. Existe también una tubería de rebose, que saliendo del nivel superior del agua en el reservorio, empalme a la tubería de desagües, después de la válvula respectiva. La válvula de desagüe se encuentra en una pequeña caja, a 1.00 m. de profundidad bajo el nivel del piso de la Caseta de Válvulas.

Los niveles en la Planta de Tratamiento son los siguientes:

Nivel del agua a la entrada al mezclador	43.60 m.
--	----------

Nivel del agua a la salida del mezclador	43.42 m
Nivel del agua a la entrada de sedimentadores	43.40 m.
Nivel del agua a la salida de sedimentadores	43.38 m.
Nivel del agua en los filtros	43.36 m.
Nivel de superficie del agua en reservorio	42.16 m.
Nivel de fondo tubería salida de reservorio	39.56 m.

En consecuencia, la pérdida de carta total en la planta es de 1.44 m. La cota mínima en el reservorio, para los efectos del cálculo de presiones en la red es de 39.56 m.s.n.m.

Como etapa final, se efectúa una esterilización por medio del cloro, el cual se aplica en forma de gas. La cantidad de cloro por aplicar varía de 0.308 a 3.08 lb/día, considerando la capacidad 1,540 m<sup>3</sup> de la planta y tomando una dosificación de 0.2 a 2 lbs. de cloro por 1,000 m<sup>3</sup>. El equipo escogido consta de 2 unidades con una capacidad máxima de 10 lbs/día.

2.5. LINEA DE ADUCCION- Plano No. 12

Son 190 m.l. de tubería Ø 8" f. fdo. tendida desde el

reservorio ~~hata~~ el ingreso a la ciudad.

2.6. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA RED DE DISTRIBUCION

En el mes de febrero de 1972, el suscrito ejecutó el replanteo de la red existente de Agua Potable, lo que permitió confeccionar el plano respectivo.

2.6.1. Redes - Plano No. 11-A

Los diámetros de las tuberías varían de 8" a 4" todos de f. fdo. y unión espiga-campana en buen estado. La presión mínima útil es de 7.00 m. en la cabecera de la población, aumentando rápidamente hacia abajo, ya que la localidad tiene fuerte declive hacia el Río Santa. La presión máxima es de 75 m. en la parte más baja de la población. En general las tuberías están instaladas en los 3 jirones principales: "Grau", "Scure", "San Martín" y en casi todas las transversales entre dichos 3 jirones. Corresponde a  $\varnothing$  8" - 92 ml; a  $\varnothing$  6" 240 y a  $\varnothing$  4" 5309 ml. En total son 5,641 ml de tubería instalada.

2.6.2. VALVULAS

Están ubicadas en forma que permiten el cierre de circuitos para facilitar las reparaciones en caso necesario. Son del tipo de compuerta y su operación se efectúa mediante un dado. Están protegidos por la caja respectiva que incluye una tapa de f. fdo. Standard.

Su computo arroja: 1 de  $\emptyset$  8"

2 de  $\emptyset$  6"

46 de  $\emptyset/4$ "

2.6.3. GRIFOS

Están distribuidos en forma que permiten combatir un siniestro con una longitud de manguera de + 200 m. Son del tipo denominado "A flor de tierra" y constan de su caja respectiva y tapa, siendo su operación mediante el dado correspondiente.

Su computo arrojó: 12 grifos.



2.6.4. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las conexiones son instaladas por la Administración del Agua Potable de Caráz y el costo es abonado tanto en agua como en desague, por el consumidor. Todo nuevo servicio ~~es~~ conecta con medidor. En la fecha el número de conexiones domiciliarias instaladas y en funcionamiento es de: 446

2.6.5. PILETAS PUBLICAS

Han sido clausuradas en su totalidad. Inmediatamente después del sismo, se instalaron 12, que originaron problemas por el mal uso y desperdicio.

2.7. ASPECTOS TECNICOS

2.7.1. CAPACIDAD DEL SISTEMA

El gasto actual de agua potable de Caráz no ha podi-

do ser medido directamente, por cuanto la Administración del Servicio de Agua Potable no poseía datos estadísticos sobre las variaciones horarias de consumo, y carecía de un medidor a la salida del reservorio.

Recurriendo a la Memoria Descriptiva del Sistema Existente, encontramos que, fué proyectado en 1947, para un período de servicio de 25 años. La dotación promedio asumida fué de 200 lts/hab/día y un máximo horario, doble del promedio o sea 400 lts/hab/día, para una población de diseño de 5,500 hab, que arrojó un total de 25.4 lts/seg.

La capacidad de la Planta de Tratamiento se obtuvo considerando como consumo máximo diario, 40 % más que el consumo promedio, o sea 280 lts/hab/día, que para la población de diseño arroja un total de 17.8 lts/seg.

Haciendo un análisis comparativo con la actualidad encontramos lo siguiente: El año 1972 culmina el período de diseño considerado, siendo la población actual de 5,240 habits, según los estudios demográficos y Censos llevados a efecto por

la comisión del Plan Regulador. Además, conforme a las "Normas para proyectos de Agua Potable y Alcantarillado" aprobadas por R.S. e incluidas en el Reglamento Nacional de Construcciones, Anexo N. 3 Título II, encontramos, que, la dotación que corresponde a una ciudad como Caráz (Población entre 2,000 y 10,000 habitantes- Clima templado y cálido) es de 150 lts/hab/día

Igualmente conforme a las Normas el coeficiente para variaciones de consumo en el máximo horario es de 2.5 y en el máximo diario elegimos como en el anterior proyecto 1.4 ya que el Reglamento lo permite. Así tenemos entonces para el Gasto máximo horario:  $150 \times 2.5 = 375 \text{ lt/hab/día}$ , que para una población actual de 5,240 habitantes arroja un total de:  $22.7 \text{ lts/seg}$ .

Para el Gasto Máximo Diario:  $150 \times 1.4 = 210 \text{ lt/hab/día}$ , que para una población actual de 5,240 habitantes arroja un total de:  $12.7 \text{ lts/seg}$ .

En consecuencia, en el sistema actual la Planta de Tratamiento estaría capacitada Para continuar prestando servicio, (capacidad de Planta de Tratamiento:  $17.8 \text{ lts/seg}$ . aproximadamen-

te 18 lts/seg) a una población futura de 7,400 habitantes, que según la Proyección demográfica del Plan Regulador se alcanzaría en 1985.

Debe anotarse que en el análisis anterior se ha omitido los siguientes factores:

- Vida útil de las estructuras y equipos componentes
- El área de servicio ó área de diseño y las margenes de ganancia calculadas para cambios en la densidad de población, de las zonas: Residencial ,Comercial e Industrial.

En el siguiente cuadro se aprecia rangos de vida útil de las estructuras que aplicaremos al presente caso.

Tomas de agua	30 a 50 años
Casos de bombeo	20 a 40 años
Líneas de conducción	20 a 40 años
Floculadores, decantadores y filtros	15 a 25 años
Dosificadores	10 a 20 años

Clorinadores	20 a 30 años
Red de distribución	10 a 25 años
Conductos de aducción	25 a 50 años
Reservorios	15 a 20 años

En el mismo sistema actual, la Red de Distribución consta de 5,641 m. de tubería instalada, de los cuales el 94% corresponde a tubería de  $\varnothing$  4" f'fdo. unión espiga-campana en buen estado, tendida principalmente a lo largo de 3 jirones y que en la ciudad expandida según el Plano Regulador hasta 1990 no alcanzaría a cubrir el abastecimiento de las calles aledañas y mucho menos las zonas de expansión prefijadas.

El área de servicio y las márgenes de tolerancia para cambios en la densidad de población de las zonas: Residencial, Comercial e Industrial, deberán ser registradas conforme a lo prefijado en el Plano Regulador, ampliándose en consecuencia la red existente y con ello la capacidad del Sistema, a efectos cubrir el período de diseño hasta 1990.

2.7.2. CALIDAD DEL AGUA

Para establecerlo nos remitimos al muestreo efectuado en el Río Lullán y su posterior análisis en los Laboratorios de la U.N.I. (Ver cuadro No. 2). Lo comparamos con las siguientes Normas de Potabilidad extraídas del Manual para Proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Potables, una publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Mayor de San Andrés-Bolivia cuyo autor es el Ing. Waldo Peñaranda- Cuadro No. 1.

CUADRO No 1.

## NORMAS DE POTABILIDAD

CARACTERISTICAS	VALORES ADMISIBLES (gr/m <sup>3</sup> )	VALORES TOLERABLES (gr/m <sup>3</sup> )	VALORES EXCESIVOS (gr/m <sup>3</sup> )
<u>1.- Físicas</u>			
Olor	Inobjetable	---	---
Sabor	Inobjetable		
Color (Escala-Cobalto)	5	20	50
Turbidez	5	10	25
<u>2.- Químicas</u>			
Manganeso	0.10	0.1	0.5
Plomo	0.01	0.1	0.1



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

AV. TUPAC AMARU S/N. APARTADO 1301 - TELEFONO 28-3090 - CABLES: UNI - LIMA - PERU

DEPARTAMENTO ACADEMICO DE SANEAMIENTO

Ret. 052.f.Q.71

RESULTADOS DEL ANALISIS FISICO QUIMICO DE LA MUESTRA DE AGUA DE HUARAZ, ENVIADA POR EL MINISTERIO DE VIVIENDA, DIRECCION DE OBRAS SANITARIAS, DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS, EL DIA

1° de JULIO DE 1971

pH a 17°C	7.2
Cólor	0.0 u $K_2PtCl_6$
Turbiedad	2.0 u Jackson
Alcalinidad de OH	0.0 mg/l como $CO_3Ca$
Alcalinidad de $CO_3$	0.0 mg/l como $CO_3Ca$
Alcalinidad de $HCO_3$	28.0 mg/l como $CO_3Ca$
Dureza Total (EDTA)	28.0 mg/l como $CO_3Ca$
Calcio	18.0 mg/l como $CO_3Ca$
Magnesio	10.0 mg/l como $CO_3Ca$
Manganeso	0.0 mg/l como Mn
Hierro	0.0 mg/l como Fe
Cloruros	0.0 mg/l como Cl
Sulfatos	0.0 mg/l como $SO_4$
Nitritos	0.01 mg/l como $NO_2$
Nitratos	4.4 mg/l como $NO_3$
Sólidos Totales	28.0 mg/l

(CONTINUA) →

Lima, 9 de Julio de 1971.



Ing. Enrique Jimeno Blasco  
Jefe a.i. de los Laboratorios de  
Bacteriología y Físico Química de  
Ingeniería Sanitaria

csg.

CUADRO N° 2



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

AV. TUPAC AMARU S/N. APARTADO 1301 - TELEFONO 28-3090 - CABLES: UNI - LIMA - PERU

DEPARTAMENTO ACADEMICO DE SANEAMIENTO

Ref. 051.l.Q.71

RESULTADOS DEL ANALISIS FISICO QUIMICO DE LA MUESTRA DE AGUA DE CARAZ, ENVIADA POR EL MINISTERIO DE VIVIENDA, DIRECCION DE OBRAS SANITARIAS, DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS EL DIA 1° DE JULIO DE 1971.

pH a 17°C	7.0
Color .	3.0 u $K_2PtCl_6$
Turbiedad	5.0 u Jackson
Alcalinidad de OH	0.0 mg/l como $CO_3Ca$
Alcalinidad de $CO_3$	0.0 mg/l como $CO_3Ca$
Alcalinidad de $HCO_3$	30.0 mg/l como $CO_3Ca$
Dureza Total (EDTA)	30.0 mg/l como $CO_3Ca$
Calcio	20.0 mg/l como $CO_3Ca$
Magnesio	10.0 mg/l como $CO_3Ca$
Manganeso	0.0 mg/l como Mn
Hierro	0.0 mg/l como Fe
Cloruros	0.0 mg/l como Cl
Sulfatos	0.0 mg/l como $SO_4$
Nitritos	0.01 mg/l como $NO_2$
Nitratos	4.4 mg/l como $NO_3$
Sólidos Totales	30.0 mg/l

Lima, 9 de Julio de 1971



Ing. Enrique Jimeno Blasco  
Jefe a.i. de los Laboratorios de  
Bacteriología y Físico Química  
de Ingeniería Sanitaria

csg.

CUADRO N° 2

### 3.- Bacteriológicas

N.M.P.- Coliformes 100 m.l. Tratadas: 90% tiempo inf. 1  
100% tiempo inf. 10  
Naturales: 90% tiempo inf. 10  
100% tiempo inf. 20

De la comparación, se establece que las muestras analizadas son de óptima calidad, por lo que su tratamiento no será alterado, conservándose el tratamiento actual, sobre todo en lo concerniente a la adición de cal para reducir la dureza.

## 2.8. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

### 2.8.1. ORGANIZACIÓN

La Administración del Servicio de Agua Potable y Desecho es una entidad que depende de la Dirección General de Obras Sanitarias. Esta última es una de las seis Direcciones Generales que componen el Ministerio de Vivienda.

Las oficinas están ubicadas en un edificio accesorio a la Planta de Tratamiento. El personal permanente de la Administración está constituido por los siguientes empleados.

- Un administrador, Jefe de la Oficina, que tiene a su cargo el control del personal y la responsabilidad por la buena marcha administrativa del servicio, el mantenimiento y conservación de las redes y equipos, y la explotación de los servicios.
- Un auxiliar de oficina
- Un capatáz encargado del servicio.
- Un guardían en la planta
- Eventualmente y por requerimientos del Servicio, puede contratarse personal obrero, previa aprobación Superior.

La parte contable se lleva directamente por la Contaduría de la Jefatura Zonal correspondiente.

#### 2.8.2. MANTENIMIENTO

De acuerdo a las informaciones obtenidas en la Direc-

ción de explotación, los gastos anuales de mantenimiento de la Administración ascienden a la cantidad de S/. 178,000.00 según el Presupuesto de 1972 y que incluye el pago de empleados y obreros.

### 2.8.3. TARIFAS

Las tarifas que rigen en la Administración de Agua Potable de Caráz han sido aprobadas por Resolución Ministerial No. 0529 del 27 de Marzo de 1972. Estas tarifas representan la cotización mensual y han sido divididas según el tipo de consumo en la forma siguiente:

Doméstico hasta los 20 m <sup>3</sup>	S/24.00
Doméstico, exceso de 15 m <sup>3</sup>	18.00
Doméstico, exceso hasta 40 m <sup>3</sup> a razón de S/. 1.20 c/m <sup>3</sup>	
Mantenimiento de Alcantarillado: S/. 0.50 m <sup>3</sup>	
Comercial hasta los 50 m <sup>3</sup>	S/. 90.00
Comercial, exceso de 30 m <sup>3</sup>	54.00

Comercial, exceso hasta 100 m<sup>3</sup> a razón de S/. 1.80 c/m<sup>3</sup>

Mantenimiento de Alcantarillado: S/. 0.50 m<sup>3</sup>

Industrial hasta los 100 m<sup>3</sup> S/. 250.00

Industrial , exceso de 60 m<sup>3</sup> 150.00

Industrial, exceso hasta 200 m<sup>3</sup> a razón de S/. 2.50 c/m<sup>3</sup>

Mantenimiento de Alcantarillado :S/. 0.50 m<sup>3</sup>

Para los consumos que superen el doble de las mínimas fijadas en las tarifas se establece un recargo por c/m<sup>3</sup> consumido según las siguiente escala:

Servicio Doméstico y Comercial S/. 0.50 m<sup>3</sup>

Servicio Industriales 0.80 m<sup>3</sup>

En el mes de Enero del pte. año (1974) se obtuvo el siguiente cuadro:

ORDEN N°	TIPO DE CONEXION	CANTIDAD	INGRESO BRUTO
1	Doméstico	412	6,347.70
2	Comercial	33	585.00
3	Industrial	1	---

Nota.- El número de conexiones considera únicamente a usuarios que cotizan.

C A P I T U L O    I I I

---

FACTORES BASICOS DEL DISEÑO

3.1.        ESTUDIO DE POBLACION Y DENSIDADES

Con el fin de asegurar el desarrollo futuro de la ciudad, realizar las obras de reconstrucción urbana proporcionar a la población actual el correspondiente equipamiento comunal: Escuelas, Centros Cívicos, Municipalidad, etc., y en general realizar las obras indispensables de infraestructura vial de servicios eléctricos y sanitarios, que sirven de base para que la comunidad sea capaz de llevar adelante los programas a mediano y largo plazo, se conformó una Comisión de Arquitectos, Ingenieros, Sociólogos y su correspondiente Asesoría Legal, para que ejecutará un Plan Regulador, el mismo que fué aprobado por CRYRZA.

En consecuencia, durante el desarrollo del presente trabajo seguiremos los lineamientos, recomendaciones y consideraciones normativas del futuro crecimiento de la ciudad de Caráz.

3.1.1. ASPECTOS GENERALES

La zona del Callejón de Huaylas ha estado poblada desde las épocas pre-incaica y aún se pueden observar ruinas importantes.

El Callejón de Huaylas, constituye una unidad geoeconómica cuyo centro es la ciudad de Huaráz. Los recursos de la zona son escasos y deficientemente explotados. Los más importantes son los agropecuarios y a largo plazo los mineros. Pueden considerarse recursos potenciales, la disponibilidad de fuerza eléctrica y el turismo.

Sus habitantes se han dedicado tradicionalmente a la actividades agropecuarias y en menor escala a las mineras, tratándose de encontrar en el turismo un recurso aprovechable.

La realidad económica y social por lo general no difiere sustancialmente de lo que existe en toda la sierra peruana. Sin embargo, si hubiera que señalar diferencias, éstas indicarían un sub-desarrollo más acentuado y menores potencialidades de de-

sarrollo.

El INP califica a la sub-región como de "Sobresaturación Poblacional" y el Plan Nacional alienta la emigración principalmente a los polos de desarrollo de la costa de la zona norte. Las razones se fijan en la fuerte concentración poblacional y la escasez de tierras que han provocado la difusión del minifundio como forma de explotación de la tierra, y además una tasa de sub-empleo del 3.96, evidenciando que ni los recursos de la región desarrollados a plenitud serían capaces de satisfacer adecuadamente.

Dentro del medio plazo, tendrá que producirse una fuerte emigración poblacional hacia las zonas de "Ventajas Comparativas" y de "Centros de Demanda" de la costa norte.

Empero, según recomendación expresa del Plan Regulador, la escasez de recursos y la sobre-saturación poblacional no deben tomarse como factores que impidan el proceso de Rehabilitación.



En el Cuadro No. 3, se indica la distribución y el crecimiento de la población de las provincias y sus capitales en la sub-región del Callejón de Huaylas desde 1930 hasta 1966 según datos censales.

CUADRO No. 3

## POBLACION DE LAS PROVINCIAS Y SUS CAPITALS

PROVINCIAS	POBLACION			CAPITAL DE LA PROVINCIA	ALTITUD m.s.n.m.	POBLACION (1961)
	1940	1961	1966			
Sub-Región HUARAZ						
Huaráz	68,294	72,381	84,880	Huaráz	3052	20,345
Huaylas	36,738	37,500	39,320	Caráz	2255	4,033
Carhuáz	25,646	28,159	30,412	Carhuáz	2633	2,175
Recuay	---	20,335	22,345	Recuay	3394	1,755
Yungay	29,543	35,289	39,308	Yungay	2537	3,543
Total:	161,221	193,664	216,265			

3.1.2. POBLACION Y DENSIDADES DE SATURACION

Según el último Censo de 1970, la población de Caráz

llega a los 5,000 habitantes. La pirámide de edades muestra una población joven. El 40.4% se halla por debajo de los 15 años de edad. Su composición es en este sentido similar a la de la República y la Región. Corresponde a la situación típica de un país sub-desarrollado con altos índices de natalidad y mortalidad.

La forma de la pirámide de edades de la ciudad de Carraz, difiere en varios puntos de la establecida por ORDEN para la región norte. Así las barras que corresponden a los grupos de 0-15 años son más cortas que las de la Región, lo mismo que la de los grupos de 20 a 39, lo cual podría significar una mayor migración de los grupos en edad de trabajar y con mayor tasa de fecundidad. Esto produciría un aparente envejecimiento de la población, que se refleja en la mayor proporción de habitantes en la edad de 65 y más, comparada con el grupo de la misma edad en la Región. A ello deben añadirse, las consecuencias de ciertos patrones urbanos de comportamiento que afectan tanto la natalidad como la mortalidad. La pirámide mostraría más acentuada esta imagen si no se tomaran en cuenta los habitantes con menos de 1 año

de residencia en la ciudad atribuida al sismo del 31 de mayo. La composición por edad de estos emigrantes muestra que gran proporción de ellos (45.42%) se hallan entre 0 y 15 años de edad, lo mismo que en el grupo de 20 a 39 años de edad (32.85%)

En conclusión, se ha establecido para la ciudad de Caráz las siguientes características poblacionales:

- A pesar de la emigración, especialmente hacia la costa, la población de Caráz ha llegado a 5,000 habitantes en 1970.
- Antes del sismo la población escolar era el 30% de la población total. Después del terremoto se observa una disminución del 5% aproximadamente.
- La organización socio-económica responde al modelo dual típico (consecuencia de estructuras tradicionales) de subordinación de un grupo respecto a otro, lo que se manifiesta en lo económico, social, cultural y político.
- Como consecuencia del terremoto se ha producido la emigración de población urbana (20%), pero también se advierte la inmigración de la población rural hacia la ciudad, que mantiene

en 5,000 habitantes el total de población urbana.

La tasa de crecimiento intercensal para la ciudad de Caráz en el período 1940-1961 fué de 1.5% anual, y en el período 1961-1970 de 2.4%. Se ha podido establecer que aun cuando la inmigración en el año del sismo, difiere significativamente del promedio de los años anteriores esta circunstancia no hace variar significativamente la última tasa de crecimiento intercensal.

El Plan Regulador ha dejado establecido, hipotéticamente, que la proyección del crecimiento de la población por quinquenios desde 1970 hasta 1990 será la siguiente:

1970	5,000 habitantes
1972	5,214 habitantes
1975	5,600 habitantes
1980	6,400 habitantes
1985	7,200 habitantes
1990	8,000 habitantes

Para el caso y como se aprecia se ha utilizado la fórmula  $P_2 = P_1 e^{rt}$  correspondiente al método exponencial en la que:

$P_2$  = Población proyectada

$P_1$  = Población base

e = Constante

r = Tasa de crecimiento

t = Tiempo

Las anteriormente citadas características deberán necesariamente conjugarse con el Area de Expansión de la ciudad y las limitaciones correspondientes.

En consecuencia y tal como se detallara en el acápite correspondiente a Características Físicas, la expansión de la ciudad se encuentra limitada hacia el oeste, hasta que se asigne el control definitivo de la Laguna Parón; hacia el norte por el Cerro de San Juan y hacia el sur por la posibilidad de que nuevos aluviones afecten la zona. Las áreas hacia el este, podrían aprovecharse para la expansión urbana.

Por las razones expuestas el Plan Regulador en definitiva estableció:

- Limitar el crecimiento de la ciudad en las zonas próximas a las afectadas por el aluvión de 1970 (Zona Sur) y a la Quebrada de Llullán (Zona oeste). El Cerro de San Juan limitará el crecimiento por el norte.

- Definición de las características de la zona urbana actual y de la de expansión (Zona este).

- Precauciones necesarias en relación a los trabajos de desagüe de la Laguna de Parón, disponiendo las medidas de seguridad para la población en las diferentes etapas de los trabajos (explosiones, desagües etc).

- Adopción de la siguiente distribución para la población de la ciudad de Caráz proyectada a 1990.

Area Urbana Actual (1970)	48 Ha.	a	100 Hab/Ha	4,800 hab.
Area de Expansión (Zona E)	30.5 Ha	a	100 Hab/Ha	3,050 hab.
Area de Uso restringido (Zona O y S)	23.3 Ha	a	15 Hab/Ha	150 hab
	101.8 Ha.	a	77 Hab/Ha	8,000 Hab.

- Esquema general de vías, debidamente clasificadas por categorías en vías inter-urbanas y vías urbanas principales y secundarias, así como las secciones transversales correspondientes. De esta manera el esquema vial de Caráz queda conformado de la siguiente manera:

a) Circunvalación exterior, cuyo tramo Norte se denomina Av. Minerva y el Sur Av. Ernesto Sousa que viene a constituir la vía inter-urbana Huaráz-Huaylas.

b) De este anillo se desprenden las vías que conducen a la zona de expansión del este y las que se dirigen a los ~~distritos~~ rurales de la microregión como el Jr. 28 de Julio y los caminos a Huata y Pueblo Libre.

c) Circunvalación interior, que está formada por la Av. Minerva al Norte, el Jr. Saénz Peña al oeste, Raymondi y José Villar al Sur y nueva avenida hacia el Oeste.

d) Dentro de este anillo se propone solamente la ampliación de los jirones Pumacahua, La Mar y un tramo de Santa Cruz (Desde Sucre hacia el Oeste). Cabe señalar que sólo la ampliación del primero y dos cuadras del segundo, afectarán a las construcciones existentes.

e) La inter-relación entre los dos anillos de circunvalación se realizará por las siguientes avenidas y jirones cuya ampliación se recomienda:  
Av. 20 de Enero, Av. La Merced, Jr. Daniel Villar, Av. Mariscal Cáceres, Jr. Sucre (Sólo desde la Plaza de Armas hacia el sur) y Jr. Luzuriaga (Sólo Raymondi hacia el S.E.).

- Los usos de la tierra y el equipamiento Urbano, cuyo programa general es el siguiente:

1- Vivienda

2.-Educación            T- 3                            10,000 m<sup>2</sup>



3.- Area Central

3.1. Iglesia	1,200 m <sup>2</sup>
3.2. Municipio	1,500 m <sup>2</sup>
3.3. Centro Cívico	5,000 m <sup>2</sup>
3.4. Parque	11,800 m <sup>2</sup>
3.5. Comercio	6,000 m <sup>2</sup>
3.6. Mercado	7,500 m <sup>2</sup>
3.7. Ind. Servicio	5,000 m <sup>2</sup>

4.- Sub-Centros Locales:

4 de 2.000m <sup>2</sup>	8,000 m <sup>2</sup>
--------------------------	----------------------

5.- Hospital	10,000 m <sup>2</sup>
--------------	-----------------------

6.- Areas Adicionales

6.1. Carcel

6.2. Canal

6.3. Cementerio

7.- Industria	5,000 m <sup>2</sup>
---------------	----------------------

8.- Comunicaciones

8.1. Talleres	5,000 m <sup>2</sup>
8.2. Terminal	3,500 m <sup>2</sup>
8.3. Estación de servicio	5,000 m <sup>2</sup>

9.- Areas Libres

9.1. Campo Deportivo	
9.2. Parques	80,000 m <sup>2</sup>

3.1.3. LIMITES DEL SERVICIO Y PERIODO DE DISEÑO

Los límites del servicio de Agua Potable, han sido fijados tomando como base la delimitación de las áreas de Expansión contempladas en el Plano Regulador

El período de diseño, que es el tiempo para el cual se hace la estimación de la población, depende además de factores tales como la Economía, los fondos disponibles, la vida probable de los materiales, que conforman el sistema y el criterio

del Proyectista. Como resultado del estudio analítico de la información recopilada, de observaciones directas y del intercambio de ideas con los pobladores de la localidad se ha llegado a la conclusión de que el total de las obras, deberá ejecutarse en el año 1990, es decir, cubrir un período de 15 años a partir de 1975.

### 3.2. CONSUMOS ACTUALES

#### 3.2.1. GENERALIDADES

La estimación del consumo actual de la población, así como las respectivas variaciones, no pudieron realizarse directamente, por carecer de los elementos de medición necesarios, en las tuberías de ingreso y salida de la planta y del correspondiente registro de niveles de agua en el Reservorio. También se carecía de registros estadísticos propios en la administración y la línea de conducción presentaba fallas en determinados tramos lo que obligó a su levantamiento y sustitución .

Considerando además que el servicio es anormal, debido al mal estado de las conexiones domiciliarias, falta de medidores y al estrangulamiento de algunas válvulas existentes en la red, por lo que cualquier resultado no presentaría una cifra real del consumo de la ciudad, se estimó conveniente ceñirse estrictamente a las recomendaciones que fijan las normas para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Anexo No. 3 del Reglamento Nacional de Construcciones.

Por tanto, estimándose la población actual (1970) en 5,000 habitantes y asumiendo que el 100% de la misma tiene servicios, el Gasto Promedio anual sería:

$$Q.P.A = \frac{D \times P}{86,400} = 8.7 \text{ lt/seg}$$

Donde: Q.P.A = Consumo ó Gasto Promedio Anual

D = 150 lt/Hab/día lo obtenemos de las Normas

P = Población

3.2.2. VARIACIONES DE CONSUMO

Sabemos que las variaciones de consumo se determinan teniendo en cuenta las costumbres y hábitos de la población, así como también, el clima del lugar. Las variaciones de consumo son: Anuales, mensuales, diarias y horarias, siendo las más importantes las dos últimas.

El porcentaje máximo que alcanza la variación diaria con respecto al consumo promedio anual llamado coeficiente de máxima variación diaria, viene expresado por la siguiente relación:

$$K_1 = \frac{\text{Consumo en el día de Máxima Demanda}}{\text{Consumo Medio Anual}}$$

Este valor  $K_1$  es variable, fluctuando según las normas entre: 1.2 y 1.5

Para fijación del valor a usar en el presente trabajo nos hemos basado en 2 Parámetros.

a) Las recomendaciones del Dr. Walter Castagnino.  
Consultor de la Oficina Sanitaria Panamericana.

b) El coeficiente de variación máxima diaria utilizada por el ingeniero proyectista primitivo del sistema existente.

Castagnino :                      Clima templado de 1.4 a 1.6

Ingeniero Proyectista: ..... 1.4

Adoptamos:  $K_1 = 1.4$

El coeficiente máximo horario está dado por la siguiente expresión:

$$K_2 = \frac{\text{Consumo Máximo Horario}}{\text{Consumo Promedio Diario}}$$

Este valor  $K_2$  ha sido fijado por las Normas en 2.5  
el mismo que repetaremos:

$$K_2 = 2.5$$

### 3.2.3. CONSUMO UNITARIO

El consumo unitario actual de 150 lt/Hab/día establecido por motivos explicados anteriormente, representa un valor cercano a la realidad.

Con relación al consumo futuro, se sabe que conforme se incrementa la población, el consumo unitario de agua, con servicio eficiente presenta también un aumento progresivo, debido al mejoramiento del nivel de vida, establecimiento de nuevas industrias, etc.

Este incremento servirá para fijar en definitivo nuestra dotación promedio futura de 150 lt/Hab/día, toda vez que la población proyectada a 1990, no excederá los 10,000 habitantes, que es el límite indicado por las Normas para la dotación elegida.

### 3.3. ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA FUTURA

Los suministros públicos se seleccionan preferentemente

cuando surten agua limpia, de buen gusto e indudablemente segura para fines culinarios y potables; cuando el agua es blanda para el lavado y cuando satisface las necesidades de calidad para la industria.

Conforme las ciudades han crecido el uso de agua se ha elevado y en Norte-América este crecimiento ha sido por lo común del orden de un décimo del porcentaje del aumento. En población, aumenta su consumo per-cápita en 5%.

En general la demanda de agua depende de la población y su variaciones de consumo: estando la población actual y futura íntimamente relacionada con las áreas urbanas actuales y las de desarrollo futuro.

### 3.3.1. CONSUMO PER-CAPITA

El valor recomendable para el consumo per-cápita, ha sido adoptado de las "Normas Vigentes" habiéndose fijado en 150



lt/Hab/día como dotación promedio futura, por carecer de información estadística, comprobada al respecto.

Por la razón anterior se ha modificado la dotación de 200 lt/Hab/día, en que se ejecutó el proyecto primitivo y que es motivo de la ampliación y rehabilitación presente. La dotación promedio de 150 lt/Hab/día adoptada de acuerdo a las Normas vigentes será para toda las zonas sin excepción, ya que debido a la importancia de la localidad no es recomendable adoptar diferentes dotaciones.

### 3.3.2. VARIACIONES DE CONSUMO

Considerando que los estudios de campo no hubieran aportado cifras realmente significativas, por las deficiencias que presenta el servicio existente, se adopta para el diseño las siguientes cifras, referidas al gasto promedio diario anual y que se han obtenido de las Normas Vigentes.

a) Promedio Diario Anual

100%

b) Promedio Anual de la Demanda Diaria	140%
c) Máximo Anual de la Demanda Horaria	250%

A

3.3.3. CONSUMOS TOTALES

Los consumos totales del presente estudio aparecen en el cuadro No. 4.

CUADRO NO. 4

CUADRO GENERAL DE VARIACIONES DE CONSUMOS					
etapas	poblacion	dotacion	Variaciones de consumo		
			promedio 100%	Mx día 140	Mx. H. 250%
actual					
1975	5600	150	9.72	13.60	24.30
Prim.Etapa	7200	150	12.50	17.50	31.20
Seg.Etapa					
1990	8000	150	14.00	19.40	34.70

3.3.4. DEMANDA CONTRA INCENDIOS

La cantidad de agua utilizada para la extinción de un siniestro, en relación al total del agua consumida durante el año, es prácticamente despreciable, pero las fuertes demandas ocasionadas para breves períodos de tiempo durante el incendio, influyen enormemente en el diseño de los sistemas de Distribución y Reservorios de Almacenamiento.

Existen fórmulas empíricas para calcular la demanda contra incendios, entre las cuales tenemos la dada por la National Board of Fire Underwriters

$$Q = 1,020 P (1 - 0,01\sqrt{P})$$

y en donde:

$$Q = \text{G.P.M.}$$

$$P = \text{Población en miles}$$

La Underwriters recomienda que el caudal debe ser suficiente para cubrir la demanda contra incendios y el Gasto Máximo diario, durante un mínimo de 4 horas para una población de 1,000 5 horas para 1,500; 6 horas para 2,000; 7 horas para 3,000 y 10 horas para más de 6,000 etc.

Establece igualmente que los Sistemas de Distribución serán diseñados de tal modo que sea posible encontrar el caudal de incendios en cualquier punto de zonas comerciales ó industriales de una ciudad, simultáneamente.

Para áreas residenciales, fijan el gasto de incendios ~~superficial~~ al carácter y congestión de las viviendas.

Pero para el caso de las poblaciones nacionales donde existe una gran diferencia en el material de construcción de las edificaciones, las anteriores recomendaciones resultan costosas por cuanto recargan exageradamente la capacidad del material de distribución y almacenamiento.

Considerando lo anteriormente expuesto, "Las Normas de Diseño" vigentes han establecido que "En poblaciones hasta de 10,000 habitantes no se considerará demanda contra incendios, salvo en casos especiales en que se justifique por localidad combustibles de los materiales de construcción, industrias inflamables etc"

Como en el presente caso no existen circunstancias ni justificaciones especiales, nos ceñiremos a lo prescrito en las "Normas de Diseño" y omitimos considerar Demanda Contra Incendio.

Sin embargo la Red, debe considerar grifos, etc.

3.3.5. ALMACENAMIENTO

Para los reservorios se considera únicamente volumen de regulación.

Se ha prescindido de capacidad para incendio conforme a lo establecido por las Normas e igualmente de la capacidad de reserva por estimar que la fuente es segura y la Línea de Conductión también, conforme a las obras de mejoramiento que el proyecto contempla, por lo que la alimentación será continua.

1 El volumen de regulación que se requiere para satisfacer las fluctuaciones de la demanda de consumo se determina me-

diante el diagrama masa correspondiente. Sin embargo, no ha sido posible considerar este procedimiento por las deficiencias del Servicio, habiéndose adoptado, en consecuencia, como capacidad de regulación el 25% del promedio anual de la demanda, que es lo establecido por las Normas.

Por tanto el volumen total considerado es de:

$$V_{1990} = \frac{8000 \times 150 \times 1}{1000} \times \frac{1}{4} = 300 \text{ m}^3$$

## C A P I T U L O    I V

---

### RECURSO ACUIFEROS

#### 4.1.     ASPECTOS GENERALES

Para solucionar el abastecimiento futuro de la ciudad de Caráz, se han estudiado todas las fuentes superficiales y subterráneas posibles, teniendo en cuenta los puntos de vista económicos y técnicos, aspectos esenciales en la elección de las fuentes de abastecimiento de una ciudad.

La disponibilidad de los recursos acuíferos para la ciudad de Caráz está ligada a la Cuenca Hidrográfica del Río Santa, la misma que ha sido analizada en relación a su utilización.

Así, el Río Llullán ha sido involucrado como perteneciente al sistema Hidrográfico del Río Santa, considerando además su curso como el desague natural de la denominada Laguna Parón.

Al respecto debemos mencionar que la información hidrológica correspondiente ha tenido como fuente a la Corporación Peruana del Santa, institución que cuenta a la fecha con 2 estaciones (aforo y pluviométrica) ubicados a la salida de la Laguna Parón, y en consecuencia, cabecera del Río Lullán. En la Lámina No. 3, se ubica la Cuenca Hidrológica mencionada relacionada a la ciudad de Caráz.

La extensión de la cuenca particular de curso del Río Lullán o sea la Quebrada es de  $39.8 \text{ km}^2$  y se aprecia en la Lámina No. 3 antes indicada.

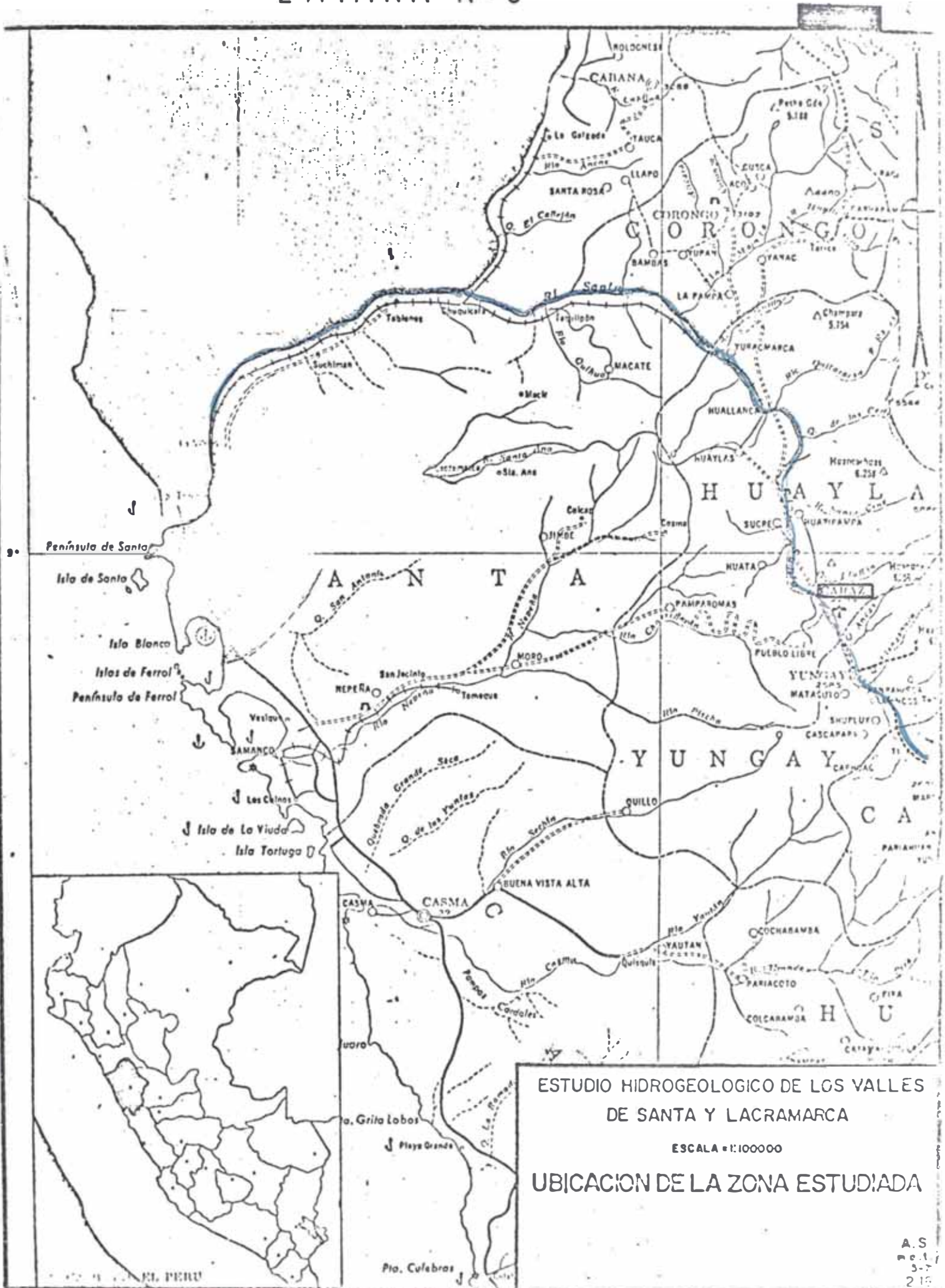
Los registros de la Estación de Aforo designada con el No. 7 están tabulados día por día complementándose los meses correspondientes y consecuentemente el año.

Se ha conseguido estadísticamente de 3 años: 1969, 1970, 1971 y parte de 1972, según se aprecia en el cuadro No. 5

#### 4.2. RECENSOS DE AGUAS SUPERFICIALES

Considerando la cuenca fluvial de  $39.8 \text{ km}^2$  formado por





ESTUDIO HIDROGEOLOGICO DE LOS VALLES DE SANTA Y LACRAMARCA

ESCALA = 1:100000

UBICACION DE LA ZONA ESTUDIADA

el Río Llullán y con divisoria según se muestra en la Lámina No3, como la más inmediata y propia de Caráz, dirigimos nuestro estudio hacia ella.

En esta cuenca, el agua superficial formada en el área circundada por la divisoria, descarga a través del punto más bajo de dicha divisoria, en la corriente principal de la cuenca, conformada por el Río Santa.

#### 4.2.1. UBICACION HIDROGRAFICA

La ciudad de Caráz se encuentra directamente relacionada por el sistema Hidrográfico del Río Santa.

Dicho Sistema Hidrográfico comprende la cuenca particular del Río Llullán que sirve de desagüe natural de la Laguna Parón.

El Río Llullán se desarrolla entre la Laguna Parón y

el Río Santa, ~~bordando~~ bordeando la zona Norte de la ciudad de Caráz.

4.2.2. AGUAS SUPERFICIALES DEL RIO LLULLAN Y SOLUCIONES  
DISPONIBLES DE CAPTACION

El río Llullán nace en las alturas de Caráz, específicamente en la Laguna Parón, a la que sirve de desagüe, discurre por el cauce de la Quebrada de Parón, recolectando además un pequeño volumen proveniente del Escurrimiento Superficial, para ir a verter sus aguas en el Río Santa, en las inmediaciones de Caráz. Tiene agua durante todo el año.

El área de la cuenca colectora de precipitación de este río ha sido estimada en  $39.8\text{km}^2$  (Información de la Corporación ~~Permana~~ del Santa: Ver Límite No. 4) El porcentaje de estas aguas, utilizado para riego es bajo, encontrándose agua abajo del punto de captación, las tomas de las acequias de Riego "Yanachaca" y "Cumpayhuara", las que tienen caudales de 400 y 150 lt/seg. lo que garantiza un volumen de agua mínimo en la zona de

captación, conforme a los Registros de aforo.

Los registros en la Estación de Aforo No. 7, que es de tipo permanente y operada por la Corporación Peruana del Santa ubicada en la salida de la Laguna de Parón, se muestran en el cuadro No. 6. Se han conseguido estadísticas de 7 años: 1965, 1966, 1967, 1968, 1969, 1970 y 1971, datos que aunque insuficientes estadísticamente hablando, son las mejores referencias actuales.

En consecuencia, el caudal más desfavorable ocurrió el año 1971, siendo del orden de 710 lt/seg.

Considerando que las tomas para agricultura, (Una acequia) merman dicho caudal en 150 lt/seg. nos quedan disponibles aún 560 lt/seg. que aseguran de esta manera el Normal Abastecimiento de Agua a la población.

C U A D R O N° 5AÑO 1969

ORDEN N°	MES	DIAS N°	TOTAL MENSUAL (En m. m.)
1	ENERO	31	82.11
2	FEBRERO	28	78.47
3	MARZO	31	157.39 157.39
4	ABRIL	30	55.57
5	MAYO	31	13.27
6	JUNIO	30	7.44
7	JULIO A	31	0.00
8	AGOSTO	31	15.10
9	SETIEMB.	30	No hay registro
10	OCTUBRE	31	No hay registro
11	NOVIEMB.	30	No hay registro
12	DICIEMB.	31	86.00

G U A D R O N° 5AÑO 1970

ORDEN N°	MES	DIAS N°	TOTAL MENSUAL (En m.m.)
1	ENERO	31	135.8
2	FEBRERO	28	112.70
3	MARZO	31	1,053.10
4	ABRIL	30	92.30
5	MAYO	31	86.70
6	JUNIO	30	No hay registro
7	JULIO	31	No hay registro
8	AGOSTO	31	No hay registro
9	SETIEMB.	30	62.5
10	OCTUBRE	31	92.9
11	NOVIEMB.	30	77.5
12	DICIEMB.	31	91.9

C U A D R O N° 5AÑO 1971

ORDEN N°	MES	DIAS N°	TOTAL MENSUAL (En m. m.)
1	ENERO	31	109.6
2	FEBRERO	28	153.2
3	MARZO	31	250.4
4	ABRIL	30	99.8
5	MAYO	31	12.2
6	JUNIO	30	4.6
7	JULIO	31	2.40
8	AGOSTO	31	28.80
9	SETIEMB.	30	51.40
10	OCTUBRE	31	97.20
11	NOVIEMB.	30	87.1
12	DICIEMB.	31	126.20

C U A D R O N° 5AÑO 1972

ORDEN N°	MES	DIAS N°	TOTAL MENSUAL (En m.m.)
1	ENERO	31	90.2
2	FEBRERO	29	160.5
3	MARZO	31	246.4
4	ABRIL	30	126.1
5	MAYO	31	34.4
6	JUNIO	30	9.7
7	JULIO	31	1.95
8	AGOSTO	31	8.60
9	SETIEMB.	30	28.80
10	OCTUBRE		---
11	NOVIEMB.		---
12	DICIEMB.		---



## C U A D R O N° 6

AÑO 1965

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT. (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	42.89	1.38	1.57	1.30
FEBRERO	49.49	1.76	1.95	1.62
MARZO	61.00	1.97	2.05	1.84
ABRIL	50.57	1.68	1.84	1.54
MAYO	43.27	1.39	1.57	1.20
JUNIO	32.48	1.08	1.23	0.87
JULIO	25.79	0.83	0.87	0.80
AGOSTO	25.26	0.81	0.85	0.80
SETIEMB.	28.07	0.93	1.19	0.82
OCTUBRE	38.90	1.25	1.42	1.17
NOVIEMB.	46.33	1.54	1.73	1.40
DICIEMB.	63.76	2.05	2.30	1.73

TOTAL DESCARGA ANUAL: 507.810

DESCARGA ANUAL MEDIA: 1.391 m<sup>3</sup>/seg.DESCARGA ANUAL MAXIMA: 2.300 m<sup>3</sup>/seg.DESCARGA ANUAL MINIMA: 0.800 m<sup>3</sup>/seg.

## CUADRON° 6

AÑO 1966

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	72.86	2.35	2.41	2.29
FEBRERO	68.19	2.43	2.47	2.34
MARZO	71.75	2.31	2.47	2.12
ABRIL	57.33	1.91	2.15	1.72
MAYO	49.98	1.61	1.70	1.57
JUNIO	44.59	1.48	1.56	1.39
JULIO	42.38	1.37	1.41	1.34
AGOSTO	40.98	1.32	1.38	1.28
SEPTIEMBRE	42.82	1.43	1.49	1.37
OCTUBRE	44.49	1.43	1.53	1.38
NOVIEMBRE	49.43	1.65	1.82	1.53
DICIEMBRE	57.10	1.84	1.93	1.77

TOTAL DESCARGA ANUAL : 641.90 m<sup>3</sup>/seg.

DESCARGA MEDIA : 1.76 m<sup>3</sup>/seg.

DESCARGA MAXIMA: 2.47 m<sup>3</sup>/seg.

DESCARGA MINIMA: 1.28 m<sup>3</sup>/seg.

## CUADRO N° 6

AÑO 1967

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	55.68	1.71	1.91	1.71
FEBRERO	59.46	2.12	2.26	1.89
MARZO	71.98	2.32	2.42	2.27
ABRIL	58.54	1.95	2.27	1.69
MAYO	45.13	1.46	1.66	1.31
JUNIO	34.67	1.15	1.45	0.88
JULIO	25.78	0.83	0.91	0.77
AGOSTO	23.74	0.76	0.80	0.74
SEPTIEMBRE	24.43	0.81	0.86	0.77
OCTUBRE	27.37	0.88	0.98	0.81
NOVIEMBRE	42.04	1.40	1.65	1.09
DICIEMBRE	57.63	1.86	2.10	1.67

TOTAL DESCARGA ANUAL : 526.45 m<sup>3</sup>/seg.

Descarga Media : 1.44 m<sup>3</sup>/seg.

DESCARGA MAXIMA: 2.42 m<sup>3</sup>/seg

DESCARGA MINIMA: 0.74 m<sup>3</sup>/seg.

..//

## CUADRO N° 6

AÑO 1968

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	63.26	2.041	2.12	1.98
FEBRERO	58.86	2.030	2.09	1.98
MARZO	57.65	1.86	1.96	1.74
ABRIL	49.77	1.66	1.74	1.58
MAYO	54.74	1.47	1.62	1.33
JUNIO	37.05	1.23	1.35	1.16
JULIO	30.05	0.97	1.17	0.85
AGOSTO	26.32	0.85	0.94	0.80
SEPTIEMBRE	32.82	1.09	1.23	0.84
OCTUBRE	37.68	1.21	1.33	1.14
NOVIEMBRE	41.31	1.38	1.62	1.25
DICIEMBRE	54.72	1.76	2.01	1.59

TOTAL DESCARGA ANUAL : 535.23 m<sup>3</sup>/seg.  
DESCARGA MEDIA : 1.46 m<sup>3</sup>/seg.  
DESCARGA MAXIMA : 2.12 m<sup>3</sup>/seg.  
DESCARGA MINIMA : 0.80 m<sup>3</sup>/seg.

## CUADR N° 6

AÑO 1969

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	65.20	2.10	2.43	1.95
FEBRERO	62.58	2.23	2.43	2.14
MARZO	69.94	2.26	2.38	2.14
ABRIL	67.04	2.23	2.43	2.03
MAYO	64.40	2.08	2.35	1.81
JUNIO	51.94	1.73	2.03	1.52
JULIO	44.24	1.43	1.79	1.16
AGOSTO	35.90	1.16	1.58	0.97
SEPTIEMBRE	35.87	1.20	1.70	1.00
OCTUBRE	43.68	1.41	1.76	1.25
NOVIEMBRE	42.68	1.42	1.76	1.28
DICIEMBRE	55.10	1.78	1.92	1.58

TOTAL DESCARGA ANUAL : 638.57

DESCARGA MEDIA : 1.75

DESCARGA MAXIMA : 2.43

DESCARGA MINIMA : 0.97

..//

## CUADRO N° 6

AÑO 1970

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	61.78	1.99	2.14	1.87
FEBRERO	53.63	1.92	2.03	1.81
MARZO	66.46	2.14	2.25	1.90
ABRIL	61.90	2.06	2.17	1.95
MAYO	50.30	1.86	--	--
JUNIO	Sin registro - Estación destruída por SISMO			
JULIO	Sin registro - Vertedero destruído por SISMO			
AGOSTO	Sin registro - Estación en proceso de REHABILITACION			
SEPTIEMBRE	29.01	1.1	--	--
OCTUBRE	36.27	1.17	1.60	0.87
NOVIEMBRE	44.96	1.50	1.80	1.27
DICIEMBRE	55.56	1.79	1.91	1.53

TOTAL DESCARGA ANUAL :

DESCARGA MEDIA :

DESCARGA MAXIMA :

DESCARGA MINIMA :

## CUADRO N° 6

AÑO 1971

MES	DESCARGA TOTAL (m <sup>3</sup> /seg.)	DESCARGA PROMEDIO (m <sup>3</sup> /seg.)	MAXIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)	MINIMA DESCARGA INSTANT (m <sup>3</sup> /seg.)
ENERO	58.52	1.89	1.93	1.83
FEBRERO	55.23	1.97	2.25	1.82
MARZO	87.44	2.82	3.40	1.97
ABRIL	65.37	2.18	2.95	1.82
MAYO	52.78	1.70	1.85	1.25
JUNIO	41.41	1.38	1.62	1.17
JULIO	32.15	1.04	1.35	0.86
AGOSTO	25.51	0.82	0.99	0.75
SEPTIEMBRE	25.24	0.84	1.03	0.77
OCTUBRE	31.57	1.02	1.44	0.80
NOVIEMBRE	41.53	1.38	1.62	1.12
DICIEMBRE	50.73	1.64	1.80	1.46

TOTAL DESCARGA ANUAL : 567.48

DESCARGA MEDIA : 1.55

DESCARGA MAXIMA : 3.40

DESCARGA MINIMA : 0.75

..//

4.2.3. PRIMERAS CONCLUSIONES SOBRE LOS RECURSOS DE AGUAS SUPERFICIALES

Evidentemente, la ciudad de Caráz pertenece al Sistema Hidrográfico del Río Santa, cuya cuenca alcanza 12,332 km<sup>2</sup> y se muestran en la Lámina No. 4.

Este Sistema Hidrográfico comprende la cuenca Fluvial de 39.8 km<sup>2</sup> y que origina la Laguna Parón cuyo desagüe natural es el Río Llullán.

Dicho Río (Llullán), conforme se muestra en la Lámina antes mencionada es el curso de agua superficial idóneo para el abastecimiento de Caráz por las siguientes razones:

- 1.- Proximidad a la ciudad.- La Quebrada del Llullán es prácticamente el límite Nor-Oeste de la población.
- 2.- Su curva desciende/de las alturas.- Esto permite ubicar la cota más conveniente para lograr el abastecimiento por simple gravedad.
- 3.- El Análisis Físico-Químico de sus aguas demuestra la necesi-



dad de un mínimo tratamiento, ya que se ajusta a los Patrones Standard Internacionales.

- 4.- Considerando que la Laguna Parón es un almacenamiento natural adecuado, en tiempos de sequía reducirá la severidad de la escasez y en tiempo de creciente disminuirá los picos de las avenidas, permitiendo en todo caso el control de los niveles de agua, alto y bajo.

En consecuencia, este recurso de agua superficial, reúne las condiciones de accesibilidad, calidad de agua y seguridad en el abastecimiento como para ser considerado la fuente ideal de Caráz.

#### 4.3. RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS

Es sumamente reducida la información disponible respecto a las aguas del sub-suelo en la parte alta del Valle del Santa,

El presente estudio(1) representa una investigación a

nivel preliminar del:

---

- (1) Estudio Hidrogeológico de los Valles de Santa y Lacramarca

(Dpto. de Ancash Prov. del Santa).

Informe N°2/14/0-1

Ministerio de Agricultura- Dirección de Aguas Subterráneas.

Autores: Ing. J. Quintana D. e

Ing. J. Haro C.

---

Recursos Aguas Subterráneas:

El significado del Agua Subterránea como recurso hídrico en el Valle del Santa, no ha sido cuantificado ni calificado, en razón del nivel del presente trabajo. El estudio está orientado a determinar el estado actual y las posibilidades futuras de explotación de la aguas subterráneas en los Valles del Santa y Lacramarca.

4.3.1. UBICACION HIDROGRAFICA DE HAZ CON RESPECTO AL AGUA SUBTERRANEA

Desde el punto de vista hidrogeológico, el Valle del

Río Santa presenta 2 zonas bien definidas.

- Una, representada por el cono de deyección del Valle (Cuenca baja), la que por sus características permite un importante almacenamiento y circulación del agua subterránea.
  
- La Segunda, comprendida entre el inicio del cono de deyección y los nacientes del valle (Cuenca media y alta), donde las posibilidades del recurso, pierden significado por la reducción del volumen del Reservorio.

La ciudad de Caráz está situada en esta segunda Zona. En consecuencia, el estudio de la referencia, aunque relacionado a toda la cuenca, se verifica más directamente en el área del cono de Deyección.

#### 4.3.2. AGUA SUBTERRANEA DEL VALLE DEL SANTA

La cuenca está situada en el Departamento de Ancash, entre los paralelos 07°59' y 10°10' de latitud Sur, y los meri-

dianos 77°11' y 78°38' de longitud Oeste. Tiene un área de 12,332 km<sup>2</sup> representando el 0.96% del territorio Nacional.

La parte baja es de relieve casi plano y contrasta con la estrecha quebrada, en que se convierte el valle en sus tramos medio y superior, donde los cerros dominan el angosto fondo del valle de 500 m.

#### 4.3.21. HIDROGRAFIA

El colector principal de los escorrentíos superficiales del valle que nos ocupa, es el Río Santa. Este río nace en la Laguna de Conococha, sobre los 4,500 m.s.n.m., recibiendo por ambas márgenes, durante su trayecto, el aporte de aguas provenientes de ríos y quebradas, tales como: Tuco, Quenllis, Yanayacu, Pariac, Quebrada Honda, Llullán, etc. Su principal tributario es el Río Chuquicara, que tiene una cuenca colectora de 3,100 km<sup>2</sup> aproximadamente que constituye el 30% de la cuenca colectora total del Río Santa. El Río Santa tiene una dirección S.E.-NW, en sus 2/3 partes iniciales, cambiando luego a NE-S.W.

para desembocar en el mar, al Norte de la ciudad de Santa. La longitud aproximada del río es de 332 km.

#### 4.3.2.2. HIDROLOGIA

El régimen del Río Santa es irregular, con períodos cortos de grandes descargas y períodos largos de menores descargas, diferenciándose de otros ríos de la costa en la existencia de un caudal permanente en su cauce, durante todo el año.

#### 4.3.2.3. EL RESERVORIO ACUIFERO

El acuífero del bajo valle del Santa está formado principalmente por los aluviones cuaternarios transportados por el Río Santa.

Estos aluviones están constituidos por cantos rodados, gravas angulosas y redondeadas, arenas, arcillas y limos.

4.3.2.4. LA NAPA

La napa del bajo Valle del Río Santa es libre. Se forma con las infiltraciones de las aguas de riego superficiales, canales de riego sin revestir y por el escurrimiento subterráneo proveniente de la parte alta del Valle de Lacramarca, a través de la quebrada Cascajal.

4.3.2.5. EL ACUIFERO- GEOMETRIA

El acuífero del bajo Valle del Río Santa, tiene la forma de una cubeta alargada y angosta hasta la altura del Cerro Huacacorral; a partir del cual ~~se~~ ensancha progresivamente, hasta su límite con el mar, haciendo hasta allí una superficie aproximada de 108.2 km<sup>2</sup>.

El substrato rocoso y sus afloramientos de origen volcánico, constituyen los límites inferior y laterales, respectivamente del acuífero.

4.3.3. PRIMERAS CONCLUSIONES SOBRE LAS FUENTES DE CAPTA-  
CION DE LOS RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS PARA LA  
CIUDAD DE CARAZ

Considerando que el volúmen del Reservorio Acuífero pierde significado como recurso, por su reducción en la zona comprendida entre el inicio del cono de deyección y las nacientes del valle (Cuenca media y alta) y estando ubicada la ciudad de Caráz en esta zona, concluimos que el agua subterránea como recurso hídrico y fuente de abastecimiento para la ciudad de Caráz, no es recomendable.

4.4. SELECCION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Habiéndose concluído que el recurso de agua subterránea no es recomendable para el Abastecimiento de Caráz, deja de considerarse.

En consecuencia, nos queda únicamente el Recurso de Agua Superficial y más propiamente, dentro de éste y por las bon-

dades anotadas en el Acápite 4.2.3. elegimos como Fuente de Abastecimiento el Río Llullán.



C A P I T U L O    V

---

PROYECTO DE REHABILITACION, AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

5.1.        CAPTACION DEL AGUA SUPERFICIAL

5.1.1.     ASPECTOS GENERALES

De acuerdo a las conclusiones obtenidas en el Capítulo IV respecto a los análisis de las alternativas propuestas para la Rehabilitación, Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de la ciudad de Caráz, se ha estimado conveniente la utilización de las aguas superficiales del Río Lullán.

Para el efecto se plantea la posibilidad de dos tipos de captación de las aguas superficiales del mencionado río:

- 1°        Captación de las aguas superficiales del Río Lullán mediante un Sistema de Galerías Filtrantes.

- 2° Captación de las aguas superficiales del Río Llullán mediante una toma directa para un posterior tratamiento de dichas aguas.

La Primera posibilidad se ha descartado como consecuencia de un estudio elaborado por la Ex-Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas en el año 1960 cuya conclusión final dice así: "Galerías de Ensayo que el rendimiento promedio a una profundidad de 2.00 m. bajo el nivel del fondo del río es de 0.2 lt/seg. por cada 10 m. de galerías. Además, las márgenes del río no presentan una zona adecuada para la instalación de galerías filtrantes; es más, el río presenta una pendiente pronunciada en el sentido de la corriente de agua".

En consecuencia, la captación adoptada para solucionar el abastecimiento de la ciudad será la toma directa de las aguas superficiales del Río Llullán, mediante un sistema especial que se describe a continuación.

5.1.2. DESCRIPCION DE LA NUEVA CAPTACION- Plano No. 1 y 2

A consecuencia de la destrucción total de la captación existente se ha proyectado una nueva captación cuyas características principales se describen a continuación:

Consiste en una toma directa, ubicada en la margen izquierda del Río Llullán y a 130 m. aguas abajo de la toma de la acequia actual, según se muestra en el Plano No. 4.

Estructuralmente consiste en un a mole de concreto armado y ciclópeo que canalizará las aguas del riachuelo, cuyos records de caudales figuran en el Capítulo IV del presente estudio. Su longitud es de 20.00 m. sin incluir 2.25 m. de proyección del muro izquierdo que penetra 60 cm. en el terreno. El ancho entre los muros de encauzamiento es de 9.00 m. y el lecho del río será mejorado mediante un enrocado. El alto de los muros es constante e igual a 2.00 m. Adyacente al muro izquierdo se construirá un canal de derivación de sección rectangular de 0.80 m. que en su inicio tendrá un ancho de 4.24 m., para permitir el ingreso del agua, reduciéndose luego en un tramo de 3.25 m. hasta alcanzar la sección de 0.80 m. ~~normal~~.

Esta cabecera de canal se protegerá mediante un emparrillado de rieles Vignole ó similar y f. fdo.  $\emptyset$  3/4". Los rieles se empotran 1.00 m. en el terreno y su coronación se sujetará en una viga collar.

Al terminar el canal y sobre su margen izquierda se ubicará la boca-toma de 0.30 x 0.20 m. que dá acceso a la Cámara de Captación regulada por una compuerta. La compuerta será de fierro de 0.33 m. de ancho por 0.30 m. de alto y 1/4" de espesor, que correrá a lo largo de guías formadas por angulares de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4". El accionamiento de la compuerta se hará mediante una volante de  $\emptyset$  0.25 m. y su correspondiente vástago. La pendiente del canal de encauzamiento será con pendiente de 7% que en su extremo aguas abajo tendrá una compuerta, reguladora de nivel que también servirá como limpieza de la arena sedimentada. La Cámara de Captación podrá permitir el ingreso de un gasto de hasta 70 l.p.s. para mayores detalles ver Planos Nos. 1 y 2.

5.1.3. DESARENADOR PROYECTADO Plano No. 3

Como consecuencia del sismo el desarenador actual

quedó completamente destruido y ha sido necesario proyectar un Nuevo Desarenador, cuyas características se describen a continuación.

Tendrá un período de retención de 412 segundos para remover el 87.5% de partículas de más de 0.1 mm. de diámetro. Su volumen será de  $16 \text{ m}^3$  y podrá soportar un flujo de 40 l.p.s. para flujos mayores las partículas que podrá remover serán mayores a 0.1 mm. de diámetro.

5.2. LINEA DE CONDUCCION PROYECTADA. -- Plano No. 4,5,y 6

La nueva Línea de Conducción será de  $\varnothing$  6" de A.C. clase 75. Tendrá una longitud de 448 m.l. y transportará el gasto máximo diario equivalente a 19.40 l.p.s. correspondiente al año 1990. Sin embargo la capacidad máxima de la línea a tubo lleno será de 37 l.p.s.

En su trazo se han proyectado una válvula de aire,

una válvula de purga y una válvula de compuerta hacia el final de la línea.

Las características hidráulicas en resumen son las siguientes:

Diámetro	$\emptyset$	6" pulg.
Pendiente	S	25.5 o/oo
Velocidad	V	2.0 mt/seg.
Gasto a tubo lleno	$Q_{11}$	37.4 l.p.s.
Gasto de Diseño	$Q_d$	19.4 l.p.s.

### 5.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA- Planos No. 8,9,10 y 11

#### 5.3.1. GENERALIDADES

Las aguas del Río Llullán se deberán someter a procesos de tratamiento por ser aguas superficiales con turbidez.

No existen records de Análisis Físico-Químicos de dichas aguas, pero ultimamente el año 1970 una Comisión del Ministerio de Vivienda efectuó Obras de Rehabilitación de la ciudad, después del sismo, en la que se incluye un Análisis Físico-Químico de dichas aguas,

Estos análisis fueron efectuados en muestras tomadas en las "épocas de lluvias", donde precisamente se presentan altas turbideces de dicha fuente.

Teniendo en cuenta la existencia de una Planta de Tratamiento de Agua, cuyas estructuras principales no han sufrido daños de consideración a raíz del sismo, se ha creído conveniente por razones técnico económicas utilizar al máximo sus estructuras. En consecuencia, se ha proyectado un mejoramiento general de dicha unidad, adaptándolas a las necesidades actuales y futuras de la ciudad. La descripción de las partes principales de la unidad son las que figuran en el Capítulo II correspondientes al Sistema Actual de la ciudad.

5.3.2. UBICACION DE LA UNIDAD

Está ubicada al norte de la ciudad en la margen izquierda del Río Llullán en la cota 2343 m.s.n.m. y aproximadamente a 0.5 km. de la ciudad. Esta ubicación se ha fijado teniendo en cuenta su accesibilidad, su proximidad al punto de captación y su altura con respecto a la cota topográfica de la zona de servicio de la ciudad.

5.3.3. CAPACIDAD DE LA UNIDAD

La capacidad actual de la unidad es de 18 l.p.s. y en el futuro podrá ser ampliada para una capacidad total de 27 l.p.s. de acuerdo a las necesidades de la población.

Es conveniente ~~presentar~~ un cuadro de gastos de las necesidades ~~presentes~~ y futuras de la ciudad para ser ~~compara-~~ da con la capacidad de tratamiento de la unidad.



ETAPAS AÑOS	POBLACION HAB.	DOTACION L.p.p.d.	VARIACIONES DE CONSUMO		
			PROMEDIO 100%	MAXIMO DIARIO 140%	MAXIMO HORARIO 250%
<b>ACTUAL</b>					
1975	5,600	150	9.72	13.60	24.30
<b>PRIMERA ETAPA</b>					
1985	7,200	150	12.50	17.50	31.20
<b>SEGUNDA ETAPA</b>					
1990	8,000	150	14.00	19.40	34.70

Como se puede apreciar, el gasto de tratamiento de la unidad está por encima del gasto que necesita la población para su abastecimiento, y en consecuencia, no ha sido necesario proyectar ampliaciones de la planta en 1ra. Etapa, sino efectuar algunas mejoras y ordenar un mejor mantenimiento de sus unidades. Para la 2da. Etapa s-i será conveniente su ampliación.

#### 5.3.4. GRADO DE POTABILIDAD

Tal vez el error más común que se comete en los pro-

yectos de instalaciones de tratamiento, se basa en los defectuosos estudios y resultados de pocos análisis de agua.

La calidad del agua varía con el tiempo. Se exige para su conocimiento la elaboración de un record de análisis para diferentes épocas del año. Un reconocimiento sanitario de la Cuenca Hidrológica es siempre una medida recomendable.

En el caso específico del Caráz, no se posee records de Análisis Físico-Químicos ni Bacteriológicos, existe únicamente un Análisis Físico-Químico, cuyas muestras fueron tomadas por el Ministerio de Vivienda en "época de lluvia" y analizadas en la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Sanitaria, cuyos resultados se adjuntan. Cuadro No. 2

Antes de establecer normas sobre la calidad del agua de consumo, debe definirse las metas y costos. Básicamente el agua que se suministra debe cumplir dos condiciones:

- a) No debe ser peligrosa para la salud ó la vida de los consumidores.

- b) El sistema debe poderse operar a un costo razonable.

Estas condiciones pueden ser en ocasiones conflictivas, pero la norma que se establezca debe ser tal, que se tenga en consideración ambos factores.

Para cumplir con lo primero, el agua no debe contener ni microorganismos, ni sustancias tóxicas ó nocivas para la salud. Esta es una condición imprescindible.

Para cumplir con lo segundo, las características del agua debe ser tales que no produzcan daño, ni a la red de distribución, ni a las industrias, ni a la economía privada y que se pueda llegar a esto sin tener que hacer al agua un tratamiento excepcionalmente costoso.

En este punto, cada país debe llegar a establecer sus propias normas, de acuerdo con la calidad de agua cruda que suele obtener y la relación costo-beneficio que puede producir en la

zona, la presencia de determinados iones (como: hierro, sulfatos, carbonatos) en el agua que se distribuye.

En el presente estudio las aguas para el consumo estarán sujetas a las normas indicadas en el Acápite 2.7.2 Capítulo II.

5.4. RESERVORIO Y LINEA DE ADUCCION- Plano No. 8,9 y 10

Como ya se ha descrito anteriormente, el reservorio existente forma parte de la Planta de Tratamiento y tiene un volumen de 370 m<sup>3</sup> que comparado con el volumen de regulación necesario para la población futura hasta el año 1990, resulta lo siguiente:

$$V_{1985} = \frac{7200 \times 150}{1000} = 1080 \text{ m}^3/\text{diario}$$

$$V_{1990} = \frac{8000 \times 150}{1000} = 1200 \text{ m}^3/\text{diario}$$

Teniendo en cuenta que se ha adoptado como volumen de

regulación el 25% del Caudal Promedio Diario se tendrá los siguientes volúmenes:

$$V_{1985} = 1080/4 = 270 \text{ m}^3$$

$$V_{1990} = 1200/4 = 300 \text{ m}^3$$

En consecuencia, el volumen del reservorio existente es mayor que los volúmenes de regulación necesarios para el proyecto, por lo cual no será necesario construir un reservorio adicional.

En lo que respecta a la línea de aducción, ésta será cambiada por una nueva de  $\varnothing 6"$ , ya que la línea existente se encuentra en mal estado.

#### 5.5. ZONAS DE SERVICIO- Plano No. 14

Como consecuencia del desnivel de 70 m. entre sus co-

tas extremas en que se extiende la ciudad y a fin de considerar en el diseño presiones aceptables en concordancia con las Normas vigentes, se ha creído conveniente dividir al Plan Regulador de la ciudad en dos Zonas de Servicio, que se denominaran: Zona Alta, correspondiente a la zona comprendida entre las cotas 2310 y 2260 m. , y Zona Baja, comprendida entre las cotas 2260 y 2240 m.

En esta forma quedará asegurada para el diseño las cifras 15m. y 50 m. para los valores de las presiones mínima y máxima respectivamente, así como se eliminaría la posibilidad de cargas estáticas máximas inaceptables.

Para ambas zonas se respetarán en forma independiente las presiones mínimas y máximas antes indicadas, ya que así lo estipulan las Normas vigentes de Proyectos de Agua Potable del Ministerio de Vivienda.

A continuación se presenta un cuadro donde se señala el área total, número de habitantes y caudales correspondientes a las Zonas de Servicio, antes mencionada. Cuadro No. 7

C U A D R O N°7

ZONA	NUDO	AREAS DE INFLUENCIA		DENSIDAD		POBLACION HAB.	CAUDALES L.P.S.
		Z.E. URB.	Z.E. REST.	Z.E. URB.	Z.E. REST.		
ZONA ALTA	A	6.00	--	100	--	600	2.59
	B	6.00	--	100	--	600	2.60
	C	0.90	3.00	100	15	135	0.60
	D	0.50	3.50	100	15	103	0.35
	E	4.80	--	100	--	280	1.30
	F	1.80	--	100	--	180	0.78
	G	1.50	--	100	--	150	0.65
	H	3.20	--	100	--	320	1.48
	I	4.20	--	100	--	420	1.82
	J	5.70	--	100	--	570	2.56
	K	2.40	--	100	--	240	1.10
	L	2.80	--	100	--	280	1.10
	M	410	--	100	--	410	1.86
	N	2.20	--	100	--	220	1.04
		46.10	6.50			4508	19.66
ZONA BAJA	A <sub>1</sub>	5.50	--	100	--	550	2.22
	B <sub>1</sub>	1.30	--	100	--	130	0.48
	C <sub>1</sub>	3.10	--	100	--	310	1.27
	D <sub>1</sub>	2.90	5.60	100	15	374	1.81
	E <sub>1</sub>	1.90	3.80	100	15	247	1.17
	F <sub>1</sub>	1.00	3.40	100	15	151	0.55
	G <sub>1</sub>	0.40	4.00	100	15	100	0.43
	H <sub>1</sub>	8.10	--	100	--	810	3.52
	I <sub>1</sub>	8.20	--	100	--	820	3.78
		32.40	16.80			3492	15.23
		78.50	23.30			8000	34.89

5.6. SISTEMA DE DISTRIBUCION FUTURO- Planos No. 13 y 14

El Proyecto considera el mejoramiento de las obras que constituyen el sistema existente que sirve en la actualidad a una población de 5,600 habitantes y las ampliaciones que sean requeridas conforme el crecimiento de la población lo haya determinado.

El Sistema se ha diseñado para servir una población de saturación de 8,000 habitantes distribuidos en un área de servicio de 101.80 Ha.

El abastecimiento de la ciudad será mediante la utilización de las aguas superficiales del Río Llullán previo tratamiento. Las obras para la captación de dichas aguas comprende:

- Obras de Toma o Captación
- Línea de Conducción
- Desarenador
- Planta de Tratamiento (Cámara de Mezcla, Flocculadores, Sedimentadores y Reservorio).
- Línea de Aducción, y



- Red de Distribución

El proyecto considera, además, la ejecución de las obras por etapas: Primera Etapa hasta 1985

Segunda Etapa hasta 1990,  
límites considerados por el Plan Regulador.

5.6.2. CAPACIDAD DE DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION

5.6.2.1. GASTO MAXIMO

El Sistema de Redes Matrices diseñado para la ciudad hasta 1990, tiene una capacidad para distribuir caudales hasta 34,89 L.p.s., correspondiente al caudal máximo horario requerido para la población de saturación.

5.6.2.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

No se han efectuado estudios de investigación pitomé-

trica de la red existente. Para el estudio se ha asumido un valor promedio del coeficiente "C" para las tuberías de la red existente equivalente a  $C=100$ .

Las tuberías proyectadas serán de asbesto cemento y su coeficiente de rugosidad será  $C= 140$ .

#### 5.6.2.3. REDES MATRICES

De acuerdo a las pautas dadas en el estudio y a las condiciones de diseño expresadas inicialmente, la red de distribución ha sido dividida en dos zonas. Así tenemos, la Zona Alta que será alimentada directamente por el reservorio de la Planta de Tratamiento, por medio de una tubería de  $\varnothing 8"$  denominada Aducción. La Zona Baja que será alimentada por la Cámara Rompe- Presión ubicada en la cota 2306.35, mediante una tubería de  $\varnothing 6"$ . Es más, la Zona Alta estará compuesta por cinco circuitos cerrados de tuberías matrices (6", 4" y 3"), la Zona Baja comprende tres circuitos cerrados de tuberías matrices (6,4y3")

Los circuitos de la red de distribución, han sido calculados por "Método de Hardy Cross" y desarrollada mediante una Computadora Eléctronica I.B.M./<sup>sistema 1130</sup>No. del Ministerio de Vivienda. A continuación se adjuntan las hojas de cálculos de los tanteos . Cuadro No. 8

5.6.2.4. PRESIONES DE SERVICIO

Con la determinación de las zonas de servicio se ha calculado las presiones máximas y mínimas aceptables por las Normas Vigentes del Ministerio de Vivienda que dice así: "Las presiones máximas y mínimas en la red de distribución será de 50 mts. y 15 mts. de columna de agua respectivamente. En localidades urbanas pequeñas podrían admitirse una presión mínima de 10 mts. de columna de agua en casos debidamente justificados. En los casos en que las redes en razón de topografía local requieran diferentes zonas de presión, en cada una de ellas se cumplirá con las presiones límites establecidas anteriormente"

5.6.2.5. REDES DE RELLENO

Como es de conocimiento, estas tuberías van conectadas a las tuberías matrices y distribuyen el agua a los predios. Estas redes conforman la malla del sistema de distribución.

El diámetro mínimo proyectado para este tipo de redes es de  $\varnothing$  3", pero también se ha considerado diámetro  $\varnothing$  4".

#### 5.6.2.6. SERVICIO CONTRA INCENDIO

Como ya se ha expresado en el acápite 3.3.4. Capítulo III del presente trabajo, no se ha considerado un volumen de agua contra incendio, pero eso no quiere decir que en el proyecto de la red de agua potable de la ciudad no se considere hidrantes contra incendio. Estos accesorios de la red estarán espaciados 200 mt. en promedio y se instalarán en tuberías de  $\varnothing$  4", de diámetro ó mayores (Así lo estipula las Normas del Ministerio de Vivienda en actual vigencia).

#### 5.6.3. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

De acuerdo a las pautas dadas en el presente Estudio y a las condiciones de diseño expresadas anteriormente, el sistema de agua potable funcionará de la siguiente manera:

- En la toma de Captación ubicada en el Río Llullán se capta y regula el caudal necesario para el consumo de la población. Estas aguas carecen de tratamiento es decir, son aguas naturales que fluyen por la vertiente del Río Llullán. Estas aguas así captadas reciben un tratamiento primario en una unidad denominada Desarenador mediante el cual se remueven el 87.5% de partículas de más de 0.1 m.m. de diámetro del agua cruda natural. Efectuado este proceso de pre-tratamiento estas aguas son conducidas por tuberías de  $\varnothing$  6" hasta la Planta de Tratamiento. En esta unidad se efectúan los procesos ya mencionados en el Acápite 2.3. Capítulo II del presente estudio, es decir : Proceso de Mezcla y Proceso de Filtración. Estas aguas ya tratadas son almacenadas en un Reservoirio para su regulación y distribución posterior, previa desinfección correspondiente.

Estas aguas denominada potable se distribuye por medio de tuberías a la zonas de servicio de la ciudad y en la forma siguiente:

Por razones topograficas pronunciadas de la localidad, la zona

de expansión urbana se ha dividido para su mejor abastecimiento en dos zonas que se han denominado: Zona Alta y Zona Baja, según se describe en el Acápate 5.4.2.3. de este Capítulo.

5.6.4.- METRADO Y PRESUPUESTO

El presente metrado y presupuesto se refiere a la construcción de las obras de abastecimiento a ejecutarse en la Primera Etapa y comprende las siguientes partidas:

- A.- Captación ó Toma
- B.- Desarenador
- C.- Línea de Conducción
- D.- Mejoramiento de la Planta de Tratamiento
- E.- Mejoramiento y Ampliación de la Red de Distribución.
- F.- Medidores

A.- CAPTACION

La obra de Toma se construirá íntegramente en la Primera Etapa. Los caudales necesarios para esta etapa serán regulados mediante un mecanismo de compuertas, según lo especifican los planos del proyecto.



#### B.- DESARENADOR

Así como la obra de Toma se construirá en forma total. Los caudales necesarios para la Primera Etapa harán variar el funcionamiento de esta unidad, aumentando el período de retención para el cual ha sido diseñado.

#### C.- LINEA DE CONDUCCION

Comprende el tendido de 448.00 m.l de tubería de  $\emptyset$  6", incluyendo válvulas de aire y purga y otros accesorios.

#### D.- MEJORAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

El mejoramiento de la unidad comprende:

- El sistema de Mezcla será mejorado mediante la instalación de dos equipos de mezcla tipo paleta accionado por motor eléctrico y una línea de ingreso de agua cruda de  $\emptyset$  6" de acuerdo al nuevo

trazo de la Línea de Conducción.

- El sistema de Desinfección será mejorado con la inclusión de Equipos Dosificadores de Sustancias QUIMICAS (Dosificador de Sulfato de Alúmina en Seco, Tipo Volumétrico y un Dosificador de Cal en Seco Tipo Volumétrico.

Como complemento necesario, se construirá un compartimiento para la Guardianía de la Planta de Tratamiento.

#### E.- MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LA RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución considerada se refiere a la instalación de tuberías matrices en toda el área urbana actual y zonas de expansión y red de relleno integramente para cubrir el área ocupada por la zona urbana actual y futura (1a. Etapa).

#### F.- MEDIDORES

Se ha considerado la instalación de 250 medidores de

3/4" para cubrir toda las zonas que carecían de ellos.

#### A.- CAPTACION

Comprende la construcción de una mole de concreto armado y ciclopeo que canalizará las aguas del riachuelo y cuyas características principales son las siguientes:

Su longitud es de 20.00 mt. sin incluir 2.25 mt. de proyección del muro izquierdo que penetra 0.60 m. en el terreno. El ancho entre los muros de encausamiento es de 9.00 mt. y el lecho del río será mejorado un enrocado. El alto de los muros es constante un canal de derivación de sección rectangular de 0.80 mts. que en su inicio tendrá un ancho de 4.24 mt. para permitir el ingreso del agua, reduciéndose luego en un tramo de 3.25 mt. hasta alcanzar la sección de 0.80 mt. normal. La cabecera del canal se protegerá mediante un emparrillado de rieles Vignole ó similar y f. fdo.

de 3/4". Los rieles se empotran 1.00 mt. en el terreno y su coronación se sujetará de una viga collar.

Al terminar el canal y sobre la margen izquierda se ubicará la bocatoma de 0.30 x 0.20 mt. que dá acceso a la Cámara de Captación regulada por una compuerta. La compuerta será de fierro de 0.33 mt. x 1/4" que correrá a largo de guías formadas por angulares de 2 1/2" x 1/4". La pendiente del canal de encausamiento será de 7%, que en su extremo aguas abajo tendrá una compuerta reguladora de nivel que también servirá como limpieza de arena de sedimentación.

Global .....

B.- DESARENADOR

Comprende un estructura de concreto armado de 7.25 x 2.20 x 1.60 mt. Su volumen total será de 16 m<sup>3</sup> y podrá soportar un caudal de 40 l.p.s.

C.- LINEA DE CONDUCCION

Comprende el tendido de 448 m.l. de tubería de  $\emptyset$  6" de A.C. y clase 75.

- Excavación de zanjas para tubería de  $\emptyset$  6" de diámetro. ml 448
- Nivelación de fondos y repase de costados ml 448
- Relleno y pisoneo de zanjas. ml 448
- Tubería de A.C. de 6" y 75 Lb/#<sup>2</sup> de presión. ml 448
- Instalación de tubería. ml 448
- Prueba y resane de tubería. ml 448

- Válvulas de aire de

Ø 4" u 1

- Válvulas de Purga

de Ø 4" u 1

Transporte Lima Cárax Tn.

#### D.- MEJORAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Comprende el mejoramiento del Sistema de Mezcla y el Sistema de Dosificación de Coagulantes.

- Equipo de Mezcla tipo

paleta accionado por

motor eléctrico (2

equipos).

Global

- Instalación del equi-

po de mezcla.

Global

- Equipo dosificador de

Sulfato de alumina en

seco, tipo volumétrico.

Global

- Equipo Dosificador  
de Cal en Seco Tipo  
volumétrico. Global
- Instalación de los  
equipos Dosificadores  
de Sulfato de Alumi-  
na y Cal en seco  
tipo volumétrico. Global

E.- MEJORAMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCION

Movimiento de Tierras

- Excavación de zanjas  
para tubería de:
 

3" de diámetro	ml	4220
4" de diámetro	ml	3970
6" de diámetro	ml	970
- Nivelación de zanjas  
y repase de costados  
para:
 

Tubería de 3"	ml	4220
Tubería de 4"	ml	3970

Tubería de 6"	ml	970
- Relleno y pisoneo de zanjas:		
Para tubería de 3"	ml	4220
Para tubería de 4"	ml	3970
Para tubería de 6"	ml	970
- Eliminación de des monte <u>sobrante</u> .	ml	9160 k
<u>Tuberías</u>		
- Tuberías asbesto-Ce- mento de 3" de diáme tro y 105 lb/# <sup>2</sup> de presión .	ml	4220
Id Id de 4"	ml	3970
Id Id de 6"	ml	970
- Instalación de tube ría de ø 3"	ml	4220
Instalación de tube ría de ø 4"	ml	3970



Instalación de tubería de $\varnothing$ 6"	ml	970
- Prueba y compostura de tubería.	ml	9160
<u>Accesorios</u>		
Grifos tipo poste	u.	5
Válvulas de compuerta 3".	u.	20
Válvulas de compuerta 4".	u.	36
Válvulas de compuerta 6".	u.	1
Cruces 3" x 3"	u.	4
Cruces 4" x 4"	u.	15
Cruces 4" x 3"	u.	8
Tees 3" x 3"	u.	4
Tees 4" x 4"	u.	20
Tees 4" x 3"	u.	12
Tees 6" x 4"	u.	2
Tees 6" x 6"	u.	2
Codos 3" x 90°	u.	1
Codos 4" x 90°	u.	1.
Codos 4" x 22.5°	u.	1.

Reducciones 4" x 3"	u.	16
Reducciones 6" x 4"	u.	4
Reducciones 8" x 6"	u.	1
Tapones 3"	u.	9
Tapones 4"	u.	5
Transporte Lima-Caráz	Tn.	

F.- MEDIDORES

Compra e instalación de me  
 didores de 3/4" a todo  
 costo.

u.

C A P I T U L O VI

---

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA INSTALACION DE TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO

6.1. REDES DE AGUA POTABLE

6.1.0. MATERIALES

1. Tuberías.- La tubería correspondiente a esta especificación será de asbesto-cemento tipo Mazz Clase 105 que reúna las condiciones de las Normas Oficiales.

2. Uniones.-

1.2.1. Las juntas serán flexibles y permitan una desviación angular mínima de 6° entre 2 tubos instalados las juntas se harán a base de anillos de jebe y serán de 2 clases; uniones acopladas y uniones sueltas.

1.2.2. La unión acoplada o sea la unión de campana y

y espiga fabricada con el mismo tubo, está perfilada especialmente para permitir la entrada y retención de un anillo de jebe de sección circular. La espiga tendrá un reborde, destinado a evitar el resbalamiento del anillo de jebe.

1.2.3. Las uniones sueltas son manguitos o collares de asbesto-cemento para retener dos anillos de jebe de sección circular. Su contextura estará acondicionada a la clase y tamaño de la tubería para la cual están destinadas y serán sometidas a las observaciones y pruebas previstas para dicha tubería.

3. Accesorios .- Los accesorios serán de fierro fundido especiales para este tipo de tuberías.

#### 6.1.1. DE LA INSTALACION DE LA TUBERIA

##### 1. INSTRUCCIONES GENERALES

1.1. El trazo de las líneas y redes de agua se hará

evitando en lo posible la rotura de pavimentos existentes.

Se procurará llevarlas por zonas que correspondan a jardines, adoquinados, fajas laterales de tierra, etc y en todo momento respetando el proyecto. Cualquier modificación por exigirlo así las circunstancias de carácter local deberá recibir previamente la aprobación oficial.

1.2. La tubería debe ser colocada en zanjas cuidadosamente trazadas.

Se eliminará toda prominencia rocosa y emparejará el fondo con una cama de arena o material suelto. En terreno pantanoso o deleznable, es necesario la colocación de un solado de concreto antes de la arena o material suelto para apoyo de la tubería.

En los cruce de camino, la excavación debe hacerse lo más angosta posible y debe protegerse además la tubería con un revestimiento de concreto cuyo espesor será determinado, como en el caso del solado, por el Ing. Inspector.

1.3. Los tubos deben apoyarse sobre el piso de la zanja en toda su extensión. Es conveniente, sin embargo,

dejar debajo de cada junta. una pequeña cavidad con el fin de facilitar la revisión al efectuar las pruebas de ensayo.

1.4. Durante los trabajos de colocación hay que cuidar que no queden encerrado objetos ni materiales extraños en la tubería, para evitarlo; se debe taponar las entradas de los tubos, cada vez que el trabajo se interrumpa.

1.5. Entre tubo y tubo debe dejarse una pequeña separación(5 mm) con el fin de permitir la libre dilatación del material, motivada por los cambios de temperatura y facilitar al mismo tiempo la adaptación de la instalación a posible asentamiento del terreno.

1.6. La flexibilidad de las juntas, permite un ángulo máximo de desviación entre tubo y tubo de 6 grados, lo que facilita la acomodación de la tubería a los desvíos y cambios de pendiente. Las derivaciones de servicios se conectan rápidamente, utilizando cualquiera de los sistemas conocidos; conectan directamente la llave "corporation" o usando la abrazadera de sujeción.

1.7. En los puntos de cruce con colectores de desagüe, las tuberías de agua deben pasar siempre por encima

del colector , y deberá instalarse en forma tal que el punto de cruce coincida con el punto medio de un tubo de agua, de modo de evitar que la unión quede próxima al colector. No se permitirá que ninguna tubería de agua pase a través o entre en contacto con ninguna cámara de inspección del sistema de desague. Tampoco que cruce ningún canal o acequia, en forma tal que permita el contacto del agua a la tubería.

## 2. Excavación de zanjas

2.1. Características de las zanjas.- Las zanjas para la instalación de tuberías de cemento-asbesto, serán idénticas a las que normalmente se ejecutan para tubos metálicos; serán de suficiente profundidad para permitir la instalación conveniente de válvulas y grifos contra incendio y para resguardar la tubería de las vibraciones producidas por el tráfico pesado; y se excavarán con o sin hoyos adicionales, para las uniones, según el tipo de tubería por instalar.

Para el encamado en zanjas en roca , previamente debe removerse los lechos de roca, cantos rodados y piedras

grandes, para proveer 15 cms. de espacio libre a cada lado de la zanja y debajo de la línea de gradiente para colocar una cama de apoyo de material suelto y selecto; tierra, arena, gravillo o material similar, que será compactado adecuadamente.

2.2. Dimensiones de la zanja .- el ancho de la zanja dependerá de la naturaleza del terreno en trabajo y del diámetro de la tubería por instalar, pero en ningún caso será menor de los estrictamente indispensables para el fácil manipuleo de la tubería y sus accesorios dentro de dicha zanja. Tendrá como mínimo 0.15 m. a cada lado del diámetro exterior de la tubería en el fondo de la zanja para diámetros hasta 10" y 0.20 m. a 0.30 máx. para diámetros mayores.

2.3. Para curvas de gran diámetro el ancho será de mayor dimensión que el normal, tomándose el mayor ancho necesario del lado exterior de la curva. La zanja se excavará por lo menos cinco (0.05) m. centímetros dejando de la gradiente exterior del fondo del tubo, teniendo en cuenta la profundidad mínima del entierro exigible. Si la tubería se coloca en la calzada o en el campo, el entierro mínimo sobre la cabeza de los tubos, nunca será menor de 1.00 m., teniendo en cuenta



DIAMETRO (Di)		ANCHO (A)	ALTURA (H)	OBSERVACIONES
Pulg.	mm.	m.	Asbesto-cemento fo.fo.	
3"	75	50	0.90	
4"	100	50	0.90	
6"	150	55	1.00	
8"	200	60	1.15	
10"	250	65	1.15	
12"	300	75	1.20	
14"	350	80	1.25	
16"	400	90	1.30	
18"	450	1.00		1.30
20"	500	1.00		1.35
22"	550	1.10		1.40
24"	600	1.20		1.40
30"	750	1.25		1.50
36"	900	1.35		1.60

que los extremos exteriores de los vástagos de las válvulas deben quedar a un mínimo de treinta centímetros (0.30) m. de superficie. En terrenos de cultivo la profundidad puede ser mayor según la naturaleza de éstos. Si la tubería se coloca en las aceras, o en jardines laterales o centrales, el relleno sobre la cabeza del tubo puede disminuirse hasta ochenta centímetros (0.80)m. si las válvulas y grifos contra incendio lo permiten.

#### 2.4. Cruce con ferrocarriles y vías de primera clase.-

cuando se cruce una línea férrea, el contratista se pondrá de acuerdo con las Empresas Propietarias de la vía, cerca de la norma para cruzarla. Por cuanto en general estas ~~Compañías~~ elaboran y ejecutan los proyectos relativos a la seguridad de la línea por intermedio de su personal especializado, cobrándose por ello los honorarios correspondientes.

Cuando se cruce una línea férrea de una sola vía se colocará el centro del tubo coincidiendo con el centro de la vía. Cuando el cruce sea de un conjunto de vías las uniones de los tubos irán colocadas en preferencia con el espacio existente entre las vías.

En los cruces con líneas de ferrocarriles o vías pri-

mera clase, la excavación debe profundizarse de manera que el entierro mínimo sobre la cabeza de los tubos llegen a un metro veinte centímetros (1.20 m) debiéndose proteger el tubo con alcantarillas, con tubos tipo Arcco, con canaletas o arcos de concreto o ladrillo, Esta última protección es aplicable también a los puntos en los que no se puede dar a la zanja la profundidad necesaria.

2.5. Fondo de la zanja.- El fondo de la zanja debe presentar una superficie bien nivelada, para que los tubos se apoyen sin discontinuidad a lo largo de la generatriz interior; a cuyo efecto los cinco centímetros de sobre-excavación debe rellenarse y asonarse con arena o tierra fina bien seleccionada. Se determinará la ubicación de las uniones en el fondo de la zanja antes de bajar a ella los tubos, en cada uno de esos puntos se abrirán hoyos, o canaletas transversales, de la profundidad y ancho necesario para el fácil manejo de los tubos y sus accesorios en el momento de su montaje.

2.6. Terreno corredizo.- En sitios o terrenos no consolidados, en terrenos deleznable o de naturaleza tal que ofrece peligro de escurrimiento, se recomienda to-

mar todas la precauciones para asegurar la zanja en forma firme y compacta, recurriendo en caso necesario a la pisonado con hormigón, el lecho artificial de ampostería o de concreto, al pilotaje o algún otro procedimiento de igual o mayor estabilidad, incluyendo la eliminación de las causas del deslizamiento por denajes apropiados y otros medios.

2.7. Todo el material excavado, deberá acumular o de manera tal que no ofrezca peligro a la obra, evitando obstruir el tráfico. En ningún caso se permitirá ocupar las veredas con material proveniente de la excavación u otro material de trabajo.

Para proteger a ls personas y evitar peligros a la propiedad y vehículos, se deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el proceso de la obra hasta que la calle esté segura para el tráfico y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el contratista colocará puentes apropiados para peatones o vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc. deberán dejarse libres de obstrucción durante la obra.

2.8. Se tomarán todas la precauciones necesarias a fin

de mantener el servicio de los canales y drenes así como de otros recursos de agua encontrados durante la construcción.

Deberán protegerse todos los árboles, cercos, postes o cualquier otra propiedad, y sólo podrán moverse en caso que sea esta autorizado por el Ingeniero Inspector y repuestos a la terminación del trabajo. Cualquier daño sufrido será reparado por el contratista.

2.9. El contratista deberá tomar las precauciones necesarias a fin de proteger todas las estructuras y personas, y será el único responsable por los daños en persona o cosas provocados por el uso de los explosivos.

### 3. Montaje de la Tubería

3.1. Exámen de la tubería.- Examinar minuciosamente los tubos y sus accesorios mientras se encuentran en la superficie, separando los que puedan presentar algún deterioro.

3.2. Bajada de la tubería a la zanja.- Bajar cuidadosamente la tubería a la zanja, valiéndose según su peso, ya sea de una cuerda en cada extremidad manejada

cada una por un hombre, o de un caballete o trípode provisto de polea.

3.3. Tubería sana y limpia.- Antes de colocar el tubo definitivamente, asegurándose que en el interior esté exento de tierra, piedras, útiles de trabajo, ropa o cualquier otro objeto extraño. Asegúrese también que los enchufes y aros estén limpios, con el fin de obtener una junta hermética.

3.4. Examen i limpieza de los accesorios.- Antes de proceder al montaje de la unión, se examinarán las partes de dichas uniones a fin de cerciorarse de su buen estado. Se someterá el anillo a una tracción, debe ser limpiada y sometida al ensayo del martillo, para cerciorarse de que no hay roturas, rajaduras, ni defectos de fundición . Las tuercas y pernos deben probarse de antemano, para cerciorarse del buen estado del fileteado de los mismos. En general, se asegurará de la limpieza perfecta del tubo , del accesorio de la unión y del anillo.

3.5. Alineamiento en el montaje.- Durante el montaje de la tubería debe nivelarse y alinearse los dos extremos de los tubos que se van a unir , quitando tierra

si fuera necesario, de las partes salientes de la zanja, hasta que resulten perfectamente alineados todos los elementos de la tubería tanto horizontal como en la mantención de la rasante uniforme. Para colocar la tubería en esta posición, debe descartarse en absoluto del empleo de cuñas de piedra o de madera, ya sea en la tubería en sí o para asegurar sus accesorios. En la instalación de curvas de gran diámetro, cada tubo debe seguir el alineamiento del anterior, y tan solo después de terminado el montaje se llevará a cabo el alineamiento curva de la instalación.

3.6. Montaje de tubos y accesorios.- El montaje de tubos y accesorios se efectuará sobre apoyo continuo ya sea directamente sobre la excavación perfectamente nivelada, o en fondos pedregosos difíciles de nivelar, sobre lecho de concreto pobre o sobre arena bien apisonada. Cualquier material de relleno o de recubrimiento o en contactos directos con la tubería, no debe mantener piedras ni otros materiales duros, que podrían transmitir la carga sobrepuesta en forma concentrada sobre puntos particulares de la tubería. Su conexión a los accesorios de fierro fundido debe

hacerse con niples cortos lo más cerca posible al empalme, a fin de proveer uniones flexibles adyacentes a dichos accesorios. Cuando sea necesario cortar un tubo para completar un tramo, esta operación se hará obligatoriamente con sierra o con tarraja.

La preparación de los terminales de los tramos cortados en obra deberán realizarse mediante la máquina especial para tal fin. (tarraja).

3.7. Anclaje de pendientes.- El anclaje de tubos, codos y otros accesorios en pendiente, consistirá en bloques de concreto bien cimentados y de consistencia suficiente para neutralizar el efecto de los empujes.

Ver figs. del 21 al 27.

3.8. Sujeción de codos, derivaciones etc.- Los cambios de dirección, reducciones, cruces, tees, codos, puntos muertos, etc. deben sujetarse por medio de bloques de concreto dejando libres las uniones para su fácil descubrimiento en caso de necesidad. Así mismo las válvulas y grifos contra incendio deben quedar perfectamente anclados. Ver Figs. del 9 al 19.



Puede emplearse collares o abrazadoras de sujeción, fuertemente empotrados en los muros o soldados sobre el que se apoya intercale empaquetaduras de jebe de suficiente espesor u otro material similar que evite el contacto directo. El concreto para los anclajes no deberá tener una proporción menor de: 1:3:6 (cemento-arena-piedras).

3.9. Expansión y Contracción.- Luego de empalmar dos tubos los extremos de la tubería dentro de la junta, cualquiera que sea su tipo, se preparará entre si a no menos de 1/8" (3.2.mm) para los espacios suficientes para los efectos de expansión y contracción de la tubería . En cruces por puentes, la separación entre tubos no debe ser menos de 1/2" (13 mm) en cada unión; se tendrá cuidado de anclar la tubería cada 3 uniones por lo menos, Los accesorios de fierro fundido en cruces por puentes recibirán anclaje independiente y se protegerán contra posibles presiones de empuje.

#### 4. Conexiones Domiciliarias

4.1. Se colocarán conexiones frente a cada parcela, serán del tipo simple (~~ver plano de detalle~~).

4.2. Elemento de Toma.--

4.2.1. Abrazadera.-- Estará constituida por una montura adaptable al diámetro de la tubería respectiva por una brida de ajuste y por una empaquetadura. La montura debería ser de 100% de fierro fundido y permitir tanto el roscado perfecto de la llave de toma respectiva como el acoplamiento de empaquetadura.

4.2.2. La brida estará hecha de fierro dulce galvanizado con los extremos roscados y con sus tuercas respectivas, igualmente galvanizadas. La sección mínima de la brida será de 150 m<sup>2</sup>(25x6 mm).

4.2.3. La empaquetadura será un anillo de sección circular de 13 mm. de diámetro y cuyo diámetro interior será de 54 a 57 mm. será de gamcho natural de primera calidad cuyo extracto asetonico no deberá exceder de 3.5% en peso, en una proporción no menor de 75% en volumen el resto de los componentes no contendría sustancias que pueda impartir mal olor o sabor al agua.

4.2.4. La llave de toma que se acoplará a la abrazadera debe garantizarse para una presión de trabajo de

10 kg/cm<sup>2</sup>, sin presentar fugas. Su acabado será pulido y uniforme además, deberá estar convenientemente lubricada a fin de que pueda ser abierta o cerrada sin ninguna dificultad.

4.1.4.1. La llave de ~~toma~~ comprende dos partes:

Llave propiamente dicha, que en uno de sus extremos tiene rosca cónica tpo Muelle para el empalme a la abrazadera y el otro extremo rosca exterior e interior Standard Americana y una tuerca que posee interiormente rosca Standard Americana y un rebajo por el otro extremo el que tendrá una inclinación de aproximadamente 12° hacia el interior de la tuerca con el fin de acoplar la tubería plástica del elemento de conducción. Se podrá emplear otro dispositivo de acoplamiento que no sea el de rebajo. En la unión de los dos elementos deberá colocarse una empaquetadura de fibra.

4.2.4.2. El material de la llave será una aleación que contenga:

Cobre-----	80% mínimo
Plomo-----	4% máximo
Estaño y/o Zinc-----	Variables
Otros elementos:	
Níquel, fierro y fósforo-----	Variables

En general para lo no especificado deberá estar en concordancia con el ASTM, especificación B 6 2.

4.3. Elemento de conducción

4.3.1. Estará constituido por tubería de P.V.C. cuya fabricación y ensayo se ceñirá a la "Norma Oficial para tubería de Policloruro de Vinilo no plastificado (P.V.C.) para la conducción de flúidos a presión" y a la Norma Técnica para Métodos de Ensayo", respectivamente.

4.3.1.1. Se emplearán tubos tipo "60 P.V .C." es decir con una tensión de diseño de 60 kg/cm<sup>2</sup>.

4.3.1.2. Serán para una presión nominal de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4. Elemento de Control

4.4.1. Caja de protección.- Estará constituida por:

a) Un solado de fondo de concreto simple  $f'c=80$  kg/cm<sup>2</sup> de 50 mm. de espesor.

b) Paredes de albañilería de ladrillo o prefabricadas de concreto  $f'c=140$  kg/cm<sup>2</sup>. La albañilería será enlucida interiormente con mortero 1:5

c) Una tapa, constituida por marco de 70% de fierro viejo y 30% de fierro cochino de forma rectangular y una tapa de 30% de fierro viejo y 70% de fierro cochino que se acoñará a dicho marco con una bisagra y poseerá un cierre de seguridad maniobrable con una llave.



El medidor será sustituido provisionalmente por un niple de 7 1/2" de fierro galvanizado o PVC de 3/4" conectadas a las tuercas de 3/4" de bronce.

#### 4.4.3. Racor o niple de Unión del Medidor con la Conexión . Interior Domiciliaria

Será de P.V.C. de 40 mm. de largo y con una tuerca de unión de aleación de cobre. La tuerca será de iguales características a la descrita en el Item 5.2.4.1. de éstas especificaciones.

#### 4.4.4 Tipos

Serán simples , de acuerdo a lo indicado en los planos.

### 6.1.2. PRUEBAS HIDRAULICAS

1. La comprobación en obras se efectuará para controlar la perfecta ejecución de los trabajos, su conformidad con el proyecto aprobado y para ejecutar las pruebas

de retenida y carga . A este efecto se exigirá la ejecución de dos pruebas, la prueba parcial y la prueba final.

2. Prueba Parcial.- A medida que se verifique el montaje de la tubería y una vez que estén colocados en su posición definitiva todos los accesorios, válvula y grifos que debe llevar la instalación se procederá a hacer pruebas parciales a la presión interna, por tramo de 300 a 500 mts. con máximo en promedio. El tramo en prueba, debe quedar parcialmente rellenado, dejando descubiertos y bien limpias todas las uniones.

MCMV.

2.1. El tramo en prueba se llenará de agua empezando del punto de mayor presión, de manera de asegurar la completa eliminación del aire por las válvulas y grifos de la parte alta. El tramo en prueba debe quedar lleno de agua sin presión durante 24 horas consecutivas antes de proceder a la prueba de presión o por lo menos el tiempo necesario, para que se sature la tubería.



2.2. Por medio de una bomba de mano, colocada en el punto más bajo se llenará gradualmente el tramo en prueba a la presión de trabajo. Esta presión será mantenida mientras se recorre la tubería, y se examinan las uniones en sus dos sentidos (15 minutos sin alteración de la aguja, sino se hace el recorrido). Si el manómetro se mantiene sin pérdida alguna, la presión se elevará a la de comprobación, utilizando la misma bomba. En esta etapa, la presión debe mantenerse constante durante un minuto, sin bombear por cada 10 libras de aumento en la presión.

2.3. La presión mínima de comprobación para servicios de presión normal de trabajo, será de 150 libras por pulgada cuadrada. Se considerará como presión normal de trabajo, la presión media entre la máxima y la mínima de la instalación. En nuestro medio, y mientras no se determine lo contrario, dicha presión será equivalente a 60 libras por pulgada cuadrada y la presión mínima de comprobación a la que debe someterse la instalación, será equivalente a dos y media ( 2 1/2) veces la presión normal de trabajo.

La prueba se considerará positiva si no se producen roturas ó pérdidas de ninguna clase.

La prueba se repetirá tantas veces como sea necesario hasta conseguir resultado positivo.

2.4. Durante la prueba, la tubería no deberá perder por filtración, más de la cantidad estipulada a continuación, en litros por hora según la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N \cdot D \cdot \sqrt{V_p}}{410}$$

F= Filtración permitida en litros por hora

N = ~~Número~~ Número de juntas

D= Diámetro del tubo en pulgadas

p= Presión de prueba en metros de agua

2.5. Se considera como pérdida por filtración, la cantidad de agua que debe agregarse a la tubería y que sea necesaria para mantener la presión de prueba especificada, después que la tubería ha sido completamente llenada, y se ha extraído el aire completamente.

2.6. El agua necesaria para la prueba será proporcionada por el contratista.

2.7. Para el control de la prueba en obra, se llevará los formularios correspondientes, debiendo el contratista recabar el certificado de cada prueba efectuada y acompañarlo(s) como documento (s) indispensable (s) a la valorización que presente sin cuyo requisito la valorización no puede ser tramitada.

### 3. Prueba Final Total

3.1. Para la prueba final se abrirán todas las válvulas, grifos, bocas de riego, descargas etc., y se dejará penetrar el agua lentamente para eliminar el aire, antes de iniciar la prueba a presión, si fuera posible es conveniente empezar la carga por la parte baja dejando correr el agua durante cierto tiempo por los grifos, bocas de riego etc. hasta hacer estar seguro que estas bocas, no dejan escapar más aire. Estas aberturas se empezarán a cerrar partiendo de la zona más baja.

3.2. En la prueba final, no será indispensable someter

la instalación a una sobre presión, pero si será indispensable someterla a la presión normal de trabajo y, luego a la presión estática o sea a la máxima presión normal a la que puede someterse la tubería.

3.3. Prueba de Conexiones domiciliarias.- Después de incertadas las conexiones domiciliarias y estando las llaves Corporation cerradas se hará una prueba del conjunto a una presión no menor de 1.2 veces la presión de servicio y no inferior a 70 lbs/pulg<sup>2</sup>.

6.1.3. RELLENO DE ZANJAS Y LIMPIEZA FINAL

1. Precauciones para el relleno.- Después de las pruebas parciales y corregidos los defectos, se completará el relleno de zanjas, tomando las precauciones necesarias como si se tratara de material vítreo.

La manera de efectuar el relleno de la zanja se muestra en las figuras 5,7,6,8, con objeto de que siempre se evite la formación de cavidades en la parte inferior de los tubos.

2. Modo de efectuar el relleno.- Se colocarán en la zanja primeramente tierra fina o material seleccionado

libre de piedras, raíces, etc y se pisoneará uniformemente debajo de los cotados de longitud total de cada tubo hasta alcanzar su diámetro horizontal. El relleno se seguirá apisonando convenientemente en forma tal que no levante el tubo o lo mueva de su alineamiento horizontal o vertical y en sus capas sucesivas que no excedan de 10 cms. de espesor, hasta obtener una altura mínima de 30 cms. sobre la generatriz superior del tubo. Esta primera etapa puede ser ejecutada parcialmente antes de iniciar las pruebas parciales de la tubería.

3. El resto del relleno se compactará con rodillos aplastadores y otras máquinas apropiadas de acuerdo con el material de que se disponga. Las máquinas deberán pasarse tantas veces sean necesarias para obtener una densidad del relleno no menor del 95% de la máxima obtenida mediante el ensayo Standard de Proctor. La compactación se hará a humedad óptima y en capas horizontales no mayor de 15 cms. Tanto la clase del material de relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.

4. No debe emplearse en el relleno tierra que contenga materias orgánicas en cantidad deletereas, ni raíces o arcillas o limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso seco sea menos de 1,600 kbs/m<sup>3</sup>.

Todos los espacios entre rocas se rellenarán completamente con tierra.

No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1.m. sobre el, lomo del tubo o parte superior del colector de concreto.

5. En las calles sin pavimento, se dejará la superficie del terreno pareja, tal como estaba antes de la excavación y los rellenos sucesivos que fuesen menester para acondicionar la superficie de la zanja en esta forma serán parte de la responsabilidad del constructor hasta por seis meses después de hecho el relleno. En calles pavimentadas el constructor mantendrá la superficie del terreno al nivel de la calle mientras se repone el pavimento.

6. Asentamiento con agua.- Si fuera posible, conviene

apisonar la tierra del primer relleno con agua, evitando la utilización de pisones, los que podrían admitirse solamente en las capas superiores.

7. Restitución del pavimento.- El contratista restituirá pavimento, veredas, buzones, verjas, etc. a su condición original.

Todo el exceso de tuberías, construcciones temporales, desmontes, etc, serán retiradas por el contratista, quien dejará el sitio de trabajo completamente limpio a satisfacción del Ingeniero Inspector.

8. Donde se encuentran obstáculos para el alineamiento y gradientes de la tubería, tales como tubería, conexiones, etc, estos deberán ser sostenidos o retirados, para luego ser reinstalados o reconstruidos por el contratista. En caso de que no sea posible se hará un cambio en el trazo con la autorización del Ingeniero Inspector.

9. La tubería de drenaje de las válvulas de purga no será conectada bajo ninguna circunstancia a un buzón de desagües, o sumergida en ninguna fuente; o de alguna otra manera que exista la posibilidad de succión dentro del sistema de distribución.

DIMENSIONES Y FORMA DE ZANJA

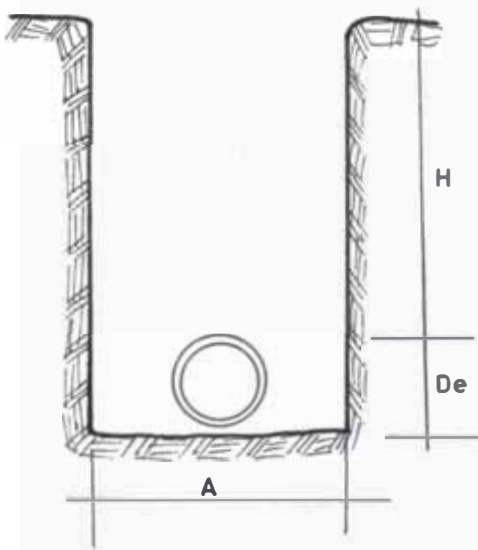


Fig. N° 1

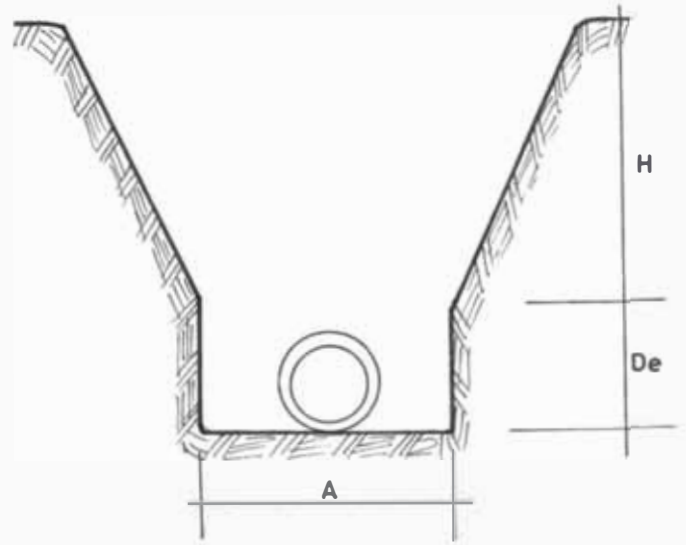


Fig. N° 2

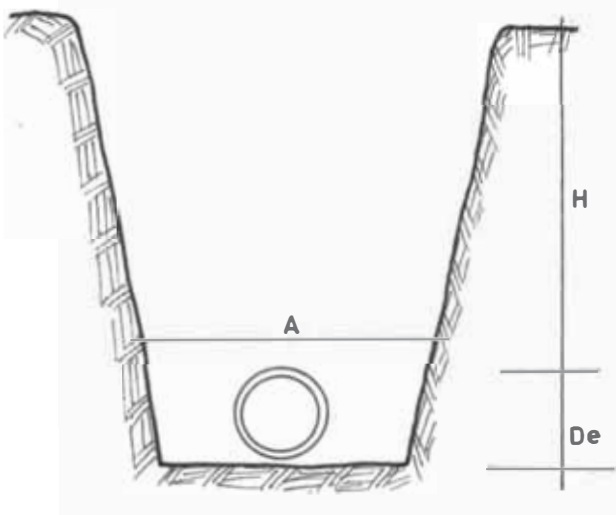


Fig. N° 3

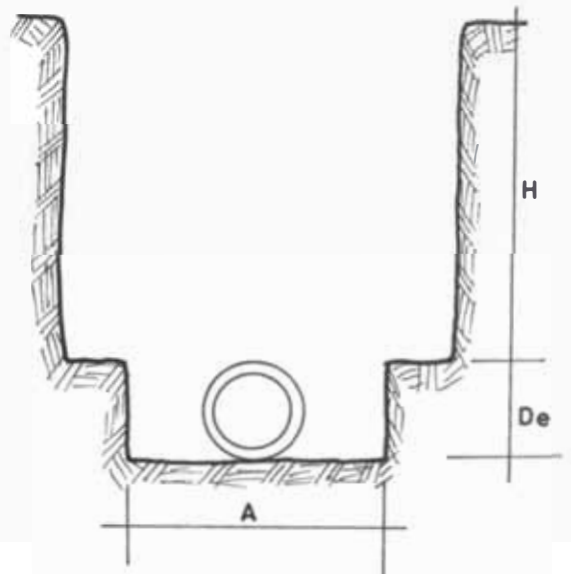


Fig. N° 4



RELLENO TIPO "A"

Tubería tendida sobre fondo conformado:

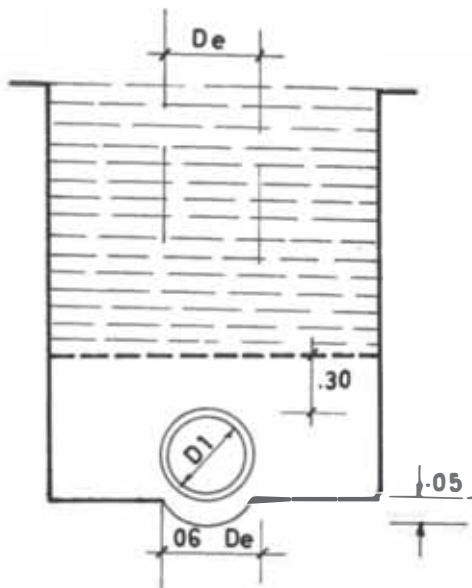


Fig. N° 5

Relleno compactado mecánicamente en capas de 15 cms. de espesor.  
Relleno seleccionado cuidadosamente apisonado en capas de 10 cms. de espesor.  
Relleno con material selecto (Arena)  
Marco de arena que forma la cama del tubo.

RELLENO TIPO "B"

Tubería tendida sobre base de grava.

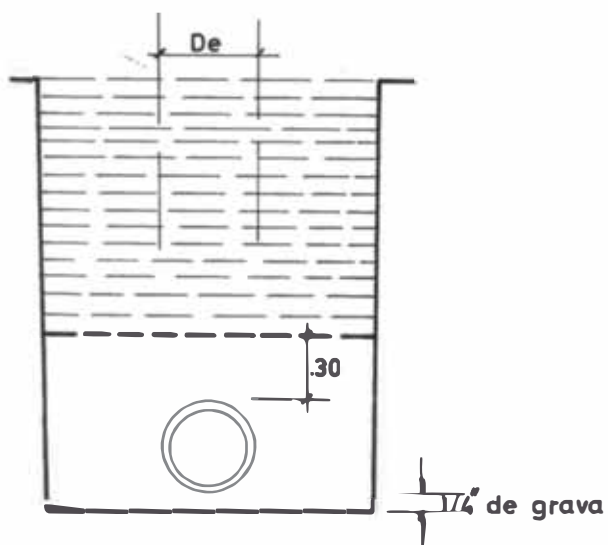


Fig. N° 6

Relleno no apisonado.  
Relleno seleccionado, cuidadosamente apisonado a mano en capas de 10 cms. de espesor.  
Grava.

RELLENO TIPO "C"

Tubos tendidos en encamados discontinuos sobre montículos de tierra.

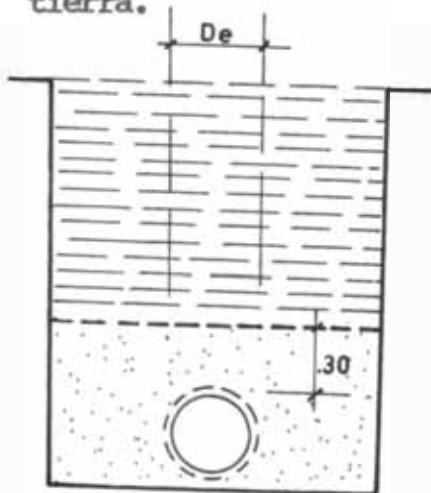


Fig. N° 7

Relleno apisonado mecánicamente en capas de 15 cms. de espesor.

Relleno seleccionado apisonado a mano en capas de 10 cms. de espesor.

Relleno con material seleccionado, apisonado a mano en capas.  
Montículos de tierra.

RELLENO TIPO "D"

Tubos tendidos en encamado continuo y apoyados directamente sobre el fondo de la zanja.

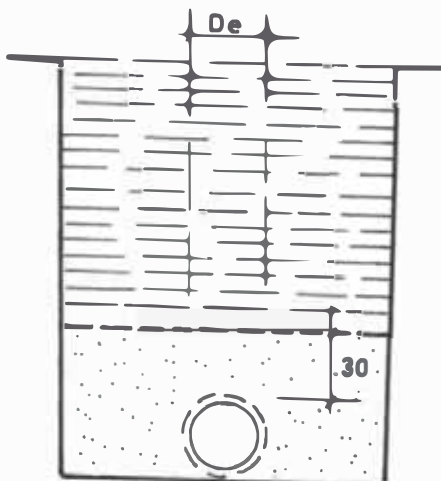


Fig. N° 8

Relleno apisonado mecánicamente en capas de 15 cms. de espesor.

Relleno con material seleccionado apisonado a mano en capas de 10 cms. de espesor.

Relleno con material seleccionado, apisonado a mano.

ANCLAJES

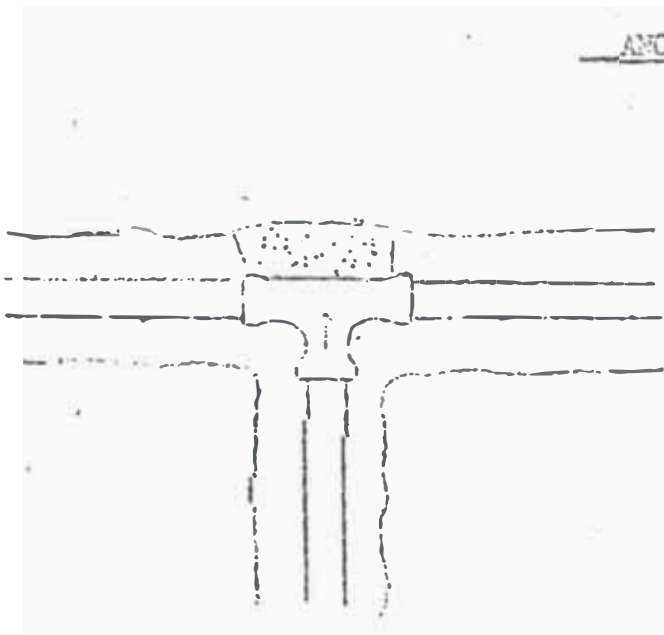


Fig. N° 9.

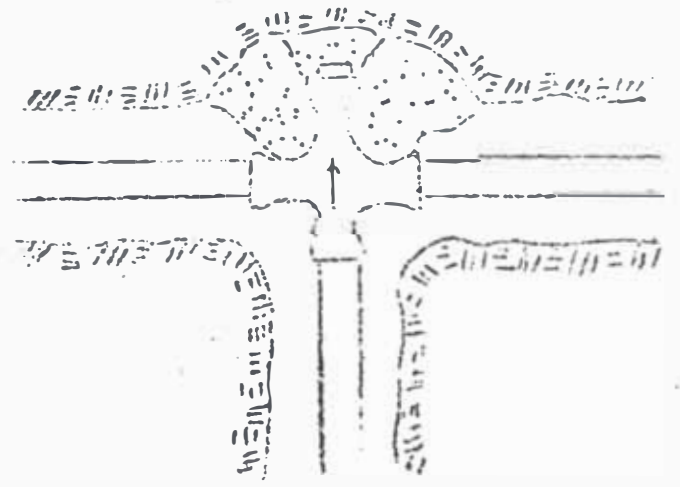


Fig. N° 10.



Fig. N° 11.

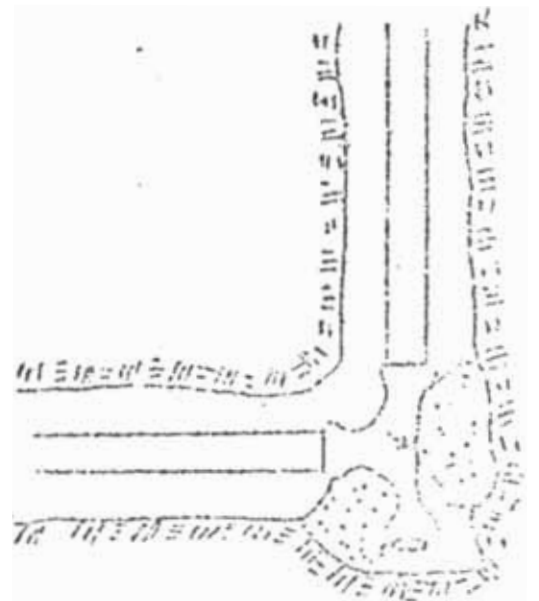


Fig. N° 12.

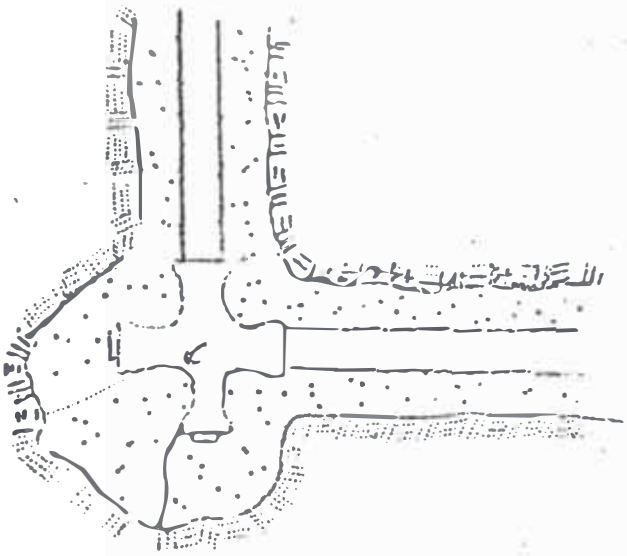


Fig. N° 13

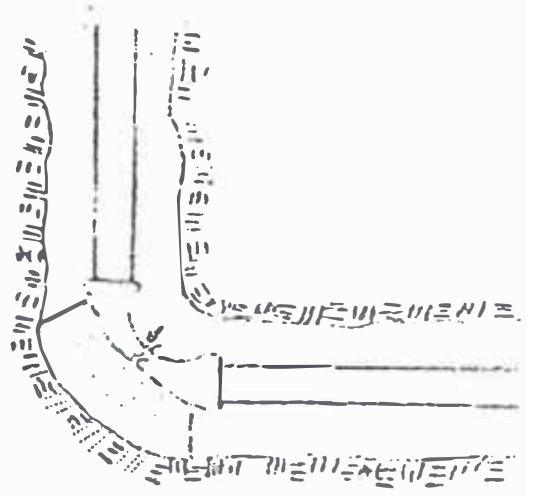


Fig. N° 14

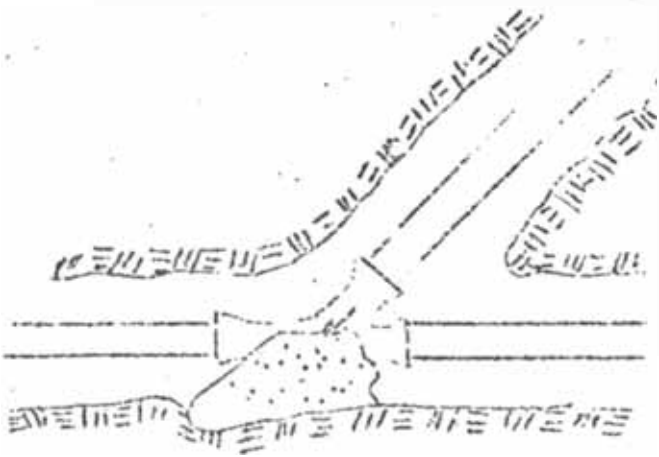


Fig. N° 15



Fig. N° 16.

ANCLAJES

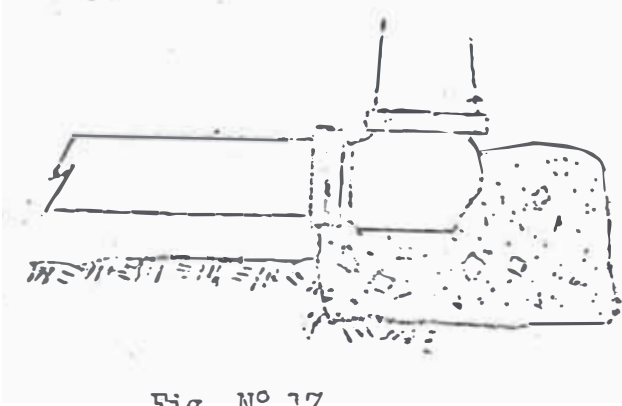


Fig. N° 17

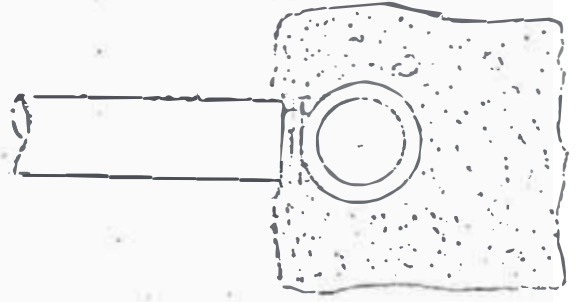


Fig. N° 18

GRIFOS CONTRA INCENDIO

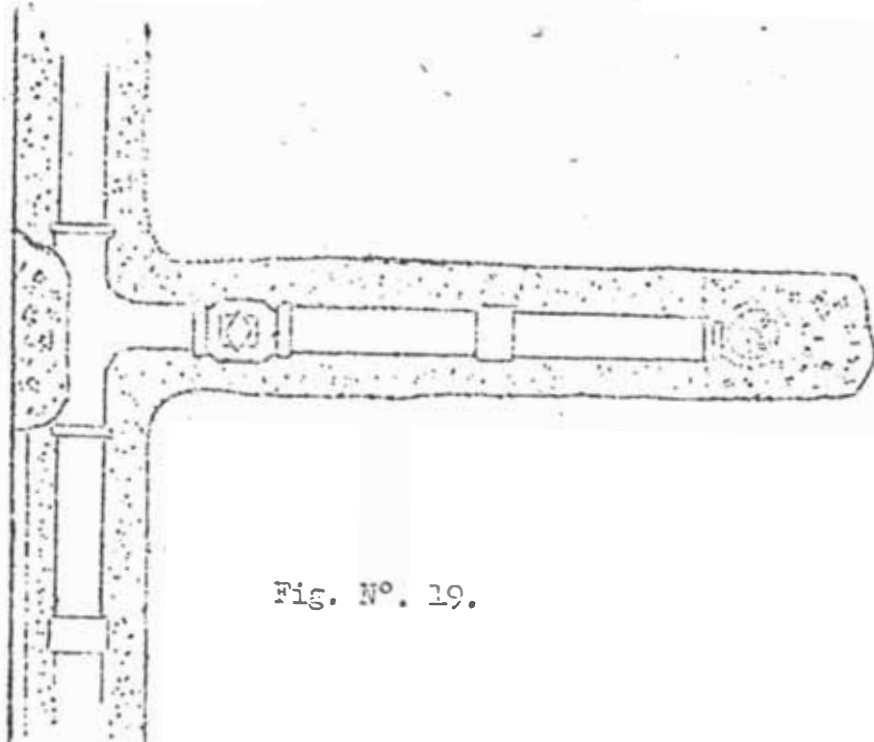


Fig. N° 19.

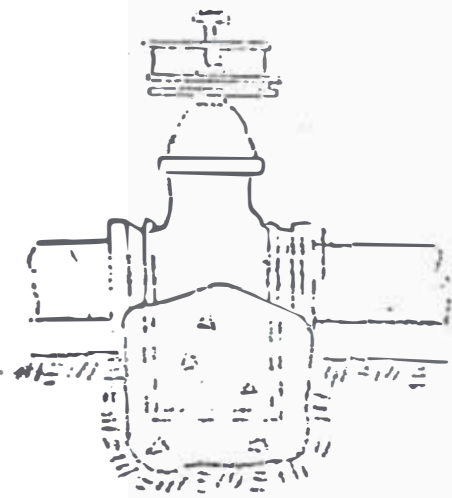


Fig. N° 20

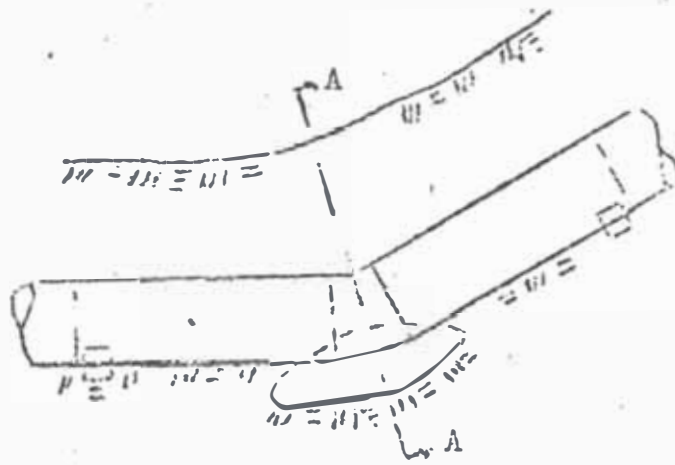
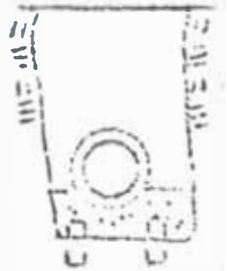


Fig. N° 21



Secc. A-A.

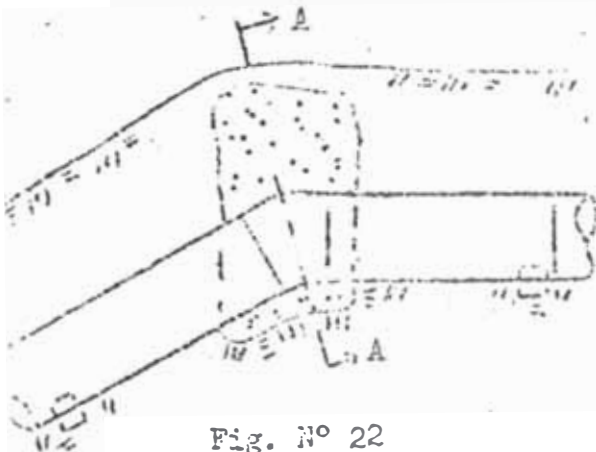


Fig. N° 22

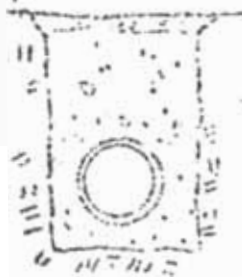


Fig. N° 23.

ANCLAJES EN CURVAS VERTICALES

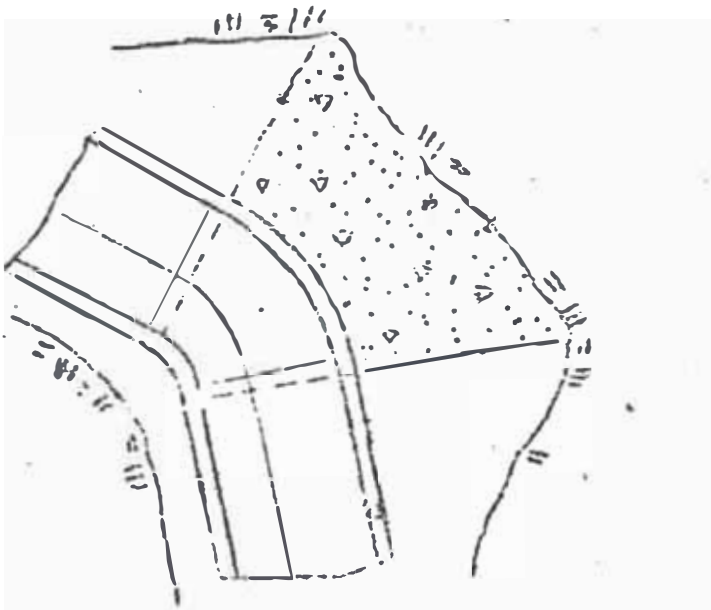


Fig. N° 24.

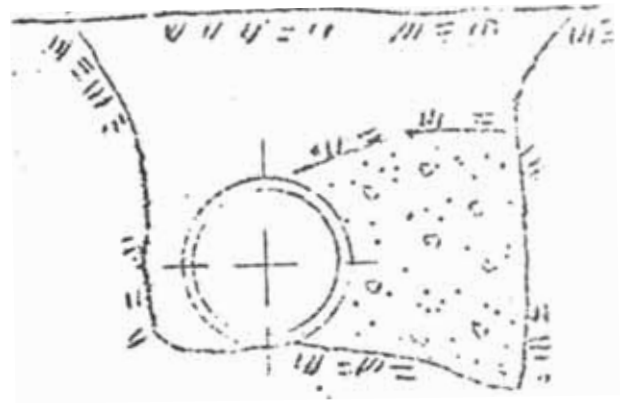


Fig. N° 25.

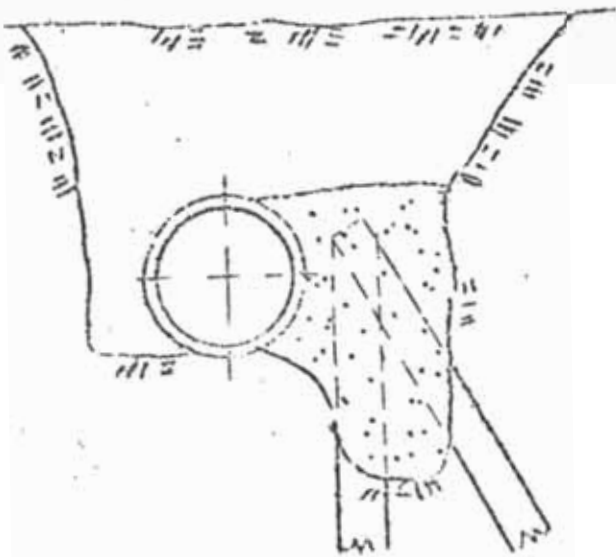


Fig. N° 26.

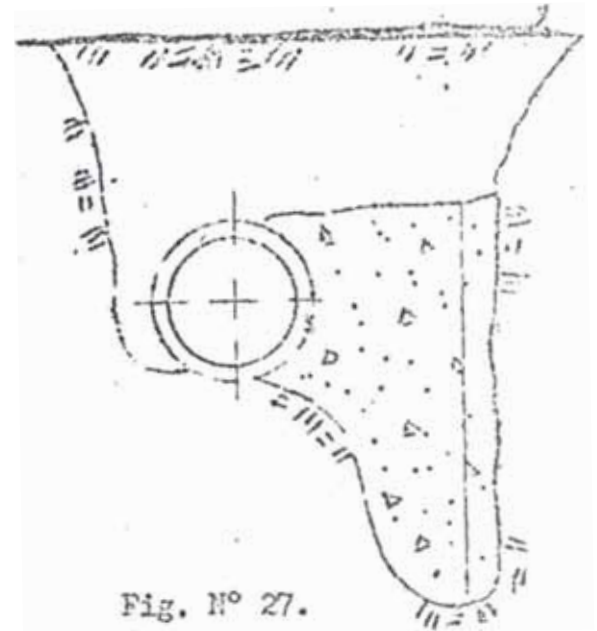


Fig. N° 27.

ANCLAJES EN CUNYAS HORIZONALES.

PRUEBA HIDRAULICA DE TUBERIAS DE AGUA POTABLE

APLICACION DE LA FORMULA  $F = \frac{N \cdot D \sqrt{P}}{410}$

F= PERDIDA POR FILTRACION MAXIMA EN LITROS TOLERADA EN UNA HORA

LOS VALORES DE LA TABLA SON PARA N= 100= No. DE JUNTAS.

Ejemplo - D = 1 ", P = 180 lbs., N= 142, DE LA TABLA PARA

N = 100 DA.

$F_{100} = 32.90; F_{142} = \frac{142}{100} \times 32.90 = 46.75$

FACTORES DE MULTIPLICACION :  $\frac{N_x}{100}$

D	P = PRESION DE PRUEBA							
	105 lbs.	150 lbs.	160 lbs.	170 lbs.	180 lbs.	190 lbs.	200 lbs.	220 lbs.
4"	8.39 lts.	10.05 lt	10.35 lt.	10.65 lt	10.95 lt	11.25 lt	11.55 lt	12.10 lt
6"	12.59 "	15.05 "	15.55 "	15.95 "	16.45 "	16.90 "	17.35 "	18.20 "
8"	16.78 "	20.05 "	20.70 "	21.30 "	21.90 "	22.50 "	23.10 "	24.25 "
10"	20.98 "	25.05 "	25.90 "	26.60 "	27.40 "	28.15 "	28.90 "	30.30 "
12"	25.17 "	30.05 "	31.05 "	31.90 "	32.90 "	33.80 "	34.65 "	36.35 "
14"	29.37 "	35.10 "	36.25 "	37.25 "	38.40 "	39.45 "	40.50 "	42.40 "
16"	33.56 "	40.10 "	41.40 "	41.60 "	43.85 "	45.10 "	46.20 "	48.50 "



VOLUMEN DE AGUA CONTENIDA POR UN RECIPIENTE CILINDRICO DE  
DIAMETRO.

0.30 a 0.38 mts. y ALTURA de 0.1 cm. a 1.00 cm.

D

L I T R O S

0.30	0.07	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.57	0.64	0.71
0.31	0.08	0.15	0.23	0.30	0.38	0.45	0.53	0.60	0.68	0.75
0.32	0.08	0.16	0.24	0.32	0.40	0.48	0.56	0.64	0.72	0.80
0.33	0.09	0.17	0.26	0.34	0.43	0.51	0.60	0.68	0.77	0.86
0.34	0.09	0.18	0.27	0.36	0.45	0.54	0.64	0.73	0.82	0.91
0.35	0.10	0.19	0.29	0.38	0.48	0.58	0.67	0.77	0.87	0.96
0.36	0.10	0.20	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.92	1.02
0.37	0.11	0.22	0.32	0.43	0.54	0.65	0.75	0.86	0.97	1.08
0.38	0.11	0.23	0.34	0.45	0.57	0.68	0.79	0.91	1.02	1.13
Vlms	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0

6.1.4. DESINFECCION DE LAS TUBERIAS

1. Antes de ser puestas en servicio cualquier nueva línea o sistema de agua potable, deberá ser desinfectada con cloro.

Cualquiera de los siguientes métodos enumerados por orden de preferencia podrán seguirse para la ejecución de éste trabajo:

a)- Cloro líquido

b)- Compuestos de cloro disueltos en agua

c)- Compuestos de cloro seco.

2.- En los casos "a y b" del Art(0.1 es necesario realizar un lavado preliminar. Antes de la clorinación toda suciedad y materia extraña deberá ser eliminada inyectándole agua por un extremo y haciéndola salir por el otro por medio de un grifo contra incendio u otro medio. Esto deberá hacerse después de la prueba de presión, ya sea antes o después del relleno de la zanja.

3. Para la desinfección con cloro líquido se aplicará una

una solución de cloro líquido por medio de un aparato clorinador de solución, o cloro directamente de un cilindro con aparatos adecuados para controlar la cantidad inyectada y asegurar la difusión efectiva del cloro en toda la tubería. Será preferible usar el aparato clorinador de solución.

El punto de la aplicación será de preferencia el comienzo de la tubería y a través de una llave "Corporation".

El dosaje de cloro aplicado para la densificación será de 40 a 50 ppm.

4. En la desinfección de la tubería por ~~compu~~stos de cloro disuelto, se podrá usar ~~compuestos~~ de cloro tal como hipoclorinato de calcio o similares cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido. Estos productos se conocen en el mercado como "HTH", "PERCHLORON", "DESMANCHES", etc.

Para la adición de éstos productos se usará una solución de 5% en agua, la que será inyectada o bombeada dentro de la nueva tubería y en cantidad tal que de un dosaje de 40 o 50 ppm. de cloro.

5. El período de retención será por lo menos de 3 horas. Al final de la prueba el agua deberá tener un residuo por lo menos de 5 ppm. de cloro.
6. En el proceso de clorinación, todas las válvulas nuevas y otros accesorios serán operados repetidas veces, para asegurar que todas sus partes entren en contacto con la solución de cloro.
7. Después de la prueba el agua con cloro será totalmente expulsada llenándose la tubería con el agua dedicada al consumo. Antes de poner en servicio esta tubería, se comprobará que el agua que contiene satisface las exigencias de los abastecimientos del agua potable del país, para lo cual se hará los análisis químicos y bacteriológicos correspondientes.  
  
Si éstas condiciones no fueran totalmente satisfactorias la clorinación deberá repetirse.
8. Cuando no sea posible usar los procedimientos señalados en (0.3 y 0.4) podrá usarse el siguiente procedimiento:

Una dosis previamente calculada del compuesto de cloro a usarse será esparcida dentro de la primera unión de la tubería a desinfectarse y a intervalos calculados, preferentes en cada unión, durante el proceso del trabajo.

Para el dosaje se tomará como base la edición de 75 grs. de hipoclorito de calcio con 70% de "cloro disponible" por cada metro cúbico de capacidad de la tubería. Se podrá usar otros compuestos y otros porcentajes de "Cloro disponible" calculando la cantidad a base de los anteriormente especificados.

Una vez terminado el tendido de la tubería, para proceder a la prueba se llenará ésta muy lentamente con agua, para evitar el arrastre del compuesto en polvo hasta el extremo de la tubería.

El período de retención, manipulación y de válvulas, lavado y análisis, se hará como se especifica en 05, 06, y 07).

#### 6.1.5. VALVULAS PARA AGUA

1. Material

1.1. Las válvulas de interrupción para redes de agua potable serán del tipo de compuerta para una presión de trabajo mínimo de 150 lbs/pulg<sup>2</sup>. Llevarán doble campana capaz de recibir directamente la tubería de asbesto cemento con la unión normal de anillo de jebe.

1.2. Podrán ser extranjeros o nacionales siempre que cumplan las especificaciones A.W.W.A.C. 500

2. Aceptación

2.1. Las válvulas deberán ser examinadas antes de su instalación para verificar que no tengan ningún defecto de fabricación ó deterioro en el transporte.

2.2. Cuando sea necesario, el Ministerio de Vivienda, podrá solicitar una prueba hidráulica de la válvula fuera de zanja a una presión no menor de 200 lbs/pulg<sup>2</sup>.

3.- Colocación

3.1. El fondo de la zanja, donde se apoyará la válvula, se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.

3.2. Después de colocada la válvula en zanja, incluyendo su unión con las respectivas tuberías se colocará un solado de concreto  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$  destinado al anclaje de la válvula y para servir de apoyo a la caja de ladrillo.

Sus dimensiones deberán estar de acuerdo al tamaño de dicha caja, que interiormente tendrá como mínimo:

Válvula de 3" ó 4"	- 0.20 x 0.26
Válvula de 6"	- 0.22 x 0.38
Válvula de 8"	- 0.34 x 0.40
Válvula de 10"	- 0.35 x 0.48
Válvula de 12"	- 0.36 x 0.52
Válvula de 14"	- 0.46 x 0.61

El espesor "e" del solado,

debajo de la válvula será "e" según plano.

Para válvulas de 3" a 8" - 0.15 m.

Para válvulas de 10" a 14" - 0.20 m.

3.3 La caja de ladrillo rectangular que rodeará la válvula deberá hacerse de las dimensiones indicadas

en 5.3.2. de ladrillo corriente de soga asentado con mortero 1:5, sin tarrajeo.

El apoyo directo de la caja de ladrillo sobre la tubería deberá ser evitado mediante la colocación de un dintel de 0.08 m. de alto de concreto 140 kg/cm<sup>2</sup> (ver plano de detalles). que garantice la separación entre ambos elementos.

3.4. La caja de ladrillo terminará 0.25 m. debajo de la rasante del pavimento.

Encima llevará un techo de concreto armado, de forma rectangular, prefabricado, de 0.06 de espesor y con abertura en el centro de 0.12 x 0.12 m.

Llevará 2  $\emptyset$  1/4" rectos, formando marco con la abertura central.

3.5. Encima del techo se colocará la caja para válvula de fierro fundido con base circular de 0.20 m. de diámetro 0.21 m. de alto y 12 kg. de peso.

Para asegurarla al techo se vaciará alrededor de ella una mezcla 1:3 cemento-arena con una altura mínima de 0.10 m. salvo el caso de construcción de pavimento en el lugar donde está localizada la válvula.



6.1.6. GRIFOS CONTRA INCENDIO

1. Material

1.1. Los grifos contra incendio serán del tipo poste de dos bocas de 2 1/2" Llevará válvula de compuerta para interrumpir el flujo en caso necesario. Ambas bocas llevarán tapa de fierro fundido con cadena de seguridad. La campana deberá ser del tipo apropiado para tubería de Eternit, Tipo Mazza.

1.2. Podrán ser de fabricación extranjera o nacional siempre que cumplan las Especificaciones A.W.W.A C-502.

2. Aceptación

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

2.2. Cuando sea requerido, el Ministerio de Vivienda podrá solicitar una prueba hidráulica del grifo fuera de zanja a una presión no menor de 200 libras por pulgada cuadrada.

### 3. Instalación

3.1. El fondo de la zanja donde se va instalar el grifo se apisonará hasta conseguir una superficie bien compactada.

3.2. El asiento del grifo se colocará sobre un solado de concreto de 3" de espesor, mezcla 1:8 (cemento-hormigón).

Después de realizar su empalme con la red se vaciará alrededor del asiento un acompañamiento de igual mezcla que servirá de anclaje al grifo.

Este acompañamiento deberá extenderse hasta la pared de la zanja en el lado opuesto a la entrada de la tubería con iguales características que en el caso de un codo colocado en zanja, (ver plano de la red general de agua).

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

3.4. Los grifos contra incendio serán colocados en forma tal que se asegure una completa accesibilidad

evitando además las posibilidades de daño producido por vehículos y a la vez que no entorpezcan el tráfico de peatones. En todo caso no deberán estar a menos de 0.15 m. del borde de la vereda.

3.5. Colocación a la salida de una curva.- Cuando se coloquen grifos a la salida de una curva del camino no deberán estar a menos de 0.15 m. ni a más de 0.30 m. de la vereda, ni menos de 6.00 m. del punto término de la curva.

3.6. Drenaje de los grifos.- Cuando se coloquen grifos sobre un terreno impermeable deberá excavarse bajo cada grifo, un pozo de drenaje de por lo menos 0.60 m. de diámetro y 0.60 m. de profundidad; este pozo se rellenará con grava gruesa o piedra partida mezclada con arena hasta una altura aproximada de 0.15 sobre la abertura de desague. Bajo ninguna circunstancia éstos pozos se conectarán al sistema de desague.

3.7. Anclaje.- La base de cada grifo será bien atravesada contra el extremo de la zanja con lajas de piedra o bloques de concreto o amarrada de la tubería con varillas de fierro o grampas apropiadas.

6.1.7. GRIFOS DE RIEGO:

1. Los jardines notables se regarán mediante grifos que se alimentarán de la red general de distribución de la Urbanización mediante empalmes de 1" de diámetro a dicha red general; los empalmes se ejecutarán mediante abrazaderas de derivación.
  
2. El grifo de riego comprende el empalme a la red general un tramo de tubería del 1" de diámetro de P.V.C Clase 10, de unión entre dicho empalme con la válvula de compuerta (grifo propiamente) de 1" de diámetro de bronce de uniones roscadas y para 125 lbs/pulg<sup>2</sup> de presión de trabajo como mínimo; dicha válvula irá dentro de una caja de 0.25 m. x 0.40 m. de concreto  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$  ó de albañilería de ladrillo, de una profundidad de 0.35 m. desde el nivel de tapa y sobre salida la caja 0.10 m. sobre el nivel del terreno, la caja irá cubierta con una tapa de fierro fundido, ubicada sobre vereda; o tapa de cemento prefabricado de 0.05 m. de espesor con 1/4"  $\varnothing$  a 0.10 m. en malla si

se ubica sobre el terreno natural (jardín).

Para evitar que se acumule agua en el interior de la caja se colocarán tubos de 3/4" de P.V.C. para drenar el agua hacia el terreno natural, lo que se facilitará colocando una capa de grava alrededor de la caja.;

El ramal de 1" de diámetro de P.V.C. se conecta con un codo de fierro galvanizado antes de entrar a la caja y a partir de dicho codo se colocará un niples de fierro galvanizado orientado verticalmente y luego la válvula de compuerta, que remata en otro niple de 1" x 4" roscada, también de fierro galvanizado, donde se enchufará la manguera de riego.

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

- 1.- Ingeniería de los REcursos Hidráulicos..R.K.Linsley-J.B.Franzini
- 2.- Water Supply and Waste-water Disposal...Fair G.M. and J.C. Geyer
- 3.- Water Supply and Sewerage.....Steel Ernest W.
- 4.- Manual de Tratamiento de Aguas.....Departamento de Sanidad de  
Estado de Nueva York
- 5.- Revista "DAE"..... Compañía de Saneamiento Básico  
del Estado de Sao Paulo-Brasil
- 6.- Abastecimiento de Agua..... José Paz Maroto.
- 7.- Apuntes de Clase..... Ing. Augusto Navarro Palma  
Ing. Carlos Ruiz Altuna
- 8.- Mecánica de los Fluídos..... Victor L. Streeter
- 9.- Hidráulica..... Francisco J. Domínguez
- 10- Normas y Requisitos para proyectos  
de agua Potable y Alcantarillado  
destinados a localidades urbanas                   Ministerio de Vivienda  
y Construcción
- 11- Plan REgulador de Caraz..... Arquitectos: R. Pérez León  
J. García Bryce  
M.A. Llona B.  
  
Ingenieros: H. Estabridis  
J. Meza Cuadra  
F. Stein  
P. Padilla  
Sociólogo: J. Alvarado  
Asesor Legal: E. Glave

\*\*\*\*\*

## I N D I C E

pag.

### CAPITULO I

#### LA CIUDAD

1.1. Características- Físico y Aspectos Socio económicos	1
1.2. Plano Básico	14
1.3. Plano Regulador	15
1.4. Superficie Urbana -Zonificación	17
1.5. Reseña Histórica de Caraz.	20

### CAPITULO II

#### ESTUDIO GENERAL DEL SISTEMA ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

2.1. Captación	29
2.2. Línea de Conducción	32
2.3. Planta de Tratamiento	32
2.4. Almacenamiento	41
2.5. Línea de Aducción.	43
2.6. Levantamiento Topográfico de la Red de Distribución	44
2.7. Aspectos Técnicos	46
2.8. Aspectos Administrativos.	53

### CAPITULO III

#### FACTORES BASICOS DE DISEÑO

3.1. Estudio de Población y Densidades	57
3.2. Consumos Actuales	70
3.3 Estimación de la Demanda Futura.	74

	Pag.
<b>CAPITULO IV</b>	
<b>RECURSOS ACUIFEROS</b>	
4.1. Aspectos Generales	82
4.2. Recursos de Agua Superficiales	83
4.3. Recursos de Aguas Subterráneas	99
4.4. Selección de la Fuente de Abastecimiento	105
<b>CAPITULO V</b>	
<b>PROYECTO DE REHABILITACION, AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.</b>	
5.1. Captación del Agua Superficial	107
5.2. Línea de Conducción Proyectada	111
5.3. Planta de Tratamiento de Agua.	112
5.4. Reservorio y Línea de Aducción	118
5.5. Zonas de Servicio	119
5.6. Sistema de Distribución Futura.	122
<b>CAPITULO VI</b>	
<b>ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA INSTALACION DE TUBERIA ASBESTO-CEMENTO</b>	
6.1. Redes de Agua Potable	140
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>184.</b>