

Universidad Técnica de Loja
 BIBLIOTECA GENERAL
 918
 Revisado el 21-04-29
 Valor \$200
 No Clasificación 1991 Q3 JC 172

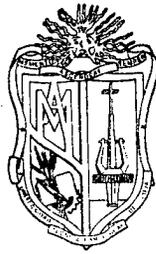


239-909

628 X 295 JC

628
 Agua Potable
 Universidad Técnica de Loja
 Loja

628. 1
 628



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“ESTUDIO Y DISEÑO DE AGUA POTABLE PARA LA
UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA”**

TOMO I

**TESIS DE GRADO DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR:

Vicente H. Quezada C.

DIRECTOR:

Ing. Dorian Mora C.

Loja - Ecuador

1 990



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

2017

Ingeniero
Dorian Mora Costa
CATEDRATICO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

C E R T I F I C A :

Que el Sr. VICENTE QUEZADA C., egresado de la Facultad de Ingeniería Civil, ha trabajado bajo mi dirección la presente tesis, la misma que después de haber cumplido con las sugerencias y observaciones previamente señaladas, posee la suficiente validez técnica y cumple con la reglamentación de la Facultad dispuesta para el efecto; motivo por el cual autorizo su presentación ante el Honorable Consejo de Facultad para los fines pertinentes.

Loja, noviembre de 1990



Ing. Dorian Mora Costa
DIRECTOR



Ingenieros:
Dora Quezada Ochoa
Luis Castillo Eguiguren
CATEDRATICOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

CERTIFICAMOS:

Haber asesorado la presente tesis, la misma que después de haber cumplido con las sugerencias y observaciones previamente señaladas, posee la suficiente validez técnica y cumple con la reglamentación de la Facultad dispuesta para el efecto, motivo por el cual autorizamos su presentación ante el Honorable Consejo de Facultad para los fines pertinentes.

Loja, noviembre de 1990

Ing. Dora Quezada Ochoa
ASESORA

Ing. Luis Castillo Eguiguren
ASESOR

A U T O R I A

La responsabilidad del diseño, resultados y conclusiones de la presente tesis, es de exclusiva responsabilidad del autor.

Vicente Quezada C.

AGRADECIMIENTO

Agradezco muy de veras a los señores - Ingenieros: Dorian Mora C., Director de Tesis, Dora Quezada O. y Luis Castillo E., Asesores de la misma, quienes con sus valiosos conocimientos - técnicos, sugerencias y observaciones muy acertadas supieron dirigirme y - asesorarme para que el presente trabajo adquiriera cumplida realización.

No puedo dejar de agradecer a todos - mis profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, quienes constituyen el fundamento de mi formación - profesional.

Hago extensivo mi agradecimiento a todos mis amigos, porque ellos han significado el ánimo y la moral que yo habría necesitado durante mis estudios universitarios.

EL AUTOR

DEDICATORIA

Con cariño:

A mis padres,
A mi esposa, y
A mi hijo David.

INDICE DEL CONTENIDO

CAPITULO I

METODOLOGIA GENERAL

1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 INTRODUCCION.....	2
1.3 ANTECEDENTES.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 DATOS GEOGRAFICOS.....	5
2.1.1 Situación Geográfica.....	5
2.2 DATOS HIDROLOGICOS.....	5
2.3 VIAS DE ACCESO Y DE COMUNICACION.....	6
2.4 PROBLEMAS SOCIO-ECONOMICOS.....	6
2.5 ESTUDIO SANITARIO ACTUAL.....	7

CAPITULO III

CALIDAD DEL AGUA

3.1 GENERALIDADES.....	11
3.1.1 Enfermedades de Origen Hídrico.....	12
3.2 CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS Y BACTERIOLOGICAS DEL - AGUA.....	13
3.2.1 Características Físicas.....	14
3.2.1.1 Color.....	14
3.2.1.2 Turbiedad.....	15
3.2.1.3 Olor y sabor.....	15
3.2.1.4 Temperatura.....	16
3.2.2 Características Químicas.....	16
3.2.3 Características Bacteriológicas.....	20

CAPITULO IV

BASES DE DISEÑO

4.1 PERIODO DE DISEÑO.....	25
4.1.1 Máximo Aprovechamiento de la Capacidad de las - Fuentes.....	25

4.1.2	Inversión - Financiación - Etapas de Operación..	26
4.1.3	Durabilidad Normal de las Partes Constitutivas - del Sistema.....	27
4.2	ESTUDIO DE LA POBLACION FUTURA.....	29
4.2.1	Método Aritmético.....	30
4.2.2	Método Geométrico.....	32
4.2.3	Método Geométrico del IEOS.....	34
4.3	CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA.....	44
4.3.1	Consumo Doméstico.....	45
4.3.2	Consumo Comercial e Industrial.....	46
4.3.3	Consumo Público.....	46
4.3.4	Consumo por Desperdicios y Fugas.....	46
4.4	FACTORES QUE AFECTAN LA DEMANDA.....	48
4.5	VARIACIONES DE LA DEMANDA.....	50
4.5.1	Tipos de Variaciones.....	50
4.5.1.1	Variaciones de tipo estacional.....	50
4.5.1.2	Variaciones de tipo semanal y mensual..	50
4.5.1.3	Variaciones de tipo diario.....	51
4.5.1.4	Variaciones de tipo horario.....	51
4.6	DOTACION DE AGUA.....	52
4.6.1	Dotación Básica.....	52
4.6.2	Dotación Media Actual.....	53
4.6.3	Dotación Media Futura.....	54
4.7	CAUDAL O CONSUMO MEDIO DIARIO.....	55
4.8	DEMANDA DE AGUA DE LA POBLACION UNIVERSITARIA.....	55
4.9	CAUDALES DE DISEÑO.....	57
4.9.1	Consumo para Combatir Incendios.....	57

CAPITULO V

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

5.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL TERRENO.....	59
5.2	ANTEPROYECTO HORIZONTAL.....	60
5.3	REPLANTEO DE LOS EJES DE VIAS.....	60
5.4	NIVELACION DE LOS EJES DE VIAS.....	61
5.5	DISEÑO URBANISTICO DEFINITIVO.....	61
5.5.1	Proyecto Horizontal.....	61
5.5.2	Proyecto Vertical.....	61
5.6	DATOS TOPOGRAFICOS.....	62

5.7	POSIBLES ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	68
5.7.1	Alternativa a gravedad (presión).....	68
5.7.1.1	Vertederos.....	68
5.7.2	Alternativa a Bombeo (forzada).....	70

CAPITULO VI

ESTACION DE BOMBEO

6.1	DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.....	73
6.2	DEFINICION Y CLASIFICACION DE BOMBAS.....	74
6.3	TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO.....	75
6.4	DIMENSIONES QUE DEBEN TENER LAS CAMARAS.....	76
6.5	NORMAS DEL IEOS PARA EL DISEÑO DE UNA ESTACION DE BOM - BEO.....	76
6.5.1	Directivas Generales.....	76
6.5.2	Pozo de Succión y Cámara de Bombas.....	77
6.5.3	Capacidad.....	78
6.5.4	Ventilación.....	78
6.5.5	Equipos de Bombeo.....	79
6.5.6	Válvulas y Tuberías.....	80
6.6	POTENCIA DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO.....	83
6.7	POTENCIA INSTALADA.....	83
6.8	EFICIENCIA DE LAS MAQUINAS.....	83
6.9	CURVAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS CENTRIFUGAS.....	84
6.10	ALTERACIONES EN LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO.....	85
6.11	BOMBAS TRABAJANDO EN SERIE Y EN PARALELO.....	86
6.12	VELOCIDAD ESPECIFICA.....	87
6.13	INSTALACIONES DE BOMBEO.....	88
6.14	CAVITACION.....	88
6.15	SIGNOS DE LA EXISTENCIA DE CAVITACION.....	90
6.16	INSTALACIONES QUE NO SON OPERADAS CONTINUAMENTE.....	90
6.17	EQUIPOS ELECTRICOS DE LAS INSTALACIONES.....	91
6.17.1	Motores Eléctricos.....	91
6.17.2	Equipos de Arranque.....	91
6.18	INSTALACION - OPERACION Y MANTENIMIENTO DE BOMBAS.....	92
6.18.1	Tubería de Succión.....	92
6.18.2	Estación de Bombeo.....	94
6.18.3	Tubería de Impulsión.....	97
6.19	CONTROLES MAXIMOS Y MINIMOS DE BOMBEO.....	99

6.20 PERIODOS DE RENTENCION.....	100
6.21 ANALISIS TECNICO DE LAS PARTES DEL PRESENTE PROYECTO...	101
6.21.1 Caudal de Bombeo.....	101
6.21.2 Tubería de Alimentación.....	101
6.21.3 Cámara Húmeda.....	103
6.21.4 Cámara Seca.....	105
6.21.5 Línea de Impulsión.....	105
6.22 DISEÑO DE LA TUBERIA MAS ECONOMICA DE BOMBEO.....	105
6.23 CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA.....	114
6.23.1 En Succión.....	114
6.23.1.1 Por accesorios (ha).....	114
6.23.1.2 Por fricción (hf)	114
6.23.2 En Descarga (Hd).....	115
6.23.2.1 Por accesorios (ha).....	115
6.23.2.2 Por fricción (hf).....	116
6.24 GOLPE DE ARIETE.....	118
6.24.1 Mecanismo del Fenómeno.....	120
6.24.2 Cálculo de la Sobrepresión.....	124
6.24.3 Medidas Generales Contra el Golpe de Ariete....	125

CAPITULO VII

ALMACENAMIENTO DEL LIQUIDO

7.1 GENERALIDADES.....	127
7.2 CLASES DE TANQUES DE RESERVA.....	128
7.2.1 Tanques Superficiales.....	128
7.2.2 Tanques Elevados.....	130
7.3 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS Y FORMA DEL TANQUE.....	132
7.4 ACCESORIOS Y DISPOSITIVOS DE CONTROL.....	133
7.5 ASPECTOS DE SUPERVISION EN LA CONSTRUCCION.....	135
7.6 VOLUMENES DE RESERVA.....	137
7.6.1 Volumen de Regulación.....	138
7.6.2 Volumen para Protección contra Incendios.....	138
7.6.3 Volumen de Emergencia.....	139
7.6.4 Volumen Total.....	140

CAPITULO VIII

RED DE DISTRIBUCION

8.1 CARACTERISTICAS DE DISEÑO.....	141
8.2 CLASIFICACION Y FORMAS DE LAS REDES.....	141

8.2.1	Sistema Ramificado.....	142
8.2.2	Sistema Reticular.....	143
8.2.3	Sistemas con Alimentación Radial.....	143
8.2.4	Sistemas de Malla para Areas en Pendiente.....	144
8.2.5	Sistemas de Malla con Alimentación Central.....	145
8.3	ZONAS DE PRESION.....	145
8.4	TRAZADO DE TUBERIAS.....	145
8.5	VALVULAS REGULADORAS DE PRESION.....	146
8.6	DISTRIBUCION DE VALVULAS.....	147
8.7	MATERIALES A UTILIZARSE.....	148
8.8	ESQUEMATIZACION DE LA RED Y AREAS DE INFLUENCIA.....	149
8.9	CAUDAL DE DISEÑO Y PRESIONES.....	149
8.10	CAUDAL PARA COMBATIR INCENDIOS.....	150
8.11	DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA RED.....	150
8.11.1	Circulación del Agua en las Tuberías.....	151
8.11.2	Cálculo de la Red.....	152
8.11.2	Método de Hardy Cross.....	152
8.12	GRAFICOS DE LA RED Y CALCULOS HIDRAULICOS.....	156
8.13	SUPERVISION EN LA CONSTRUCCION DE LA RED DE DISTRIBU CION.....	167
8.14	CONEXIONES DOMICILIARIAS.....	172
8.14.1	Estimación de los Caudales.....	173
8.15	ESQUEMA DE LOCALIZACION DE TUBERIAS DE A°P°.....	175
8.16	INSTRUCTIVO PARA OPERADORES DE SISTEMAS DE BOMBEO.....	175
8.17	ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	182
8.18	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	236

CAPITULO I

METODOLOGIA GENERAL

1.1 GENERALIDADES

El agua, al encontrarse fluyendo por la corteza terrestre o dentro del suelo en estado natural, puede llevar consigo gran cantidad de impurezas físicas, químicas y bacteriológicas, y en el transcurso de su recorrido está expuesta a contaminación tanto humana como animal; por lo tanto para el uso humano es necesario mejorar su calidad mediante la potabilización a fin de eliminar tales impurezas y sustancias extrañas nocivas para nuestro organismo.

Es de considerable importancia contar con un buen sistema de agua potable, ya que mientras más pura y potable sea el agua de nuestro uso, mejor será nuestra salud.

El agua aproximadamente ocupa las 4/5 partes de la superficie terrestre y representa el 70% del peso total del hombre. El hombre utiliza el agua para su nutrición ya sea como bebida o como parte integrante de los alimentos, se la utiliza para todas las actividades de higiene y además es el medio de transporte y evacuación de las aguas negras por alcantarillado.

El agua químicamente pura es la combinación de Oxígeno e Hi

drógeno razón por la cual es fácil su obtención por Electrólisis; - pero también se encuentra en las aguas naturales elementos químicos como el Sodio, Nitratos, Cobre, Zinc; variando su concentración de acuerdo a las condiciones ambientales. El pH del agua oscila entre 5.5 a 9.0. El agua no debe contener contaminantes, pero sí elementos químicos que la presenten clara, inodora, insípida, no corrosiva, no debe por otra parte originar precipitación de sólidos ni producir efectos aunque sean fisiológicos indeseables.

1.2 INTRODUCCION

El aprovisionamiento de agua en cantidad y calidad suficiente así como su fácil acceso, son dentro del saneamiento ambiental las necesidades sanitarias básicas y un componente esencial de los cuidados de salud primarios.

Numerosas enfermedades que afectan a las poblaciones desprotegidas particularmente a las marginadas de las áreas rurales y periurbanas de las grandes ciudades, podrían ser fuertemente reducidas si se satisfacen plenamente esos requerimientos fundamentales.

El Saneamiento Ambiental es el fiel reflejo del índice cultural, económico y médico-social de un pueblo desarrollado o en vías de desarrollo como el Ecuador. Lastimosamente en países pobres como el nuestro, los presupuestos destinados a obras de infraestructura como el Saneamiento Ambiental son muy reducidos, y su realización está sujeta en muchos casos a créditos de otros países.

Una etiología variada y compleja rodea al problema de la dotación de agua potable, mas ésta sería superable si la humanidad ac-

tual y particularmente sus gobiernos, muy especialmente los de los países del Tercer Mundo, reparan en la realidad dolorosa de que por la ingestión de agua contaminada mueren tres o cuatro niños antes de llegar a la adolescencia.

Preocupación inquietante y azarosa es para la humanidad actual y por cierto con perspectivas muy sombrías para el futuro, el suministro de agua para que la población pueda sobrevivir, el mismo que es cada vez más deficitario, no sólo en el aspecto cuantitativo, sino también cualitativo.

1.3 ANTECEDENTES

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, dispone a sus alumnos, la elaboración de monografías previo a la asignación de su título profesional, con la finalidad de formar profesionales técnicamente capacitados y con un criterio sólido de conocimientos que vayan a colaborar con la sociedad y se integren al desarrollo del país.

La U.T.P.L., desde su creación ha experimentado un acelerado avance en cuanto a la creación de facultades, edificación, aspectos industrial, fabril, etc, consecuentemente se ha producido un vertiginoso crecimiento de su población universitaria, la misma que demanda de servicios básicos principalmente del agua potable.

En la actualidad la U.T.P.L., cuenta con un sistema de agua potable por bombeo, tomado de la red de agua de la ciudad de Loja; resultando insuficiente para la población universitaria hoy existen-



te; ameritándose por lo tanto un nuevo sistema, capaz de suplir la necesidad del líquido vital en dicha población así como también la de los sectores industrial, fabril, artesanal, laboratorios, etc.

1.4 OBJETIVOS

Entre los principales objetivos que persigue el presente trabajo tenemos los siguientes:

- a) En gratitud a la formación profesional recibida de parte de la U.T.P.L., mediante esta monografía expreso mi reciprocidad.
- b) Colaborar con los estudiantes de Ingeniería Civil, facilitando una fuente de consulta sencilla ya que el trabajo está realizado con un lenguaje diáfano, coadyuvando a la comprensión inmediata del usuario.
- c) El trabajo está encaminado a su realización económicamente conveniente.

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 DATOS GEOGRAFICOS

2.1.1 Situación Geográfica

De acuerdo a su situación geográfica, la U.T.P.L., está limitada de la siguiente manera:

Al Norte con el barrio San Cayetano Bajo

Al Sur con el barrio San Cayetano Bajo

Al Este con la Ciudadela de los Choferes de Loja

Al Oeste con el Colegio Técnico "Daniel Alvarez Burneo"

Su situación geográfica es: 79° 12' Longitud Oeste

04° 00' Latitud Sur

2 112 m. s. n. m.

2.2 DATOS HIDROLOGICOS

En lo que a datos hidrológicos se refiere, podemos decir que en la U.T.P.L., la temperatura media es de 15,3°C, con oscilaciones entre 14,5°C y 15,0°C. La variación de la temperatura media se presenta en los meses de mayor precipitación (enero, febrero, marzo y

diciembre). El mes de noviembre registra las mayores temperaturas - del año. La temperatura mínima media se presenta en el mes de octubre y con valores de 10,8°C.

De acuerdo a estos datos se deduce que el clima en la UTPL es Templado Lluvioso.

2.3 VIAS DE ACCESO Y DE COMUNICACION

La Universidad Técnica Particular de Loja se encuentra distante aproximadamente 2.000 m del centro de la ciudad de Loja. Para su acceso dispone de una vía asfaltada de segundo orden, el traslado de estudiantes lo hace en unidades de transporte propias y modernas.

En cuanto a la telecomunicación anotamos que dispone de un sistema telefónico para su comunicación interna y una central telefónica para su comunicación externa.

2.4 PROBLEMAS SOCIOECONOMICOS

El alumbrado de la Universidad y el funcionamiento de sus fábricas, laboratorios e industrias, se hace con la energía eléctrica de la ciudad de Loja. Cuenta con servicio médico y dental para el bienestar y salud de sus educandos, dispone de jardines y canchas deportivas para la recreación y sano esparcimiento de quienes por ella transitamos.

Existen varios aspectos en la Universidad Técnica Particular de Loja ha experimentado un vertiginoso avance, estos son: poblaciónal, fabril, de cerámica, industrial, entre otros.

La industria de balanceados por ejemplo, produce balanceados para camarones, para aves de carne y de postura y, para vacas lecheras.

La Planta de Lácteos por su parte, produce quesos, mantequilla, dulces de leche, yogurt, etc. La Planta de Cerámica asimismo fabrica jarrones, motivos decorativos, adornos de pared, etc. Todos estos productos de muy buena calidad y precios módicos han venido obteniendo gran aceptación en el mercado.

En lo que a edificios se refiere, se ha notado un avance mayor todavía, se ha levantado modernos y numerosos edificios de hormigón armado de acuerdo a los requerimientos actuales.

La UTPL, cuenta con educación a distancia (Modalidad Abierta) facilitando de esta forma el aprendizaje de aquellas personas que viven en otras ciudades del país.

2.5 ESTUDIO SANITARIO ACTUAL

La Universidad Técnica Particular de Loja, desde su creación, se ha provisto de agua potable de la ciudad de Loja, mediante un sistema de bombeo, ya que el agua por su propia presión no es capaz de ascender los 47 m de desnivel en donde se ubica la UTPL, respecto del lugar por donde pasa la red de agua potable de la ciudad de Loja (Avenida Santiago de las Montañas).

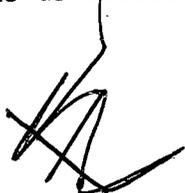
El agua es bombeada desde un tanque de aproximadamente 30 m³ hasta otro de 55 m³ situado a 47 m más alto que el primero. Mediante un equipo de bombeo (estación N°1) en donde están instaladas dos

bombas (la una de emergencia) de 15 HP con un diámetro de entrada de 2" y salida de 1,5". Este equipo está trabajando con un período de 12 horas/día aproximadamente y eleva un caudal de 2.44 lit/seg. Las bombas tienen además las siguientes características:

- Pum Motor
- Part 6 - 350390 - 43
- FR S 215 JM TYPE SC
- RPM = 3490
- Volts = 208 - 230/460
- HP = 15
- CODE K HERTZ 60 PH3
- AMPS 40 - 38/19
- TIME CONT AMB 40°C
- SF 1.15

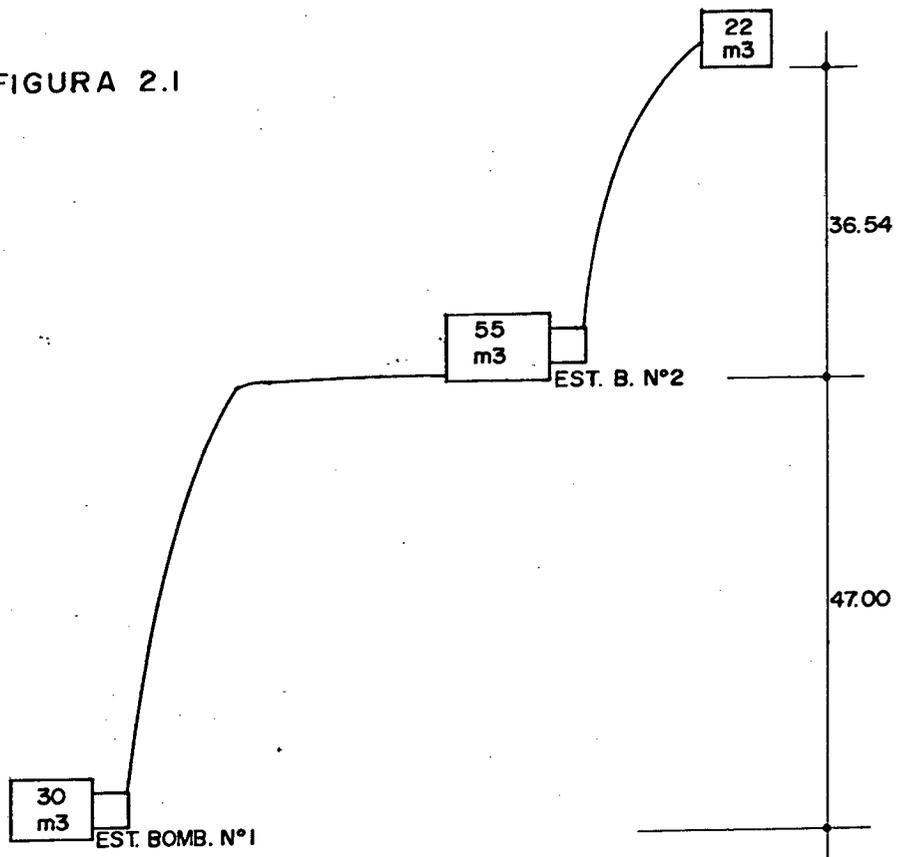
Como se dijo anteriormente, el agua es impulsada hasta otro tanque de 55 m³, lugar donde se encuentra la estación de bombeo N°2; en donde existen asimismo dos bombas (la una de emergencia) de 8 HP, con diámetros de entrada y salida de 2" y 1,5" respectivamente. Este equipo de bombeo está trabajando también con un período de bombeo de 12 horas/día aproximadamente y eleva un caudal de 1,36 lit/seg; - estas bombas llevan características similares a las anteriores.

Del tanque de 55 m³, parte del líquido se utiliza para el uso interno de la Universidad y el resto se bombea a otro tanque de 22 m³ ubicado a 36.54 m más alto; este último caudal abastece a las Plantas de Lácteos, Laboratorios, etc.



CROQUIS DEL ACTUAL SISTEMA DE BOMBEO

FIGURA 2.1



Existe otro caudal de agua que llega por gravedad a la Universidad, mediante una tubería de PVC de 6500 m. de longitud y 2" de diámetro, este líquido llega por el sector oriental desde la quebrada de Yanacocha y no recibe ningún tratamiento de potabilización, pero asimismo es utilizado sólo para la construcción.

Puesto que es la red de agua potable de la ciudad de Loja la que provee del líquido elemento a la UTPL, el servicio de agua en dicha zona está a merced del caudal que se encuentre fluyendo por la mencionada red, disminuyendo considerablemente en épocas de verano. Por esta razón hay períodos de tiempo en que se evidencia gran esca-

sez del líquido en la institución universitaria y sus alrededores, -
exigiendo la suspensión del servicio en la parte baja, por la noche,
de 21H00 a 07H00 y muchas veces también durante el día; no pudiendo
hacer esto en la parte alta en donde se encuentran las industrias de
Lácteos, Balanceados, etc, que requieren agua permanentemente.

Cuando el servicio de agua es normal en el sector mismo de la
Universidad (diferentes puntos) actualmente se registra presiones -
que fluctúan de 30 a 40 lib/pulg² disminuyendo éstas considerablemen
te en lo alto de los edificios (Laboratorios de Física, etc).

Las aguas servidas y aguas lluvias se conducen mediante un -
sistema mixto de alcantarillado ubicado por el centro de la princi -
pal vía de acceso, estas aguas van a descargar en la red de alcanta
rillado sanitario de la ciudad, que pasa por la Avenida Santiago de
las Montañas.

Las basuras y desperdicios son incinerados, evitándose de es
ta manera la contaminación ambiental.



CAPITULO III

CALIDAD DEL AGUA

3.1 GENERALIDADES

La salubridad de un pueblo depende entre otros factores de la cantidad y calidad del agua suficiente para sus necesidades y constituye el auténtico cimiento del urbanismo moderno. Refiriéndose al agua, los profesores José Paz Maroto y José Paz Casañé dicen:

En el mundo de lo inanimado, el agua es lo más próximo de la vida. Tiene movimiento ya que corre y desciende por propio impulso, y se abre cauces, o incluso se eleva desflecada por el viento en artificiales surtidores.

Tiene color, pues aunque por naturaleza sea incolora es en realidad crisol de todos los colores, y, herida por la luz, nos ofrece en el arco iris la gama de los siete colores fundamentales. Es frágil y a la vez tenaz, ya que no hay nada tan insignificante como una gota de agua y, sin embargo a lo largo de los siglos una gota de agua horada las rocas.

Es salud o muerte, pues lleva la vida al organismo humano que precisa de ella cuando es perfectamente potable, o por el contrario,

es el caballo de Troya por donde la infección que acarrea la enfermedad y la muerte penetra en el interior de ese orgulloso ser que es el hombre, a quien Dios abate con un simple microbio invisible e infinitamente pequeño, o con un más pequeño aún, virus que ni siquiera puede ser visto ni controlado. Por todas estas virtudes el agua siempre ha ejercido una seducción especial sobre los sentidos del hombre.

El hombre, al rendirle siempre culto, se ha aprovechado de esta vitalidad del agua tanto para usar de su fuerza como para hacerla instrumento de sus sueños utilitarios y estéticos.

Para que el agua pueda considerarse apta para la bebida o ser distribuida como agua potable en una comunidad, debe cumplir ciertos requisitos fundamentales: Uniformemente clara o exenta de turbiedad, fresca, en lo posible con temperatura que varíe entre 5 y 15°C; sin olor, agradable al paladar; aireada, no tener gérmenes de enfermedades infecciosas, bacterianas, parasitarias o materia orgánica y que la concentración de iones quede por debajo de la estipulada en las normas con la finalidad de que no sea demasiado mineralizada u origine transtornos a los individuos.

El abastecimiento de agua potable para una población debe considerar dos aspectos básicos:

- a) Volumen o cantidad; y
- b) Calidad o características sanitarias del agua

3.1.1 Enfermedades de Origen Hídrico

Resulta largo el listado de enfermedades de origen hí-

drico, producidas unas por la escasez de agua potable y otras por la contaminación. El medio para evitarlas es la abundancia de agua de buena calidad cuya presencia facilita el aseo corporal y la higiene del medio ambiente.

En estas condiciones es posible la lucha contra las siguientes enfermedades:

- Anquilostomiasis
- Ascariasis
- Bilharziasis (Africa y Asia)
- Cólera
- Conjuntivitis
- Dengue
- Malaria (Paludismo)
- Dracunculosis (Asia y Africa)
- Disentería Amebiana (mortal en niños)
- Disentería Bacilar
- Fiebre Paratifoidea
- Fiebre Recurrente (transmitida por piojos)
- Fiebre Tifoidea
- Sarna
- Hepatitis infecciosa
- Sífilis Endémica (transmitida por contacto)
- Tracoma
- Tifo o Tifus (producida por piojos)

3.2 CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS Y BACTERIOLOGICAS DEL AGUA

Para que el agua pueda considerarse apta para la bebida y ase

guren su inocuidad, o en otros términos garantice su potabilidad, debe cumplir ciertos requisitos o normas que conciernen a las características físico-químicas y bacteriológicas.

3.2.1 Características Físicas

Las características físicas son las que más impresionan al pueblo consumidor, sin embargo tienen menor importancia desde el punto de vista sanitario.

Las características físicas del agua son: color, turbiedad, olor y sabor y temperatura.

3.2.1.1 Color

Color es la impresión acular producida por las materias en el agua. Precisa distinguir el color aparente del color verdadero, el primero resulta ligado a la turbiedad. El color verdadero depende de las sustancias minerales disueltas, especialmente sales de hierro y manganeso y materias coloidales de naturaleza orgánica. El agua debe ser incolora; en coloración influyen además de la presencia de sales minerales en disolución y materias coloidales, las algas microscópicas, las tierras arcillosas, residuos industriales y putrefacción de materias orgánicas.

El color del agua se determina por comparación con colores patrones según la escala de platino cobalto que toma como unidad de color la producida por 1 mg de platino (en forma de ión cloro platinado) por litro de agua. El límite es de 20 p.p.m. según Norma Inditector 2.61 - 11 Ch.

3.2.1.2 Turbiedad

La turbiedad del agua se debe especialmente a materias en suspensión, tales como arcillas y otras sustancias inorgánicas finamente divididas, o materias similares y organismos microscópicos. Se mide por comparación con patrones convencionales a través de un instrumento llamado turbidímetro. Se acepta como unidad de turbiedad la que produce en peso una parte de sílice, tierra de diatomeas o tierra de Fuller en un millón de partes de agua destilada. El índice máximo para el agua potable es de 10 p.p.m. según Norma Inditecnor 2.6I - 11 Ch.

Las aguas turbias tienen desagradable presentación estética y son rechazadas por el consumidor. La turbiedad se elimina a través de tratamientos especiales (coagulación, sedimentación y filtración).

3.2.1.3 Olor y Sabor

Olor es la impresión producida en el olfato por las materias volátiles contenidas en el agua. **Sabor** es la sensación gustativa que producen las materias contenidas en el agua. Los sentidos del gusto y del olfato, aunque distintos, están íntimamente relacionados; referente al agua muchos de los llamados sabores, son en realidad olores.

Los olores de las aguas naturales se clasifican en cuatro grupos:

- a) Olores causados por materias orgánicas descompuestas (putrefacción).

- b) Olores causados por organismos vivos, especialmente por el aceite y otras sustancias que producen las algas.
- c) Olores causados por gases o combinación de ellos.
- d) Olores causados por residuos industriales.

El olor se mide por el "ensayo del olor incipiente" que consiste en diluir el agua hasta que el olor desaparezca. Así por ejemplo, si para que el olor desaparezca se requiere diluir 25 c.c. del agua problema en agua sin olor, hasta completar 250 c.c., el olor incipiente es 10. El agua potable no debe tener olor ni sabor que desagraden al consumidor.

3.2.1.4 Temperatura

La temperatura del agua en verano debe ser inferior a la temperatura ambiente y, en invierno debe ocurrir lo contrario. "Las mejores aguas decía Hipócrates, son aquellas templadas en invierno y frías en verano". Se estima que una temperatura del agua entre 5° y 15°C es agradable al paladar.

3.2.2 Características Químicas

Las sustancias minerales contenidas en el agua deben quedar comprendidas entre los límites que la experiencia ha considerado necesario o tolerable para el consumo humano, los cuales en su mayor parte han sido fijados por normas.

La Química estudia la composición de la materia y cambios -

producidos dentro de ella; una definición química de cualquier sustancia debería establecernos de:

Qué elementos se compone esta sustancia

En qué proporciones se encuentra; y

En qué estados físicos se encuentran.

Así, para definir la sustancia aguatiene que indicarse que se encuentra formada de Hidrógeno y Oxígeno en proporciones de 1:8 respectivamente y en estado líquido.

Las cantidades máximas de sustancias químicas en disolución - que permiten las normas chilenas para el agua potable son:

SUSTANCIAS	LIMITE MAXIMO
Fenol	0.001 p.p.m.
Arsénico	0.05 p.p.m.
Selenio	0.05 p.p.m.
Cromo hexavalente	0.05 p.p.m.
Fe y Mn	0.3 p.p.m.
Plomo	0.1 p.p.m.
Flúor	1.5 p.p.m.
Cobre	3.0 p.p.m.
Zinc	15.0 p.p.m.
Magnesio	125.0 p.p.m.
Cloruros	250.0 p.p.m.
Nitrógeno	20.0 p.p.m.

El residuo total disuelto en el agua no debe exceder de 500 p.p.m. pero en caso de no disponer de fuentes de mejor calidad se po

drán aceptar hasta 1500 p.p.m. siempre que la autoridad sanitaria lo acepte.

La alcalinidad en carbonato normal expresada en p.p.m. de carbonato de calcio no deberá exceder de 120 p.p.m. La alcalinidad en carbonato normal es función de la concentración de iones hidrógeno y de la alcalinidad total y, para que no exceda su valor de 120 p.p.m. debe mantenerse la alcalinidad total dentro de los límites indicados en la tabla siguiente, para el valor de pH respectivo:

VALOR DE pH	LIMITE DE ALCALINIDAD TOTAL p.p.m. como Ca CO ₃
8.0 a 9.6	400
9.7	360
9.8	300
9.9	260
10.0	230
10.1	210
10.2	190
10.3	180
10.4	170
10.5 a 10.6	160

Estos valores se determinan con el agua a 25°C.

El análisis químico desde el punto de vista de la potabilidad del agua se hace por dos razones fundamentales:

- a) Para determinar si la concentración de los constituyentes químicos está conforme a las normas.

- b) Para determinar la presencia de varios productos del nitrógeno y relacionarlo con la contaminación de materia orgánica.

Los componentes químicos del agua tienen menor significación desde el punto de vista sanitario que industrial o económico.

Se denomina dureza el contenido de sales de calcio y magnesio pero está constituida además por sales de Fe, Mn, Cu, Ba, Zn, Pb, las cuales se encuentran en pequeña proporción y por lo tanto no se consideran desde este punto de vista.

La dureza se clasifica en dureza de carbonato o temporal y no carbonatada o permanente; la primera está constituida por bicarbonatos y tiene la propiedad de precipitar como carbonatos insolubles con el calor. La dureza no carbonatada o permanente está constituida por sulfatos, cloruros o nitratos.

Según el contenido de calcio y magnesio, la dureza se clasifica artificialmente como sigue:

Aguas blandas, dureza hasta	50 p.p.m.
Aguas moderadamente duras, entre	50 y 150 p.p.m.
Aguas duras, entre	150 y 300 p.p.m.
Aguas muy duras, sobre	300 p.p.m.

Entre los inconvenientes que presenta la dureza se destacan:

- a) Alteración de los procesos industriales;
- b) Mayor consumo de jabón;
- c) Incrustaciones en cañerías de aducción;
- d) Incrustaciones en calderas y alimentaciones de agua caliente;

e) Incrustaciones en utensilios de cocina (sarros).

La acidez se refiere al contenido ion H^+ en el agua. El agua se disocia débilmente en ion H^+ e ion OH^- , existiendo una relación constante entre ellos y la cual es función de la temperatura.

Si el agua tiene un pH inferior a 7, es ácida; si superior es básica. La acidez tiene gran importancia en todos los procesos de tratamiento. Además, tiene una función fundamental en el aspecto corrosivo o incrustante del agua.

El pH se determina agregando a una muestra de agua reactivos especiales y comparando el color de la reacción con colores normales (método colorimétrico). El papel tornasol azul toma un tinte rosado en presencia de ácido, y el rosado toma una coloración azul en presencia de base. El método eléctrico para conocer el pH se basa en la determinación del potencial de un electrodo sensible al pH, en relación con un electrodo normal.

3.2.3 Características Bacteriológicas

Las condiciones bacteriológicas del agua son fundamentales desde el punto de vista sanitario. El agua debe estar exenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario intestinal, que son los que pueden transmitir enfermedades, como por ejemplo, Salmonellas, Shigellas, Eberthellas, Amebas, etc. Su hallazgo no es solamente difícil, sino dudoso que pueda encontrarse en la muestra, debido a su baja concentración, y por consiguiente el examen bacteriológico tiende a mostrar la contaminación fecal o presencia de los gérmenes del grupo coliforme.

Según el profesor Dussert; por coliforme se conocen todas - aquellas enterobacterias que fermentan rápida y precozmente la lactosa con formación de ácido-gas.

Los requisitos bacteriológicos actuales para determinar la calidad sanitaria del agua se basan en la determinación del grupo coliforme, el cual presenta una contaminación fecal, y por consiguiente, la mayor o menor posibilidad de que se encuentren organismos patógenos.

Para que el resultado del examen bacteriológico tenga valor,- debe reunir cuatro requisitos fundamentales:

- a) Las muestras tienen que recogerse en forma correcta;
- b) Debe tomarse un número de muestras que sea representativo, es decir, que el número de ellas sea función de la población servida;
- c) Que las muestras reflejen la calidad real de las aguas entregadas al consumo;
- d) Que el análisis bacteriológico sea realizado por servicios estatales o por laboratorios competentes y de acuerdo con las técnicas y normas vigentes.

Se llama colorimetría al método de investigación de gérmenes del grupo coliforme. La contaminación fecal de las aguas se aprecia demostrando en ellas la presencia de microbios cuyo ambiente normal es el intestino del hombre y del animal. Se investiga la presencia del grupo denominado coliforme, el que está constituido por los gérmenes pertenecientes a la familia de la Enterobacteriaceae, y se definen en términos generales como bacilos gram negativos de crecimiento

to aerobio, no esporulados, que fermentan la lactosa rápidamente de 24 a 48 horas con producción de gas.

El resultado se expresa como número más probable (N.M.P.) de gérmenes del grupo coli por 100 c.c. de agua.

El agua potable de buena calidad no debe tener más de uno a dos gérmenes por 100 c.c. Sin embargo, un reducido número de muestras no nos permite apreciar la calidad bacteriológica del agua, pues hay que considerar la densidad y frecuencia con que estos gérmenes se encuentren en el agua.

Dos son los principales métodos de investigación de gérmenes del grupo coliforme:

- a) Presuntivo;
- b) Confirmativo.

El método presuntivo tiene por objeto demostrar en el agua la presencia de gérmenes fermentadores de la lactosa con desprendimiento de gas. Se realiza mediante la siembra de tres series de tubos con caldo lactosado, que en su interior lleva una campana invertida que permita acumular gas y leer en el tubo.

La prueba confirmativa consiste en resembrar cada uno de los tubos positivos de la prueba presuntiva en medios especiales (líquidos o sólidos), en los cuales pueden crecer exclusivamente ciertos gérmenes del grupo coliforme (Escherichia - Aerobacter).

El líquido más usado en el caldo lactosado bilis-verde bri -

llante y de los sólidos el medio Levine o el de Endo.

A continuación adjunto los análisis de una parte del agua que se consume en la UTP. Como puede verse, es un líquido de aceptable calidad el cual es usado para la edificación. (Pág. 24).



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

LOJA-ECUADOR

Apartado 608
Télex 4533 UNITEL-ED

Teléfonos:
960-375 960-275
961-836 964-206
964-207

Of. N°

LOJA, AGOSTO 13 DE 1990

ANALISIS FISICO-QUIMICO DE AGUAS
.....
LABORATORIO DE SANITARIA
.....

MUESTRA: DE AGUA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO "LA COLINA"
POV./LOJA -CANTON/LOJA -S.CAYETANO
FECHA DE MUESTREO: 13 DE AGOSTO DE 1990
FECHA DE ANALISIS: 13 DE AGOSTO DE 1990
SOLICITANTE: Ing. Holger Jaramillo
PLANTA DE LACTEOS DE LA U.T.P.L.

ANALISIS	UNIDADES	RESULTADOS
COLOR	UNID. Co. Pt.	25,00
TURBIDEZ	N.T.U.	1,20
SOLIDOS TOTALES	MG/L	18,00
pH		6,90
ALC. A LA FENOLFTALEINA	MG/L	0,00
ALC. TOTAL (CaCO ₃)	MG/L	20,00
BICARBONATOS (HCO ₃)	MG/L	305,00
DIOXIDO DE CARBONO (CO ₂)	MG/L	5,11
ACIDEZ LIBRE	MG/L	0,00
ACIDEZ TOTAL	MG/L	0,00
DUREZA TOTAL	MG/L	12,00
DUREZA CALCICA como CaCO ₃	MG/L	8,00
CALCIO como Ca ⁺⁺	MG/L	3,21
DUREZA EN MAGNESIO	MG/L	4,00
MAGNESIO como Mg ⁺⁺	MG/L	0,97
SULFATO como SO ₄ ⁻	MG/L	0,00
SILICE como SiO ₂	MG/L	12,50
HIERRO TOTAL	MG/L	0,05
MANGANESO como Mn ⁺⁺	MG/L	0,00
NITROGENO NITRITO	MG/L	0,01
NITROGENO NITRATO	MG/L	2,00
NITRATO como NO ₃	MG/L	8,80
SALINIDAD como ClNa	MG/L	5,54E-04
CLORUROS como Cl ⁻	MG/L	3,00

RESP. LAB. SANITARIA - U.T.P.L.

MEMENTO ASCENDERE SEMPER

CAPITULO IV

BASES DE DISEÑO

4.1 PERIODO DE DISEÑO

Período de diseño es el tiempo en el cual, se supone que una obra construida presta servicios óptimos. Todo sistema de agua potable debe diseñarse con el fin de satisfacer las necesidades presentes y futuras en las mejores condiciones. Para la determinación del período de diseño, hay que tener en cuenta muchos factores que en algunos casos son muy difíciles de determinar con exactitud. Las recomendaciones que se puede tener presente son las siguientes:

- Aprovechamiento al máximo de la capacidad de las fuentes de abastecimiento;
- Inversiones iniciales cómodas, costos de operación bajos;
- Durabilidad normal de las partes constitutivas del sistema.

Hago una exposición detallada sobre estos puntos:

4.1.1 Aprovechamiento al máximo de la capacidad de las fuentes. En realidad el factor fundamental que determina el período de diseño es la capacidad de las fuentes.

La dificultad de conseguir fuentes de abastecimiento que satisfagan condiciones hidráulicas, sanitarias y económicas en un proyecto determinado, hace que cuando se localice una fuente apropiada, se aproveche al máximo su caudal, aumentando el número de habitantes a servirse cuando sea posible, o extendiendo el período de diseño - cuando no acontece lo anterior.

En la práctica se presenta gran variedad de casos, cuando se trata de elegir una fuente para un proyecto; gran caudal de la fuente, pero condiciones hidráulicas y sanitarias desfavorables, de hecho se encarecen los costos en general; inversión inicial, costos de operación y mantenimiento elevados que hacen que se rechace el proyecto.

Cuando se encuentra una fuente que reúna las condiciones hidráulicas y sanitarias favorables de hecho rebajan los costos de construcción y mantenimiento en el proyecto; entonces se debe aprovechar al máximo la capacidad de la fuente, buscando el mayor número de habitantes a servirse.

4.1.2 Inversión, Financiación, Etapas de Operación

No es aconsejable proyectar un sistema de agua potable para un período muy largo, puesto que esto implica grandes inversiones constructivas y de mantenimiento, especialmente cuando el proyecto se lo realiza en una sola etapa, imponiendo grandes sacrificios a la comunidad que los sufraga, para que aprovechen las futuras generaciones. Asimismo el adelanto de la ciencia y la técnica pudieran - cambiar métodos y procedimientos utilizados en la actualidad, que - disminuirán los costos y mejorarían la calidad de los materiales de



construcción sobre todo en lo que a tuberías y accesorios se refiere.

Por otro lado, no debe limitarse, a satisfacer las necesidades presentes, pues habría una preocupación constante sobre las ampliaciones que deberán seguir, lo cual implica inversiones sucesivas y muchas veces repetidas y mucho mayores que una inversión inicial bien planificada que preste servicios a un período convenientemente seleccionado.

Por tanto el período de diseño, no deberá ser tan largo que se grave injustamente las inversiones, ni tan corto que resulte anti-técnico y hasta antieconómico.

4.1.3 Durabilidad Normal de las Partes Constitutivas del Sistema

La mayoría de las partes constitutivas de un sistema de abastecimiento de agua, por no decir la totalidad tienen una durabilidad normal que oscila entre los 25 y 40 años; período durante el cual se puede tener la seguridad de recibir un eficiente servicio de las mismas.

En lo que se refiere a los materiales, luego de muchos años de experiencia se ha llegado a demostrar, que hay un cierto lapso de tiempo en que el material podrá ser utilizado en su máximo rendimiento; naturalmente este lapso se lo tomará con sus respectivas elasticidades para cada caso.

Para tuberías de hierro fundido, hierro galvanizado y acero, el período de diseño dependerá de la clase de suelo en el que se va

a colocar. Para condiciones óptimas del suelo y agua, se tomará el período de diseño entre 50 y 100 años, caso contrario se adoptará entre 15 y 30 años.

Para el asbesto cemento, tubería empleada con mucho éxito en Europa y perfectamente experimentada, podemos tomar un período útil mayor a los 30 años.

En lo que se refiere a tuberías y accesorios de plástico, material muy utilizado en muchos sistemas de agua potable aquí en el Ecuador, podríamos decir que es un material relativamente nuevo, no hay bastante experiencia sobre su durabilidad, pero se lo utiliza - por su bajo costo, su gran trabajabilidad, las pérdidas por fricción son menores; tienen baja conductibilidad térmica, son de fácil instalación y transporte a cualquier lugar, son aislantes a la corriente eléctrica, etc. Las instalaciones realizadas en el país, siguen - prestando servicios eficientes y están en perfecto estado, a pesar - de haber sido instaladas hace más de 20 años.

Con relación a la vida útil de las diferentes partes que constituyen un sistema de agua potable, se sugieren los períodos que constan en la siguiente tabla: IEOS, edición de 1988.

C O M P O N E N T E	VIDA UTIL (AÑOS)
Obras de captación	25 a 50
Conducciones de asbesto cemento o PVC	20 a 30
Planta de tratamiento	20 a 30
Tanques de almacenamiento	30 a 40
Tuberías principales y secundarias de la red: de asbesto cemento o PVC	20 a 25
Otros materiales	Variables, de acuerdo a especificaciones del fabricante.

TABLA 4-1

Por lo expuesto anteriormente, acatando las sugerencias del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS) y por consideraciones técnico-económicas, he creído conveniente para el presente proyecto, adoptar 25 años como período de diseño.

4.2 ESTUDIO DE LA POBLACION FUTURA

El aspecto más importante para el diseño de un sistema de agua potable, es la determinación de la población actual y futura, siendo esta última aquella que se servirá al final del período de diseño.

El crecimiento demográfico y la determinación de la población futura es un problema que afecta a la humanidad entera, y hacer un análisis de este problema nos llevará a formar un concepto más sólido sobre el crecimiento poblacional, y determinar con mayor precisión los factores que intervienen en el crecimiento de dicha población.

Entre los factores que inciden notablemente y en una forma positiva para el crecimiento de una comunidad son:

- Superación de las condiciones sanitarias,
- Los notables progresos de la medicina,
- Las transformaciones sociales,
- El desarrollo económico debido a la agricultura y ganadería,

Predecir con exactitud la población futura, es muy difícil, por lo que debemos hacer un análisis muy detenido, y un análisis también del estudio de los aspectos que intervienen en el crecimiento -

demográfico.

En el estudio socio-económico de una población, para un proyecto de agua potable, debemos considerar los siguientes factores.

- Su formación
- Su historia, cómo se desarrolló?
- Factores naturales: topográficos, geográficos, clima, etc.
- Qué clase de gente vive allí?
- Qué actividades diarias realizan?
- Si está creciendo demográficamente, si está estacionada o retrocediendo.

Para determinar la población futura, se usará métodos analíticos y gráficos pero por ningún motivo se debe dejar de lado el buen criterio del proyectista que debe primar en él; con lo cual se evitará errores que pueden producirse al escoger una sola fórmula o gráfico.

El cálculo de la población futura para el presente proyecto - lo haremos por los métodos: Aritmético, Geométrico y del método Geométrico del IEOS. Todos estos métodos se basan en los datos sensales que disponemos para la población en estudio, por tanto la mayor o menor exactitud del cálculo dependerá de la cantidad de datos sensales. A continuación damos a conocer cada uno de estos métodos:

4.2.1 Método Aritmético

Consiste en suponer que la población actual se incrementará en un número fijo de habitantes por cada período; la repre -

sentación gráfica de este método es una línea recta. Se ha comprobado que en zonas eminentemente agrícolas suele haber tendencia al crecimiento lineal. Para el ajuste de este método se utiliza los mínimos cuadrados.

Mínimos cuadrados. Consiste en determinar en base a una serie de ecuaciones, dos constantes que nos dan el crecimiento de la población en un período determinado de diseño. De una serie de censos puede establecerse la siguiente serie de ecuaciones:

$$y_1 = a + bx_1$$

$$y_2 = a + bx_2$$

$$y_3 = a + bx_3$$

$$-----$$

$$y_n = a + bx_n$$

Las incógnitas son los coeficientes a y b , que se determinan en base a las ecuaciones; y es el valor de la población y x el número de años. El método establece como los mejores resultados de a y b aquellos que minimizan las sumas de las diferencias al cuadrado de los valores de las desviaciones observadas; con respecto a ellas calculadas, en base de los valores escogidos para los coeficientes a y b . Por consiguiente se obtendrá las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

n = número de datos censales

Para el caso en que los valores observados correspondan a una función lineal, los coeficientes calculados con las fórmulas anteriores darán la ecuación a la recta que mejor se acomoda a la serie de puntos observados y la suma de los cuadrados de las sumas verticales de los puntos observados, con respecto a la recta de la ecuación calculada con este método, será mejor que la correspondiente a cualquier otra recta que pueda trazarse por los puntos observados.

Según las ecuaciones anteriores deducidas, tenemos:

$$1. \quad \Sigma y = na + b\Sigma x$$

$$2. \quad \Sigma xy = a\Sigma x + b\Sigma x^2$$

Sustituyendo y resolviendo las ecuaciones (1) y (2), tenemos:

$$y = a + b \cdot x$$

4.2.2 Método Geométrico

Según este método la población se incrementa en un porcentaje constante; por corresponder su cálculo a una ecuación exponencial, el resultado gráfico es una curva.

Al igual que en el método aritmético, utilizamos los mínimos cuadrados para el ajuste de este método. La fórmula para el cálculo de la población por este método, es la siguiente:

$$Pf = Pa (1 + r)^n$$

Esta es una ecuación exponencial, que para poder aplicar al método, la transformamos en una ecuación lineal:

$$\text{Log Pf} = \text{Log Pa} + n \text{Log} (1 + r),$$

Llamado: $\text{Log Pf} = p_1$

$$\text{Log Pa} = P$$

$$\text{Log} (1 + r) = R$$

Tendríamos:

$$p_1 = P + nR, \text{ esta ecuación es idéntica a:}$$

$$Y = a + b x$$

En consecuencia tabulamos los valores de x , y , xy , x^2 y la suma de éstos para poder aplicar las fórmulas desarrolladas en el método de los mínimos cuadrados.

1. $y = a + b x$

2. $xy = a x + b x^2$

Todos los símbolos tienen la misma representación que en el método aritmético, con la diferencia de que por tratarse de la resolución de una ecuación logarítmica, los valores obtenidos para los coeficientes a y b , serán también valores logarítmicos.

(Y = logaritmo de la población)

Las fórmulas para calcular a y b son las mismas utilizadas en el Método Artimético, o sea:

$$a = \frac{\Sigma y \Sigma x^2 - \Sigma x \Sigma xy}{n(\Sigma x^2) - (\Sigma x)^2}$$

$$b = \frac{n(\Sigma xy) - \Sigma x \Sigma y}{n \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2}$$

4.2.3 Método Geométrico del IEOS

Se puede observar que una población no mantiene un índice de crecimiento permanente para los diversos períodos comprendidos entre un censo y el siguiente. En tal caso el IEOS, recomienda este método en su expresión matemática, en donde determina la razón de crecimiento anual. La fórmula para el cálculo por medio de este método es la siguiente:

$$Pf = Pa (1 + r)^n$$

en donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Razón de crecimiento

n = Período de diseño en años.



DATOS CENSALES DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE
LOJA

AÑOS	PERSONAL DOCENTE	PERSONAL ADMINISTRATIVO	ALUMNADO
1978	60	47	659
1979	71	59	1167
1980	76	78	1630
1981	96	110	1612
1982	122	145	1933
1983	140	165	2418
1984	145	189	2714
1985	159	202	3352
1986	184	205	3361
1987	196	208	3490
1988	184	193	3212

a) CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO ARITMETICO.
PERSONAL DOCENTE.

AÑO	PERSONAL DOCENTE	Y	X	XY	X ²
1978	60	0.060	0	0	0
1979	71	0.071	1	0.071	1
1980	76	0.076	2	0.152	4
1981	96	0.096	3	0.288	9
1982	122	0.122	4	0.488	16
1983	140	0.140	5	0.700	25
1984	145	0.145	6	0.870	36
1985	159	0.159	7	1.113	49
1986	184	0.184	8	1.472	64
1987	196	0.196	9	1.764	81
1988	184	0.184	10	1.840	100
Σ		1.433	55	8.758	385

$$a = \frac{1.433 (385) - 55 (8.758)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.058$$

$$b = \frac{11(8.758) - 55(1.433)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.014$$

$$y = a + b x$$

$$y = (0.058 + 0.014 X) 1000$$

$$\underline{\underline{y = 58 + 14 X}}$$

AÑO	X	Y
1988	0	58
1993	5	128
1998	10	198
2003	15	268
2008	20	338
2013	25	408

Por tanto: POBLACION FUTURA DOCENTE= 408 personas.

PERSONAL ADMINISTRATIVO

AÑO	PERSONAL ADMINISTRATIVO	Y	X	XY	X ²
1978	47	0.047	0	0	0
1979	59	0.059	1	0.059	1
1980	78	0.078	2	0.156	4
1981	110	0.110	3	0.330	9
1982	145	0.145	4	0.580	16
1983	165	0.165	5	0.825	25
1984	189	0.189	6	1.134	36
1985	202	0.202	7	1.414	49
1986	205	0.205	8	1.640	64
1987	208	0.208	9	1.872	81
1988	193	0.193	10	1.930	100
Σ		1.601	55	9.940	385

$$a = \frac{1.601(385) - 55(9.940)}{11(385) - 55^2} = 0.058$$

$$b = \frac{11(9.940) - 55(1.601)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.018$$

$$y = (0.058 + 0.018 X) 1000$$

$$y = 58 + 18 X$$

AÑO	X	Y
1988	0	58
1993	5	148
1998	10	238
2003	15	328
2008	20	418
2013	25	508

POBLACION FUTURA ADMINISTRATIVA = 508 personas.

ALUMNADO

AÑO	ALUMNADO	Y	X	XY	X ²
1978	659	0.659	0	0	0
1979	1167	1.167	1	1.167	1
1980	1630	1.630	2	3.260	4
1981	1612	1.612	3	4.836	9
1982	1933	1.933	4	7.732	16
1983	2418	2.418	5	12.090	25
1984	2714	2.714	6	16.284	36
1985	3352	3.352	7	23.464	49
1986	3361	3.361	8	26.888	64
1987	3490	3.490	9	31.410	81
1988	3212	3.212	10	32.120	100
Σ		25.548	55	159.251	385

$$a = \frac{25.548(385) - 55(159.251)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.890$$

$$b = \frac{11(159.251) - 55(25.548)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.286$$

$$Y = (0.89 + 0.286 X) 1000$$

$$Y = 890 + 286 X$$

AÑO	X	Y
1988	0	890
1993	5	2320
1998	10	3750
2003	15	5180
2008	20	6610
2013	25	8040

POBLACION FUTURA DE ALUMNOS = 8040 alumnos

POBLACION FUTURA TOTAL POR EL METODO ARITMETICO

$$Pf = 408 + 508 + 8040$$

$$Pf = \underline{\underline{8956 \text{ personas}}}$$

b) CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GEOMETRICO

PERSONAL DOCENTE

AÑO	PERSONAL DOCENTE	Y Log. Pob.	X Intervalo	X ²	XY
1978	60	1.778	0	0	0
1979	71	1.851	1	1	11.851
1980	76	1.881	2	4	3.762
1981	96	1.982	3	9	5.946
1982	122	2.086	4	16	8.344
1983	140	2.146	5	25	10.730
1984	145	2.161	6	36	12.966
1985	159	2.201	7	49	15.407
1986	184	2.265	8	64	18.120
1987	196	2.292	9	81	20.628
1988	184	2.265	10	100	22.650
Σ		22.908	55	385	120.404

$$a = \frac{22.908(385) - 55(120.404)}{11(385) - 55 \times 55} = 1.816$$

$$b = \frac{11(120.404) - 55(22.908)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.053$$

$$a = \text{Log } Pa \quad (Pa = \text{población actual})$$

$$\text{log. } Pa = 1.816$$

$$\text{Log. } (1 + r) = b$$

$$Pa = \text{antilog. } 1.816$$

$$\text{Log. } (1 + r) = 0.053$$

$$Pa = 65 \text{ h.}$$

$$1 + r = 1.130$$

$$r = 0.130$$

AÑO	r	1 + r	n	(1+r) ⁿ	Pa	Pf
1988	0.13	1.13	0	1	65	65
1993	0.13	1.13	5	1.842	65	120
1998	0.13	1.13	10	3.395	65	221
2003	0.13	1.13	15	6.254	65	407
2008	0.13	1.13	20	11.523	65	749
2013	0.13	1.13	25	21.231	65	1380

POBLACION FUTURA DOCENTE = 1.380 h.

POBLACION ADMINISTRATIVA

AÑO	PERSONAL ADMINISTRATIVO	Y	X	X ²	XY
1978	47	1.672	0	0	0
1979	59	1.771	1	1	1.771
1980	78	1.892	2	4	3.784
1981	110	2.041	3	9	6.123
1982	145	2.161	4	16	8.644
1983	165	2.217	5	25	11.085
1984	189	2.276	6	36	13.656
1985	202	2.305	7	49	16.135
1986	205	2.312	8	64	18.496
1987	208	2.318	9	81	20.862
1988	193	2.286	10	100	22.860
Σ		23.251	55	385	123.416

$$a = \frac{23.251(385) - 55(123.416)}{11(385) - 55 \times 55} = 1.788$$

$$b = \frac{11(123.416) - 55(23.251)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.0651$$

$$\text{Log } Pa = 1.788$$

$$Pa = 61 \text{ h}$$

$$\text{Log } (1+r) = 0.0651$$

$$1+r = 1.16$$

AÑO	r	1+r	n	(1+r) ⁿ	Pa	Pf
1988	0.16	1.16	0	1	61	61
1993	0.16	1.16	5	2.10	61	128
1998	0.16	1.16	10	4.41	61	269
2003	0.16	1.16	15	9.26	61	565
2008	0.16	1.16	20	19.46	61	1187
2013	0.16	1.16	25	40.87	61	2493

POBLACION FUTURA ADMINISTRATIVA = 2.493 h.

A L U M N A D O

AÑO	ALUMNADO	Y	X	X ²	XY
1978	659	2.819	0	0	0
1979	1167	3.067	1	1	3.067
1980	1630	3.212	2	4	6.424
1981	1612	3.207	3	9	9.621
1982	1933	3.286	4	16	13.144
1983	2418	3.383	5	25	16.915
1984	2714	3.434	6	36	20.604
1985	3352	3.525	7	49	24.675
1986	3561	3.551	8	64	28.408
1987	3490	3.543	9	81	31.887
1988	3212	3.507	10	100	35.070
Σ		36.534	55	385	189.815

$$a = \frac{36.534(385) - 55(189.815)}{11(385) - 55 \times 55} = 2.996$$

$$b = \frac{11(189.815) - 55(36.534)}{11(385) - 55 \times 55} = 0.0649$$

$$\text{Log } Pa = 2.996$$

$$Pa = 991 \text{ h}$$

$$\text{Log } (1+r) = 0.0642$$

$$1+r = 1.16$$

$$r = 0.16$$

AÑO	r	1+r	n	$(1+r)^n$	Pa	Pf
1988	0.16	1.16	0	1	991	991
1993	0.16	1.16	5	2.10	991	2081
1998	0.16	1.16	10	4.41	991	4370
2003	0.16	1.16	15	9.26	991	9176
2008	0.16	1.16	20	19.46	991	19285
2013	0.16	1.16	25	40.87	991	40502

$$\text{POBLACION FUTURA ALUMNADO} = 40.502 \text{ h}$$

$$\text{POBLACION FUTURA POR EL METODO GEOMETRICO} = 1380 + 2493 + 40502$$

$$\underline{\underline{Pf = 44.375 \text{ h}}}$$

c) CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GEOMETRICO DEL

I. E. O. S

En este método, el IEOS recomienda adoptar los valores de 2 a 4, como índice de crecimiento poblacional (r). Para el presente estudio adoptaremos $r = 3\%$.

$$Pf = Pa (1 + r)^n$$

POBLACION DOCENTE:

$$Pa = 184 \text{ h}$$

$$Pf = 184 (1 + 0.03)^{25}$$

$$Pf = 385 \text{ h.}$$

POBLACION ADMINISTRATIVA:

$$Pa = 193 \text{ h}$$

$$Pf = 193 (1 + 0.03)^{25}$$

$$Pf = 404 \text{ h}$$

ALUMNADO:

$$Pa = 3.212 \text{ h.}$$

$$Pf = 3.212 (1 + 0.03)^{25}$$

$$Pf = 6.725 \text{ h.}$$

POBLACION FUTURA TOTAL POR EL METODO GEOMETRICO DEL I. E. O. S.

$$Pf = 385 + 404 + 6.725 \text{ h}$$

$$Pf = \underline{\underline{7.514 \text{ h}}}$$

RESUMEN:

POBLACION FUTURA CALCULADA POR EL METODO ARITMETICO = 8.956 h.

POBLACION FUTURA CALCULADA POR EL METODO GEOMETRICO = 44.375 h

POBLACION FUTURA CALCULADA POR EL METODO GEOMETRICO
DEL IEOS. = 7.514 h

Para obtener un promedio de estos tres valores, excluirémos -
el valor de la población futura calculada por el método geométrico -

(44.375 h). por encontrarse muy alejado de los dos restantes.

$$\text{PROMEDIO DE POBLACION FUTURA} = (8.956 + 7.514)/2 = 8.235 \text{ h.}$$

Por tanto la Población Futura en la U.T.P.L. para el presente estudio sería de **8.235 h.** Pero de acuerdo a la programación trazada por la Universidad Técnica Particular de Loja en lo que a crecimiento de la población universitaria se refiere, las autoridades de dicha Institución sugieren considerar para el presente proyecto, la población futura (hasta el año 2013), que a continuación detallamos:

Personal Docente de la UTPL, Clásica y Abierta	320 h.
Personal Administrativo y trabajadores en general	200 h.
Estudiantado de la UTPL modalidad Clásica	3000 h.
Comunidad Marista	<u>25 h</u>
SUMAN	3545 h.
Adoptamos un 10% de población flotante	<u>355 h.</u>
SUMA TOTAL	3900 h.

Por tanto, la población futura para el presente estudio es:

$$\underline{\underline{\text{Pf} = 3.900 \text{ h.}}}$$

De acuerdo a información proporcionada por la UTPL, es criterio de sus autoridades mantener la población universitaria total de 3.545 h. como máximo y a través del tiempo; ya que esto les permitirá trabajar y atender eficientemente a dicha población; entonces la UTPL limitará el ingreso de más personal administrativo y educativo, cuando haya llegado a dicho número de personas.

No hay que olvidar también que la UTPL atiende educacionalmente a más de 9.000 estudiantes mediante su sistema a distancia.

En estas condiciones, considero que la población futura de 3.900 h. se justifica plenamente para el presente proyecto.

4.3 CONSUMO Y DEMANDA DE AGUA

Para el diseño de los diferentes elementos que conforman un sistema de abastecimiento de agua potable, es indispensable conocer la dotación o consumo de agua por habitante, que conjuntamente con la población y el período de diseño constituyen los factores fundamentales para su ejecución.

La dotación es la cantidad de agua que se asigna a una población para satisfacer todas las necesidades actuales y las que se presenten posteriormente dentro del período de diseño, ocasionadas por el crecimiento vegetativo, progreso de la comunidad, aumento de estándar de vida y otras circunstancias fáciles de prever.

Este volumen se expresa por el consumo medio que se asigna a cada habitante y se designa como **demanda media anual o dotación**, expresándola en litros por habitante y por día u otra unidad semejante.

La determinación de dotaciones tiene como fundamento el cálculo de los consumos: La dotación satisface a los consumos.

Consumo, es la cantidad de agua utilizada por un grupo cualquiera de habitantes, por tanto la cantidad de agua necesaria para un abastecimiento, se determina por el número de habitantes de la po

blación que se trata de abastecer y por la cantidad de agua que por habitante y por día se destina a los distintos menesteres.

Generalmente el consumo de agua es mayor en una ciudad, cuando aumenta su riqueza y bienestar de sus pobladores. El consumo de agua de una ciudad, puede clasificarse en cuatro grupos:

4.3.1 Consumo Doméstico

Incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, para uso sanitario, culinario, bebida, lavado de ropa, baño, riego de jardines, lavado de automóvil y otros. Su cantidad varía de acuerdo a las condiciones de vida de los consumidores y al clima del lugar; - siendo menor en las poblaciones rurales. El consumo doméstico consiste en:

- a) Descarga del inodoro
- b) Aseo corporal
- c) Cocina
- d) Bebida
- e) Lavado de ropa
- f) Riego de jardines y patios
- g) Limpieza en general
- h) Lavado de automóviles

Según estudios realizados por la Universidad Central, señalan la cantidad básica como término medio para el uso doméstico, se estima entre 75 y 80 lit/hab/día, destacándose que estas cifras pueden variar enormemente.

4.3.2 Consumo Comercial e Industrial

Es aquel que se suministra a las instalaciones industriales y comerciales; su importancia dependerá de las condiciones locales. Una ciudad que es esencialmente industrial necesitará de mayores caudales para atender las necesidades de sus instalaciones.- En cambio en ciudades que poseen pocas industrias en relación con el número de habitantes, su consumo es menor al del doméstico.

Según algunos autores, el consumo por este concepto varía entre el 15% y el 60% del consumo total. El consumo industrial consiste en:

- a) Agua como materia prima
- b) Agua consumida en procesamiento industrial
- c) Agua utilizada para congelación
- d) Agua necesaria para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

4.3.3 Consumo Público

Es el consumo en edificios públicos, lavado de calles, riego de jardines, parques públicos, piscinas, lavado de redes de alcantarillado, escuelas, cuarteles, hospitales, sanatorios, etc. Siendo el rubro más importante el que corresponde al servicio contra incendios, estimándose que del 10 al 15% del aporte total se destina a este tipo de consumo.

4.3.4 Consumo por Desperdicios y Fugas

Es casi imposible evitar que en un sistema se produzca -

can desperdicios y fugas; no obstante con una buena operación y control pueden reducirse notablemente.

El gasto de agua que demandan en general, los servicios públicos es excesivo y se debe en gran parte a descuidos. El desperdicio en las escuelas, cuarteles militares, se debe a la atención tardía en reponer roturas de tuberías y grifos. También hay que tender a la eliminación de los consumos gratuitos en todo tipo de abastecimiento.

En el servicio doméstico se produce este desperdicio, debido a escapes en medidores, conexiones clandestinas, fugas en los diversos servicios de las casas y, en general, falta de cuidado e irresponsabilidad de los usuarios.

En una red, sometida totalmente a medida y bien conservada, excluyendo las fugas en las bombas, el gasto por pérdidas y fraudes, pueden ser del orden del 15 al 20%.

La demanda o consumo total, es la suma de los gastos descritos más las pérdidas. El análisis de una población determinada en relación con los diferentes tipos de consumo y pérdidas, permiten llegar a cifras bastante reales, con los que se procede a hacer los cálculos y diseños de un proyecto.

En general, para encontrar el consumo promedio de una población, será necesario tener presente algunos factores que influyen directamente sobre la demanda.

4.4 FACTORES QUE AFECTAN LA DEMANDA

Los más importantes son:

- Tamaño de la ciudad
- Presencia de industrias
- Características de la ciudad
- Clima
- Costo del agua y uso de medidores
- Disponibilidad de Alcantarillado
- Calidad del agua
- Administración del sistema
- Presiones de servicio
- Población flotante.

Hagamos un breve análisis sobre cada uno de estos factores:

Mientras más grandes son las ciudades, usan mayores cantidades de agua, mientras que en las poblaciones pequeñas carecen de industrias y es muy fácil controlar el uso público, pérdidas y desperdicios.

La presencia de industrias influye directamente en la demanda total, y hay que tener cuidado en el diseño de los sectores industriales para el abastecimiento de agua.

El clima comprende todas las condiciones meteorológicas que lo caracterizan y tiene marcada influencia en el consumo. Se gasta gran cantidad de agua en las zonas áridas o donde los veranos son calurosos y secos, por el riego de áreas verdes y jardines, también el

uso doméstico es mayor porque los baños son más frecuentes, humedecimiento de calles, etc.

Las ciudades que presentan características de industriales, comerciales, residenciales, tienen mayor demanda de agua debido al hábito de sus pobladores y sus recursos económicos. Por lo general, mientras mejor es el nivel de vida de la población, es mayor la demanda de agua.

El agua puede ser cara o barata, pero si no se la mide, siempre será desperdiciada; aún si las tarifas por metro cúbico son bajas. El hecho de haber medidor afecta psicológicamente al consumidor y reduce el consumo.

En las poblaciones que no tienen alcantarillado el consumo es menor, ya que los usuarios restringen el consumo, por la presencia de aguas servidas.

La calidad del agua afecta al consumidor de varias maneras. Un sistema de buena calidad, invita al consumidor a gastarla para fines industriales, domésticos, etc. En cambio si el agua es turbia, dura, tiene hierro, sabor desagradable, el consumo es menor o puede ser que se busque otra fuente de abastecimiento.

Un sistema bien administrado y por tanto bien operado y mantenido, ofrece servicio seguro y confiable que resulta en consumos normales. Si el sistema ofrece fallas en el servicio, puede producir desperdicios por llaves abiertas o significar consumos bajos cuando las horas de suspensión se producen frecuentemente y por períodos prolongados.

Dentro de todos los factores que afectan el consumo, notamos que el principal y significativo rubro es: Instalación de medidores ya que los desperdicios serán mínimos, los consumos necesarios no serán restringidos, más aún cuando el agua ha sido tratada y ha sido incorporada al conglomerado a un alto costo.

4.5 VARIACIONES DE LA DEMANDA

El consumo y demanda de agua están sujetos a variaciones que son función de situaciones y características propias de una localidad.

4.5.1 Tipos de Variaciones

4.5.1.1 Variaciones de tipo estacional

Las variaciones de este tipo se producen especialmente por el riego que se realiza a zonas verdes y jardines, usos recreacionales durante época de verano y condiciones inversas en época de invierno.

4.5.1.2 Variaciones de tipo semanal y mensual

Las variaciones de tipo mensual que sufre la demanda son influyentes, ya que el consumo de agua en establecimientos educacionales disminuye notablemente en época de vacaciones para luego aumentar hasta su máximo en época de clases, por lo que es necesario disponer de pequeños almacenamientos para los meses de mayor consumo. Estas variaciones se encuentran afectadas por el clima, consumo industrial y población flotante.

4.5.1.3 Variaciones de tipo diario

Las variaciones de tipo diario reflejan el modo de vida de una comunidad, así el consumo mínimo se produce en horas de la madrugada, acentuándose al medio día para luego decrecer ligeramente en la tarde y hacerse mínimo durante la noche y madrugada.

4.5.1.4 Variaciones de tipo horario

Las variaciones máximas horarias dependen del tamaño de la población y sus características, pudiendo establecerse que el consumo máximo se produce entre las 06h00 - 09h00, 11h00 - 14h00 y entre las 17h00 - 21h00, respectivamente. El consumo máximo horario sirve para el cálculo de una red de distribución y sus elementos.

El IEOS establece el consumo máximo horario, 200 a 230% del consumo medio futuro.

En el presente estudio se han adoptado los siguientes coeficientes de variación de consumo:

Consumo máximo diario = 140 x consumo medio diario

Consumo máximo horario = 2.15 x consumo medio diario.

4.6 DOTACIONES DE AGUA POTABLE

Para servicios nuevos se considera tres tipos de dotaciones:

- Dotación básica
- Dotación media actual
- Dotación media futura (anual).

4.6.1 Dotación Básica

La dotación básica corresponde a la doméstica, o sea, aquella necesaria para cubrir únicamente el consumo doméstico. Las normas del IEOS, establecen las siguientes dotaciones básicas:

Zona rural sin medidor:

- Clima frío 30 lit/hab/día
- Clima templado 40 lit/hab/día
- Clima cálido 50 lit/hab/día

Zona rural con medidor:

Varía entre 80 y 150 lit/hab/día.

Zona Urbana:

Varía entre 120 y 200 lit/hab/día.

Para facilitar el trabajo, las normas del IEOS del año 1988 dan ciertos valores límites a los factores que afectan a la demanda de, acuerdo con el cuadro siguiente:

FACTORES DE CALCULO

R U B R O	LIMITES	COEFICIENTE
Número de habitantes	0,85 - 1,20	C1
Industrias	0,90 - 1,30	C2
Clima	0,95 - 1,10	C3
Carácter de la población	0,80 - 1,20	C4
Medición y costo	0,80 - 1,20	C5
Alcantarillado	0,70 - 1,00	C6
Calidad del agua	0,80 - 1,10	C7
Administración	0,80 - 1,20	C8
Previsión futura	1,00 - 1,10	C9
Sistemas existentes	1,00 - 1,20	C10

TAELA 4-2

Por lo tanto, la dotación básica corregida será igual a la dotación básica multiplicada por cada uno de los factores de corrección.

$$D.B. \text{ corregida} = D.B. \times C1 \times C2 \times C3 \times C4 \times C5 \times C6 \times C7 \times C8 \times C9 \times C10$$

4.6.2 Dotación Media Actual

La dotación media actual es aquella que sirve para cubrir los consumos domésticos, comerciales, industriales, etc. actuales. Para su determinación se multiplica la dotación básica por un factor que puede ser cuantificado en la tabla 4.3.

COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA DOTACION MEDIA AC-
TUAL

POBLACION ACTUAL HABITANTES	DOMESTICO	INDUSTRIAL	COMERCIAL	PUBLICO	TOTAL
Hasta 1000	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
De 1001 a 5000	1.00-1.20	1.00-1.05	1.00-1.02	1.00-1.05	1.00-1.36
De 5001 a 20000	1.20-1.30	1.05-1.10	1.02-1.02	1.05-1.10	1.36-1.65
Más de 20000	1.30-1.40	1.10-1.15	1.05-1.10	1.10-1.20	1.65-2.12

TABLA 4-3

4.6.3 Dotación Media Futura

Es aquella que sirve para cubrir los consumos domésticos, comerciales, industriales, etc, al final del período de diseño. Para su determinación se multiplica la dotación básica por un factor que puede ser cuantificado en la Tabla 4.4.

Además, tanto la dotación media actual como futura se multiplicarán por un factor de 1.15 para cubrir pérdidas y fugas que se presenten en el sistema.

COEFICIENTES PARA DETERMINAR LA DOTACION MEDIA FU-
TURA

POBLACION ACTUAL HABITANTES	DOMESTICO	INDUSTRIAL	COMERCIAL	PUBLICO	TOTAL
Hasta 1000	1.00-1.20	1.00-1.05	1.00-1.05	1.00-1.05	1.00-1.31
1.000 a 5000	1.20-1.60	1.05-1.10	1.05-1.15	1.05-1.15	1.31-2.23
5001 a 20000	1.60-1.80	1.10-1.25	1.10-1.30	1.15-1.30	2.23-3.36

TABLE 4-4

4.7 CAUDAL O CONSUMO MEDIO DIARIO

Para determinar el caudal o consumo medio diario de la comunidad, se multiplicará la dotación por el número de habitantes, transformando el valor obtenido a las unidades requeridas, de la siguiente manera:

$$\text{CMD (lit/seg)} = \frac{\text{Dotación futura (lit/hab/día)} \times \text{Población (hab)}}{86400 \text{ seg/día}}$$

La dotación de diseño se escogerá a base de un estudio, del consumo de agua en la comunidad del proyecto o en poblaciones de características similares.

En la Universidad Técnica Particular de Loja, el consumo de agua se constituye principalmente de la demanda de la población total, uso público y de la demanda de las industrias actuales y futuras que la institución mantiene y mantendrá en funcionamiento.

4.8 DEMANDA DE AGUA DE LA POBLACION UNIVERSITARIA (UTPL)

Consideramos aquí la demanda correspondiente a poblaciones estudiantiles.

Al respecto tenemos la Norma Española que anota 15 a 20 lit/hab/día, la Norma Italiana que establece 80 lit/hab/día.

Tomando en cuenta el tipo de clima y demás factores que influyen en la demanda de agua potable, para el presente estudio he creído conveniente adoptar una dotación de 40 lit/hab/día y considero constante en todos los años puesto que no habrá variaciones de consi

deración en este consumo.

Por tanto:

$$\text{Consumo poblacional} = \frac{40 \text{ lit/hab/día} \times 3900 \text{ hab}}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$\text{Consumo poblacional} = 1.81 \text{ lit/seg.}$$

Uso público . En la UTPL en uso público de agua potable se consume el siguiente caudal:

Bar	5 m ³ /día
Aseo personal	5 m ³ /día
Jardines	<u>5 m³/día</u>
TOTAL	15 m ³ /día

$$\text{Luego, consumo por uso público} = 15 \text{ m}^3/\text{día} = 0.17 \text{ lit/seg.}$$

Consumo industrial. De acuerdo a información proporcionada por las autoridades de la Universidad Técnica Particular de Loja, y por los técnicos industriales, el consumo industrial de agua potable en la mencionada Institución estará determinado por los siguientes gastos:

PLANTAS INDUSTRIALES:

Balanceados	10 m ³ /día
Lácteros	40 m ³ /día
Cerámica	5 m ³ /día
Industrias Agropecuarias	<u>5 m³/día</u>
TOTAL	60 m ³ /día

LABORATORIOS:

Minas	3 m ³ /día
Resistencia de Materiales	4 m ³ /día
Suelos	3 m ³ /día
Análisis Instrumental	<u>10 m³/día</u>
TOTAL	20 m ³ /día

Luego, consumo industrial = 80 m³/día = 0.93 lit/seg.

Por tanto, el CONSUMO MEDIO DIARIO (QMD) resulta de sumar el consumo poblacional + consumo público + consumo industrial.

$$QMD = 1.81 + 0.17 + 0.93$$

$$\underline{\underline{QMD = 2.91 \text{ lit/seg}}}$$

4.9 CAUDALES DE DISEÑO

Para el diseño de las diferentes partes de un sistema de abastecimiento de agua potable, de acuerdo a las Normas del IEOS de 1988 se toman los caudales que constan en la tabla 4.5

CAUDALES DE DISEÑO PARA LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE.

E L E M E N T O	C O N S U M O S
Captación de aguas superficiales	Máximo diario + 20 %
Captación de aguas subterráneas	Máximo diario + 5 %
Conducción de aguas superficiales	Máximo diario + 10 %
Conducción de aguas subterráneas	Máximo diario + 5 %
Red de distribución	Máximo diario + Incendio
Planta de potabilización	Máximo diario + 10 %

TABLA 4.5

La determinación de los caudales de diseño se refiere al conocimiento en base a la dotación adoptada, de los consumos: medio futuro, máximo diario, máximo horario, además del consumo para incendios.

4.9.1 Consumo para Combatir Incendios

En el cálculo hidráulico de la red de abastecimiento de agua potable, se debe considerar que ésta tenga capacidad para combatir incendios.

De acuerdo a las normas tentativas del IEOS se ha considerado la instalación de un hidrante de 12 lit/seg en el punto más desfavorable de la red de distribución.



CAPITULO V

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Los estudios topográficos son fundamentalmente la base de cualquier estudio dentro de la Ingeniería Civil, por lo tanto, previo a la realización de un proyecto, es necesario ejecutar los estudios topográficos correspondientes para tener un conocimiento de la extensión y forma del terreno, tipo de características del mismo, linderos, etc. obteniendo de esta forma una visión clara del terreno y luego iniciar la ubicación de la obra básica.

Los estudios topográficos deben efectuarse de la mejor manera, es decir a base de levantamientos de precisión que permitan obtener datos confiables y seguros con los que pueda elaborarse los correspondientes planos de apoyo para la elaboración de un proyecto.

5.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL TERRENO

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones destinadas a localizar peculiaridades naturales y artificiales en la superficie del terreno o a poca altura del mismo, estas operaciones básicamente consisten en la medición de distancias horizontales y verticales entre punto y objetos, medir ángulos entre líneas terrestres y establecer puntos por medio de distancias y ángulos previamente determinados.

5.2 ANTEPROYECTO HORIZONTAL

Luego de realizado el levantamiento topográfico del terreno - se procede a elaborar el plano, dibujado con curvas de nivel, a esca la adecuada y con los detalles existentes en el terreno levantado.

Para la realización de un dibujo correcto, es necesario conocer las normas y especificaciones locales tales como: ancho de ca - lles y peatonales, veredas, retiros, área de lotes, área de equipa - miento, etc.

5.3 REPLANTEO DE LOS EJES DE VIAS

Consiste en localizar en el terreno los ejes de las calles, + líneas de fábrica y lotes del área en estudio, una vez que se ha ter minado el proyecto de directrices de vías y lotización.

Para poder efectuar el replanteo es necesario, primero en los planos respectivos determinar datos importantes de distancias y ángu - los a partir de los vértices de la poligonal, los cuales se encuen - tran materializados en el terreno.

El replanteo de ejes de calles se refiere a la colocación de estacas en el campo, las cuales definirán el eje de la vía en pro - yecto.

Los alineamientos rectos, tres puntos son suficientes para su localización y chequeo a la vez. Los datos para la localización los obtenemos midiendo a escala en el plano de directrices de vías; ángu - los y distancias a partir de los lados y vértices del polígono funda

mental; luego colocamos en el terreno con teodolito y cinta los puntos o estacas que definirán la alineación. El chequeo consiste en que los tres puntos queden muy aproximadamente alineados, lo cual garantiza un replanteo bien realizado. La alineación definitiva del eje será la intermedia entre las desviaciones de los tres puntos.

5.4 NIVELACION DE LOS EJES DE VIAS

Luego de realizado el replanteo en el terreno de los ejes de las calles vehiculares y peatonales se procede a realizar una nivelación geométrica compuesta sobre las estacas de abscisado y las de puntos intermedios importantes como: cruces de calles, puntos de curvas circulares, etc, a lo largo de una alineación determinada, obteniéndose de esta manera el perfil del eje de una calle.

5.5 DISEÑO URBANISTICO DEFINITIVO

5.5.1 Proyecto Horizontal

Con los datos del replanteo de los ejes de vías se procede a diseñar definitivamente la urbanización. El proyecto horizontal es el enlace de alineaciones rectas (ejes), mediante curvas horizontales.

5.5.2 Proyecto Vertical

El proyecto vertical de calles en urbanizaciones, empieza luego que termina el proyecto horizontal, aunque es conveniente realizarlo siempre en forma simultánea, a fin de que en base del perfil vertical pueda variarse convenientemente las alineaciones que

determinan el proyecto en planta; básicamente el proyecto de razan- tes consiste en unir en un plano vertical líneas de pendiente o gra- diente expresadas como porcentajes de ascenso o descenso según sean positivas o negativas mediante curvas verticales, cóncavas o conve- xas.

Para realizar el proyecto de agua potable necesitamos la pla- nimetría general del terreno, cotas reales de intersecciones de ejes de vías para calcular las curvas de presión.

Como el sistema de agua potable es por bombeo, además de lo citado anteriormente, requerimos los siguientes trabajos topográfi- cos:

- Levantamiento topográfico del área de la estación de bombeo
- Replanteo del eje de la línea de impulsión
- Nivelación del eje de la línea de impulsión
- Levantamiento topográfico del área en donde estará ubicado el tanque de reserva.

La nivelación la realizamos desde la abscisa 0+000 cuya cota es 2065 m.s.n.m. se nivelaron todos los puntos abscisados, es decir ca- da 20 m. con el objeto de tener un perfil exacto de la línea de im- pulsión y en general del terreno.

5.6 DATOS TOPOGRAFICOS

Los señalamos a partir de la siguiente página.

AGUA POTABLE - UTPL

CALCULO DE COORDENADAS

ESTA- CIONES	DISTANCIA HORIZONTAL	ANGULO HORIZONTAL	CORREC- CION	ANGULO HORIZON CORREGIDO	RUMBO LEIDO (AZIMUT)	RUMBO CALCULADO	COORDENADAS PARCIALES				COORDEN. PARCIALES CORREGIDAS				COORD. TOTALES	
							VERTICALES		HORIZONTALES		VERTICALES		HORIZONTALES		Y	X
							N +	S -	E +	W -	N +	S -	E +	W -		
A		238° 53' 24"	10"	238° 53' 14"											1000.00	1000.00
	70.19				150° 00' 00"	S-30° 00' 00"E		60.786	35.095			60.786	35.100			
B		239° 07' 06"	10"	239° 06' 56"											939.21	1035.10
	121.54				209° 06' 56"	S+29° 06' 56"W		106.182	59.138			106.186	59.130			
C		220° 23' 00"	10"	220° 22' 50"											883.03	975.97
	34.11				249° 29' 46"	S+69° 29' 46"W		11.948	31.949			11.948	31.940			
D		200° 22' 18"	10"	220° 22' 08"											821.08	944.03
	75.62				269° 51' 54"	S+89° 51' 54"W		0.178	75.62			0.178	75.60			
E		226° 24' 42"	10"	226° 24' 32"											820.90	868.43
	90.11				316° 16' 26"	N-43° 43' 34"W	65.118		62.285	65.118			62.27			
F		225° 08' 36"	10"	225° 08' 26"											886.02	806.16
	80.20				01° 24' 52"	N+01° 24' 52"E	80.176		1.980	43.	80.176		1.980			
G		152° 11' 54"	10"	152° 11' 44"											966.20	808.14
	98.52				334° 36' 36"	N-26° 23' 24"W	88.253		43.790	88.253			43.780			
H		314° 12' 00"	10"	314° 11' 50"											1054.45	764.36
	173.58				107° 48' 26"	S-72° 11' 34"E		53.083	165.264			53.083	165.300			
X		163° 18' 30"	10"	163° 18' 20"											1001.37	929.66
	70.35				91° 06' 46"	S-88° 53' 14"E		1.366	70.337			1.366	70.340			

AGUA POTABLE - UTPL

65

NIVELACION GEOMETRICA DE LA LINEA DE IMPULSION

ESTACION	ABSCISA	LECTURAS			H+I	COTA TERRENO	OBSERVACIONES
		ATRAS	INTERMED.	ADELANTE			
BM	0+000	3.943			2068.943	2065.00	
	0+010		0.988			2067.955	
⊥		3.957		0.272	2072.528	2068.671	
⊥		3.962		0.152	2076.238	2072.376	
	0+020		3.256			2072.982	
⊥		3.967		0.084	2080.121	2076.154	
	0+030		1.010			2079.111	
⊥		3.906		0.1000	2083.928	2080.022	
⊥		3.880		0.052	2087.756	2083.876	
	0+040		1.334			2086.422	
		3.966		0.145	2091.577	2087.611	
		3.974		0.138	2095.413	2091.439	
	0+050		2.406			2093.007	
PI ₁	0+052 ¹⁵		1.098			2094.315	
	0+060		1.404			2094.009	
	0+080		1.469			2093.944	
	0+090 ²¹		1.429			2093.984	
⊥		3.922		0.038	2099.297	2095.375	
⊥		3.931		0.058	2103.180	2099.239	
	0+105		2.363			2100.807	
	0+110		1.559			2101.611	
	0+116		0.803			2102.367	
⊥		3.974		0.041	2107.103	2103.129	
⊥		3.930		0.029	2111.004	2107.074	
PI ₂	0+124 ²⁴		1.371			2109.633	
	0+130	2.739		1.193	2112.550	2109.811	
POT	0+141 ¹⁸		1.317		2111.233	2111.233	
	0+150		1.305			2111.245	
	0+170		1.314			2111.236	
	0+190		1.000			2111.550	

AGUA POTABLE - UTP.L.

66

NIVELACION GEOMETRICA DE LA LINEA DE IMPULSION

ESTACION	ABSCISA	LECTURAS			H+I	COTA TERRENO	OBSERVACIONES
		ATRAS	INTERMEDIA	ADELANTE			
	0+210	3.600		0.649	2115.501	2111.901	
	0+230		3.049			2112.452	
	E		3.161			2112.340	
	0+240		2.079			2113.422	
	0+250		1.358			2114.143	
⌊		3.946		0.132	2119.315	2115.369	
	0+265		3.817			2115.498	
	0+270		0.968			2118.347	
⌊		3.828		0.033	2123.110	2119.282	
	0+280		1.937			2121.173	
⌊		3.883		0.071	2126.922	2123.039	
	0+290		2.134			2124.788	
⌊		3.798		0.121	2130.599	2126.801	
	0+300		1.288			2129.311	
⌊		3.678		0.222	2134.005	2130.377	
	0+310		1.334			2132.721	
	0+320		1.766			2132.289	
	D		2.283			2131.772	
	0+333		1.793			2132.268	
⌊		3.734		0.102	2137.687	2133.953	
⌊		3.808		0.266	2141.229	2137.421	
⌊		2.549		0.227	2143.551	2141.002	
C			1.391			2142.160	
⌊		2.890		3.939	2142.502	2139.612	
	0+341.69		3.701			2138.801	
	0+350		0.956			2141.546	
	0+360		0.799			2141.703	
	0+370		1.093			2141.409	
⌊		3.928		0.074	2146.356	2142.428	
	0+380		1.718			2144.638	

5.7 POSIBLES ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Para proveer de agua potable a la Universidad Técnica Particular de Loja, existen dos alternativas de proyecto:

1. A gravedad
2. A bombeo.

Analizaremos cada una de ellas, decidiremos por la más conveniente y finalmente procederemos a realizar su diseño.

5.7.1 Alternativa a Gravedad

Luego de un estudio y en busca de la mejor fuente a captarse, se estima como la más conveniente la que proviene de la quebrada Yanacocha.

La quebrada en estudio junto al sitio de la posible captación tiene aproximadamente 1.50 m de ancho y en el fondo presente una gradiente pronunciada que obliga al agua a fluir en forma intermitente con velocidades muy variables.

5.7.1.1 Vertederos

Los vertederos pueden ser definidos como simples aberturas, sobre los cuales un líquido fluye. El término también se aplica a obstáculos en el paso de la corriente y a las excedencias de los embalses. Los vertederos son por así decirlo orificios sin el borde superior. Los vertederos son utilizados intensiva y satisfactoriamente en la medición del caudal de pequeños cursos de

agua y conductos libres, así como en el control del flujo en galerías y canales, razón por la cual su estudio es de gran importancia.

Existen varios tipos de vertederos, a saber: rectangulares, trapezoidales, triangulares, circulares, etc.

Dedicaremos nuestro estudio a los vertederos de forma triangular ya que ha sido el vertedero de este tipo el utilizado en la medición del caudal de la quebrada de Yanacocha. Los vertederos triangulares hacen posible una mayor precisión en la medida de cargas correspondientes a caudales reducidos; estos vertederos generalmente son contruidos en placas metálicas, en la práctica, solamente son empleados los que tienen forma isósceles siendo más usuales los de 90°

Para estos vertederos se adopta la fórmula de Thomson:

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

en donde:

Q = caudal en m³/seg

H = carga en m.

El coeficiente dado 1.4 en realidad puede tomar valores entre 1.4 y 1.46 (fuente de consulta Manual de Hidráulica de Azevedo Netto)

PRINCIPALES AFOROS REALIZADOS

AFORO	FECHA	HORA	H(m)	Q(m ³ /s)	Q(lit/seg)
1	18-II-89	11H24	0.30	0.0690	69
2	26-VII-89	17H15	0.25	0.0440	44
3	05-XI-89	15H00	0.21	0.0283	28,30
4	17-X-89	10H45	0.23	0.0355	35,52
5	24-IV-89	16H48	0.28	0.0581	58

TABLA 5-1

Como puede verse, luego de aforar la fuente resulta un rendimiento de 69 lit/seg y 28,30 lit/seg. en épocas de invierno y máximo estiaje respectivamente, lo que asegura que dicha vertiente va a satisfacer plenamente la necesidad de agua en la UTPL en la época más crítica.

La quebrada de Yanacocha presenta excelentes cualidades físico-químicas y bacteriológicas como puede verse en los análisis realizados que adjunto. Es además una vertiente de montaña, el lugar de la posible captación se encuentra a 2340 m. sobre el nivel del mar y la cota más alta del área a servirse es 2.148 m.s.n.m.

Dado que la topografía del terreno por donde ha de pasar la conducción es considerablemente irregular y por lo que todo cambio de pendiente implica la instalación de accesorios, en el presente proyecto es imprescindible la instalación de válvulas de desagüe en los puntos bajos y válvulas de aire en los puntos altos, obras de arte como puentes, túneles, anclajes, sifones, cruces de calles, etc.

Seguidamente debe considerarse la construcción de su planta de tratamiento respectiva para su potabilización y ésta a su vez con su correspondiente mantenimiento.

5.7.2 Alternativa de Bombeo

Analizando el diseño a bombeo para la provisión de agua a la UTPL, establecemos los siguientes aspectos:

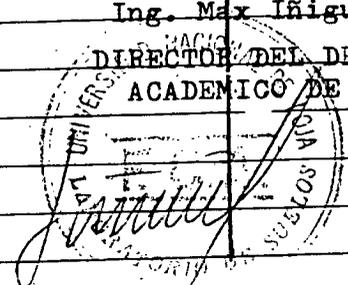
1. La fuente proveedora del líquido vital es la red de agua potable de la ciudad de Loja; el agua será captada de una tubería

ANALISIS DE AGUAS

Nombre del propietario: ..Vicente Quezada..... Fecha de muestreo:.....
 Nombre del remitente:....Vicente Quezada..... Fecha ingreso Lab...89+07+27.....
 Localización:.....Loja.....Loja..... Fecha salida Lab....89+08+02.....
 Parroquia Cantón Provincia
 Fuente: San Cayetano = QUEBRADA YANACocha

MUESTRA NUMERO Lab. Campo	ANALISIS	RESULTADOS	INTERPRETACION	OBSERVACIONES
	CE a 25 °C mmhos/cc.			
	pH			
	Na ⁺ mg/l			
	K ⁺ mg/l			
	Ca ⁺⁺ mg/l			
	Mg ⁺⁺ mg/l			
	Cn ⁺⁺ mg/l			
	Mn ⁺⁺ mg/l			
	Al ⁺⁺⁺ mg/l			
	Cr ⁺⁺⁺ mg/l			
	Fe ⁺⁺⁺ mg/l			
	NO ₂ ⁻ mg/l			
	NO ₃ ⁻ mg/l			
	Cl ⁻ mg/l			
	I ⁻ mg/l			
	F ⁻ mg/l			
	CO ₃ H ⁻ mg/l			
	CO ₃ ⁻⁻ mg/l			
	SO ₄ ⁻⁻ mg/l			
	S ⁻⁻ mg/l			
	PO ₄ ⁻⁻ mg/l			
	SiO ₂ mg/l			
	CO ₂ mg/l			
	O ₂ mg/l			
	M.O. mg/l de O ₂			
	NH ₃ mg/l			
	Color			
	Olor			
	Sabor			
	Sol. Susp. mg/l	0.006		
	Sol. Solub. mg/l	0.003		
	Sol. Totales mg/l	0.009		
	Dureza mg/l			
	Alcalin. Total mg/l			
	Alcalin. Fenolft. mg/l			
	Otros			

Ing. Max Iñiguez Mg.S.
 DIRECTOR DEL DEPARTAMENTO
 ACADEMICO DE SUELOS



de 8" que pasa por la avenida Santiago de las Montañas.

2. La longitud de la tubería de alimentación al tanque de bombeo es de 76 m y la de impulsión es de 430 m.
3. Puesto que el agua proviene de la Planta de Potabilización de la ciudad de Loja, en este diseño tampoco se requiere ya de dicha planta, ni tratamiento alguno. El agua es de buena calidad como puede verse en los análisis que reposan en los laboratorios de EMAAL.
4. Esta alternativa se respalda además en el hecho de que ya están en ejecución los estudios del Plan Maestro de Agua Potable para Loja y por tanto existirá una oferta total del líquido.
5. Puesto que la población futura es baja (3.900 hab) consecuentemente el Caudal Medio Futuro también (2.91 lit/seg) y, por lo expuesto anteriormente, claramente vemos que la alternativa a bombeo es la más conveniente, por lo que procederemos a su diseño.

CAPITULO VI

ESTACION DE BOMBEO

6.1 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

El sistema de agua potable (por bombeo) para la UTPL consta de las siguientes partes:

1. Una tubería de alimentación de 76 m. de longitud que se conecta entre el pozo de succión y una tubería de 8" que pasa por la Avenida Santiago de las Montañas.
2. Una estación de bombeo que consta de dos grupos motor-bomba de las características técnicas convenientes, a más de los accesorios que conforman la entrada, desagüe, desborde y múltiple de descarga.
3. La línea de impulsión que va desde la estación de bombeo hasta el tanque de reserva con una longitud de 430 m.
4. Un volumen de reserva de 140 m³ ubicado en la parte más alta de la zona universitaria. Para el almacenamiento de este líquido se construirá dos tanques de 100 m³ cada uno que trabajarán bajo el sistema de vasos comunicantes.
5. Un equipo de desinfección (cloración)

6. Red de distribución; y
7. Conexiones domiciliarias

Más adelante se estudiarán técnicamente una a una las partes del sistema anteriormente anotadas.

6.2 DESINFECCION Y CLASIFICACION DE BOMBAS

Las bombas son máquinas hidráulicas capaces de transformar la energía del agua en energía mecánica y viceversa. Las bombas se clasifican de acuerdo a dos consideraciones generales:

1. Considerando las características del movimiento del líquido dentro de la máquina, se clasifican en:
 - Centrífugas
 - Rotativas; y
 - Reciprocantes.

Estas a su vez se clasifican en:

CENTRIFUGAS:

Voluta

Difusor

Flujo radial, flujo axial, flujo mixto

Turbina horizontal

Turbina vertical.

ROTATIVAS:

Alabes

Engranajes

Tornillo

Lóbulo

RECIPROCANTES

Pistón-rotación

Diafragma

Potencia

Acción directa.

2. Considerando el tipo de aplicación específica para los cuales se ha diseñado, éstas se clasifican:

- Con aditamentos de bronce
- Toda de bronce
- Bronce de composición específica
- Toda de fierro
- Con aditamentos de acero inoxidable
- Toda de acero inoxidable.

6.3 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo se clasifican en primarias y secundarias. Las primeras toman el líquido de alguna fuente de aprovisionamiento o de un cárcamo y lo llevan a otro almacenamiento o tratamiento de una red de distribución, o a una combinación de éstas.

Las estaciones secundarias mejoran las condiciones de una primaria como ser en presión y gasto, pero en base de la estación primaria.

Las estaciones de bombeo, excepto las estaciones sobreelevadas de presión podrán estar constituidas por uno o dos tipos de cámaras. En caso de estaciones de dos tipos de cámaras, la una servirá

para entrada del líquido (Pozo de succión o cámara húmeda), y la otra servirá para alojar los equipos de bombeo (cámara seca). En caso de estaciones de un solo tipo de cámara, ésta servirá tanto para la succión como para el alojamiento de los equipos de bombeo.

6.4 DIMENSIONES QUE DEBEN TENER LAS CAMARAS

Las cámaras se dimensionan de acuerdo al número y tamaño de las unidades a instalarse, debiendo considerarse espacio adicional para válvulas, controles eléctricos, accesorios, amortiguadores del golpe de ariete, tubos de paso o desviación, apoyos, etc. El múltiple de bombeo puede estar dentro o fuera de la cámara. Las unidades se colocan de tal forma que ocupen el menor espacio, para lo cual se deberá tener conocimiento de los catálogos de los equipos.

6.5 NORMAS DEL IEOS PARA EL DISEÑO DE UNA ESTACION DE BOMBEO (Según Código de 1988).

6.5.1 Directivas Generales

- Las estaciones de bombeo deben estar fuera de todo riesgo de inundación, siendo importante que cuenten con acceso permanente y seguro.
- Las estaciones de bombeo serán diseñadas de tal manera que la calidad del agua no sufra alteraciones desfavorables, protegiendo adecuadamente el líquido.
- En general el edificio presentará una arquitectura exterior acorde con las construcciones del área circundante, el terreno será

cercado impidiendo principalmente el acceso a los sectores en donde se encuentra el equipo electromecánico y contará con superficie adecuada.

- El edificio será de construcción sólida, de características funcionales, con suficiente número de aberturas que faciliten el paso de equipos y personas y adecuada ventilación e iluminación natural. La estructura subterránea será impermeable, las cámaras secas subterráneas tendrán una pendiente mínima de 2% hacia un punto bajo de drenaje donde se instalará una bomba eléctrica de accionamiento automático para el desague de las pérdidas provenientes de las bombas, válvulas, etc. La descarga de esta bomba estará por encima del nivel máximo del pozo de succión.

6.5.2 Pozo de Succión y Cámara de Bombas

- Salvo el caso de pozos profundos y cuando se empleen bombas de tipo hélice, el pozo de succión y la cámara de bombas deben estar completamente separadas.

- El fondo del pozo de succión tendrá suficiente pendiente hacia las tuberías de succión de las bombas, para facilitar su vaciado y evitar la acumulación de sólidos.

- Los pozos de succión contarán con accesos convenientes, cubiertos para evitar toda posible contaminación desde el exterior.

- Las cámaras de bombas o cámaras secas tendrán acceso de fácil circulación.

- En los casos en que la estación de bombeo no admita ser puesta fuera de servicio, sin que el mismo se interrumpa, habrá que proveer el pozo de succión dividido en dos sectores que permanecerán interconectados durante el funcionamiento normal, pero que puedan independizarse cuando se debe proceder a operaciones de reparaciones y/o limpieza.

- La tubería de succión debe ser lo más corta posible, evitándose al máximo piezas especiales como curvas, codos, etc.

- La tubería de succión generalmente tiene un diámetro comercial inmediatamente superior al de la tubería de descarga. La altura máxima de succión más las pérdidas de carga deben satisfacer las especificaciones establecidas por los fabricantes de las bombas.

6.5.3 Capacidad

- La capacidad de la estación de bombeo será suficiente para manejar el caudal de diseño previsto.

- La capacidad del pozo de succión será la necesaria para permitir que las tuberías de succión presentes y futuras guarden las separaciones adecuadas que eviten interferencias y turbulencias, aconsejándose que la permanencia a caudal medio futuro no sea inferior a los cinco minutos.

6.5.4 Ventilación

- Toda estación de bombeo debe ser provista de un adecuado sistema de ventilación. Todos los ambientes a los cuales puede

tenerse acceso y donde la atmósfera se presenta alterada, especialmente los recintos subterráneos, deberán contar con un sistema de ventilación forzada. Dicha ventilación proveerá como mínimo seis renovaciones por hora en caso de que funcione continuamente; y, treinta renovaciones por hora si el funcionamiento es intermitente.

6.5.5 Equipos de Bombeo

- El número y capacidad de las bombas y de los equipos auxiliares dependerá del gasto, sus variaciones y de la seguridad del sistema, y tendrá amplio rango para cubrir el caudal mínimo y máximo.

- Como mínimo se instalarán dos bombas, en cuyo caso cada una con capacidad para cubrir el total de las necesidades.

- Al utilizar dos unidades de bombeo, es necesario que tenga la misma capacidad, se proyectarán para que su curva de sistema se ajuste a las condiciones de gasto de diseño, y con capacidad tal que si la una está fuera de servicio, la otra sea capaz de bombear el máximo caudal.

- En instalaciones sobreelevadoras de presión (Booster), las bombas serán colocadas y controladas de tal manera que no produzcan presiones negativas en las líneas de succión.

- Cuando la bomba esté en operación normal, la presión en dicha línea no será inferior a 12 m. de columna de agua.

- Se dispondrá de un interruptor automático que abra el circui-

to eléctrico cuando la presión en la línea de succión sea inferior a 5 m. de columna de agua; dicho interruptor tendrá un amplio lapso de tiempo entre el corte y la puesta en marcha.

- La altura de succión negativa debe ser evitada en la medida - que sea posible, en caso contrario se la calculará adecuadamente.
- El agua utilizada para el cebado de bombas con altura de succión negativa (no mayor a 4,50 m.) será de la misma calidad entregada por las bombas.
- Cada bomba debe disponer de una tubería de succión propia.
- Cada bomba estará provista de vacuómetro y manómetro en las - tuberías de succión e impulsión respectivamente.
- Es conveniente contar con un medidor de caudales en la descarga general y un medidor general de consumo de energía eléctrica.

6.5.6 Válvulas y Tuberías

- Las válvulas de tipo compuerta o esclusa se colocarán en las tuberías de succión y descarga de cada bomba. Una válvula de retención (Chek) o equivalente debe ser instalada en cada tubería de descarga, entre la válvula de compuerta y la bomba.
- En la extremidad de la línea de succión debe ser instalada ^{1/4} - una rejilla con área libre (aberturas), superior a dos veces la sección del tubo de aspiración.

- Las piezas de reducción de diámetro en la entrada de las bombas debe ser de tipo excéntrico.
- En general, las tuberías se diseñarán de tal forma que las pérdidas de carga por fricción sean pequeñas, escogiéndose su diámetro de acuerdo a un cálculo de tubería más económica. Las juntas serán herméticas del tipo de bridas dentro de la estación, y se preveerá la colocación de juntas de expansión.
- En estaciones de bombeo en las que el cálculo respectivo lo justifique, se instalarán elementos de seguridad contra el golpe de ariete.
- En los puntos altos de la tubería de descarga, se colocarán válvulas de aire; y en los bajos, válvulas de desagüe.
- La velocidad del agua en la entrada del tubo de aspiración debe ser inferior a 0.90 m/s.
- Los diámetros de las entradas y salidas de las bombas no deben ser tomados como indicaciones para los diámetros de las tuberías de succión y descarga. Para las tuberías se adoptan diámetros mayores con el objeto de reducir las pérdidas de carga.
- La velocidad del agua en la boca de entrada de las bombas, generalmente está comprendida entre 1,5 y 5,0 m/s, pudiendo tomarse 3,0 m/s, como término medio representativo. En la sección de salida de las bombas, las velocidades son más elevadas, pudiendo alcanzar el doble de estos valores.

- Los diámetros de las tuberías de succión y descarga no serán menores que los diámetros de succión y descarga de las bombas.
- Los aumentos y reducciones en la descarga o succión deben ser graduales para asegurar un escurrimiento eficiente y ahorro de energía.
- Las tuberías de succión y descarga, se instalarán lo más directamente posible a la bomba, con mínimo de codos y piezas especiales.
- Nunca deberá ponerse un codo en un plano horizontal directamente conectado a la brida de succión de la bomba; entre el codo y la brida de succión deberá proyectarse un tramo recto de tubería de por lo menos 4 a 6 veces el diámetro del tubo.
- Las reducciones en la succión y los aumentos en la carga deben instalarse directamente a las bridas de la bomba.
- En lo posible cada bomba deberá tener una línea de succión separada, si esto no es posible deberá acoplarse al múltiple de succión a 45°.
- En la descarga de los equipos de bombeo, se deberá instalar un tramo de tubería, una válvula de retención y una válvula de compuerta.
- Los aumentos de diámetro en la descarga deberán ser concéntricos.

6.6 POTENCIA DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

La potencia de las bombas se calcula mediante la fórmula que recomienda Azevedo Netto, edición 1978.

$$P = \frac{\gamma Q H_t}{75 n}$$

En donde:

P = Potencia (CV)

γ = Peso específico del líquido en Kg/m³

Q = Caudal o descarga en m³/seg.

H_t = Altura manométrica en m (Altura dinámica total en m.)

n = Eficiencia del sistema de bombeo

n = n motor. n bomba.

6.7 POTENCIA INSTALADA

En la práctica se debe admitir un cierto margen para los motores eléctricos. Los siguientes aumentos son recomendables. (Según - Azevedo Netto, edición de 1978).

50 % para las bombas hasta	2 HP
30 % para las bombas hasta de	1 a 5 HP
20 % para las bombas de	5 a 10 HP
15 % para las bombas de	10 a 20 HP
10 % para las bombas de más de	20 HP

6.8 EFICIENCIA DE LAS MAQUINAS

La eficiencia de las máquinas hasta cierto punto puede variar

la potencia por razones de construcción, siendo más elevado para máquinas grandes.

Una bomba no es 100 % eficiente debido a las pérdidas de energía que pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

- Pérdidas mecánicas
- Pérdidas por recirculación
- Pérdidas hidráulicas
- Pérdidas por impacto a la entrada y salida del impulsor, debido al cambio brusco de velocidad.

La eficiencia será igual a:

$$e = e_m + e_r + e_h$$

En donde:

e = Eficiencia

e_m = Eficiencia mecánica

e_r = Eficiencia por recirculación

e_h = Eficiencia hidráulica.

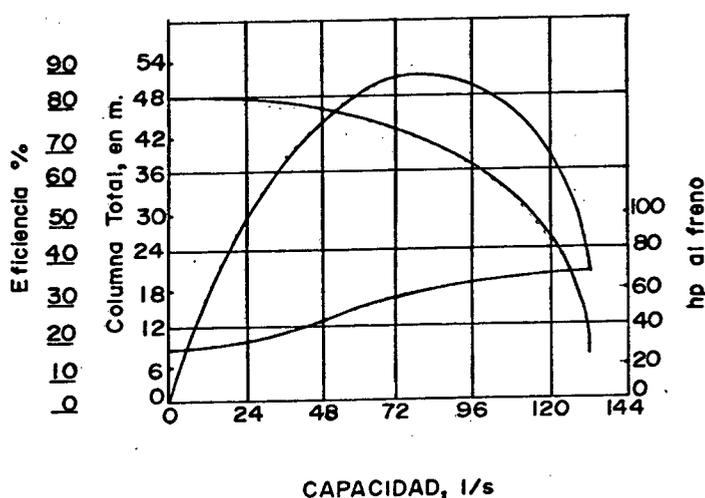
6.9 CURVAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS CENTRIFUGAS

Una bomba centrífuga que se opera a velocidad constante puede suministrar cualquier capacidad, de cero a un máximo, dependiendo de la columna, descarga y succión. Las curvas características (Figura 6-1) muestran la relación existente entre columna de bomba, capacidad, potencia y eficiencia por un diámetro de impulsor específico y

para un tamaño determinado de carcasa. Es habitual dibujar la columna, potencia y eficiencia, en función de la capacidad a velocidad constante como en la figura 6-1. Pero en casos especiales es posible señalar en las gráficas tres variables cualesquiera contra una cuarta.

La curva de capacidad de columna, conocida como HQ muestra la relación entre la capacidad de columna total y puede ser creciente, decreciente, con gran inclinación o casi horizontal, dependiendo del tipo de impulsor usado y de su diseño.

Figura 6.1.



CURVAS CARACTERISTICAS TÍPICAS PARA UNA BOMBA CENTRIFUGA

6.10 ALTERACIONES EN LAS CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO

Las alteraciones en la carga total real de una bomba centrífuga trae las siguientes consecuencias:

- Aumentándose la carga total, la capacidad Q caudal disminuye,

la potencia consumida disminuye.

- Reduciéndose la carga total, el gasto Q aumenta, la potencia consumida se eleva.

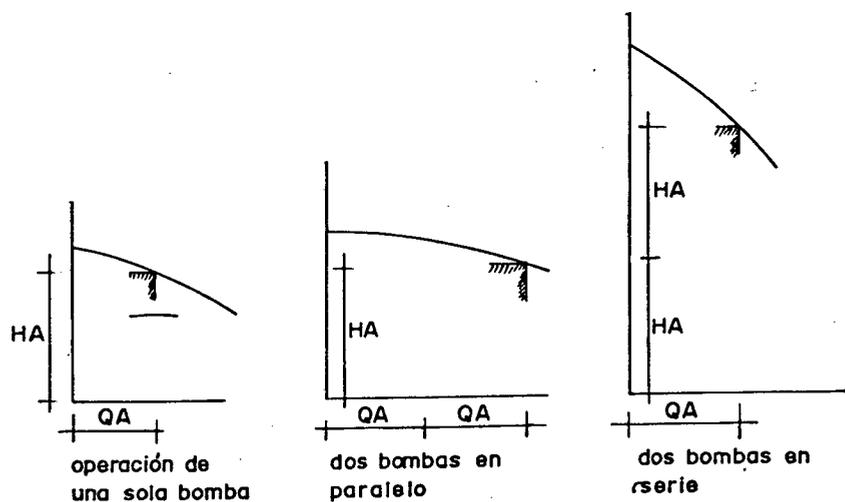
Es por eso que cerrándose el registro de salida de una bomba centrífuga, se reduce la potencia necesaria para su funcionamiento - (aumento de la pérdida de carga y de la carga total). Es recomendable, el cierre de la válvula de la tubería de descarga al darse el arranque a una bomba centrífuga.

6.11 BOMBAS TRABAJANDO EN SERIE Y EN PARALELO

Instalándose dos o más bombas en serie, se debe considerar la suma de las alturas de elevación que caracterizan a cada una de las bombas, admitiéndose el mismo caudal unitario.

Si las bombas trabajan en paralelo, se admite la misma carga total, sumándose los caudales de las unidades instaladas ya que no es alterada la carga total.

FIGURA 6.2



OPERACION EN SERIE O EN PARALELO

6.12 VELOCIDAD ESPECIFICA

La velocidad específica es un dato de gran utilidad en la caracterización de las bombas, independiente de su tamaño y velocidad de funcionamiento.

Conceptualmente, la velocidad específica es el número de revoluciones por minuto de una bomba ideal, geoméricamente semejante a la bomba en consideración, necesario para elevar 75 lit/seg de agua a una altura de 1 m (potencia efectiva de 1 cv).

En unidades métricas, la velocidad específica puede ser calculada por la expresión que plantea Azevedo Netto:

$$n_s = 3.65 \times \frac{n \sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

En donde:

Q = caudal en m³/seg

H = Altura manométrica en metros

n = Velocidad angular en RPM.

El rendimiento es muy bajo para bombas con velocidad específica inferior a 90. Las bombas radiales son satisfactorias para valores de n_s comprendidos entre 90 y 300. Las bombas con impulsores tipo Francis se aplican con eficiencia entre 30 y 800. Por encima de este valor, se encuentra el campo de aplicación de las bombas axiales o PROPELLER.

6.13 INSTALACIONES DE BOMBEO

Las bombas deben ser cubiertas por edificaciones propias. Casas de bombeo o Salas de bombeo.

Las recomendaciones de carácter general para las estaciones - de bombeo o instalaciones de bombeo están citadas en el numeral 6.18 de este capítulo.

6.14 CAVITACION

La cavitación se define como la vaporización local de un lí - quido debido a las reducciones locales de presión, por la acción di - námica del fluido. Este fenómeno está caracterizado por la forma - ción de burbujas de vapor en el interior o en las proximidades de - una vena fluida.

La condición física más general para que ocurra la cavitación es cuando la presión en ese punto baja al valor de la presión de va - porización.

Recordemos que la presión de vaporización de un fluido para cierta temperatura, es la presión a la cual un líquido se convierte_ en vapor cuando se le agrega calor.

La presión de vaporización del agua a 100°C es de 14,7 lib/pul² (presión barométrica estándar a nivel del mar).

La reducción de la presión absoluta a la de vaporización pue - de ser general para todo el sistema o únicamente local, pudiendo -

existir esta última sin un cambio de la presión promedio.

Una disminución general de la presión se produce debido a cualquiera de las siguientes condiciones:

- Un incremento en la altura de succión estática.
- Una disminución de la presión atmosférica, debido a un aumento de altitud sobre el nivel del mar.
- Una disminución en la presión absoluta del sistema, tal como se presenta cuando se bombea de recipientes donde existe vacío.
- Un incremento en la temperatura del líquido bombeado, el cual tiene el mismo efecto que una disminución en la presión absoluta del sistema, ya que al aumentar la temperatura, la presión de vaporización es más alta y, por tanto menor la diferencia entre la presión del sistema y ésta.

Por lo que respecta a una disminución de presión local, ésta se produce debido a las condiciones dinámicas siguientes:

- Un incremento en la velocidad.
- Como resultado de separaciones y contracciones del flujo, fenómeno que se presenta al bombear líquidos viscosos.
- Una desviación del flujo de su trayectoria normal, tal como la que tiene lugar en una vuelta o una ampliación o reducción, todas ellas bruscas.

6.15 SIGNOS DE LA EXISTENCIA DE CAVITACION

La cavitación se manifiesta de las siguientes maneras, de las cuales las más importantes son:

- Ruidos y vibración;
- Una caída de las curvas de capacidad-carga y la de eficiencia;
- Desgaste de las aspas del impulsor.

El ruido se debe al choque brusco de las burbujas de vapor - cuando éstas llegan a la zona de alta presión y más fuerte en bombas de mayor tamaño.

Cabe anotar que el funcionamiento de una bomba suele ser ruidoso, cuando trabaja con una eficiencia bastante menor que la máxima ya que el agua choca contra las aspas.

Cuando existe cavitación, ésta se puede remediar introduciendo pequeñas cantidades de aire en la succión de la bomba, de una manera similar a los tubos de aireamiento usados en tuberías.

El aire actúa como amortiguador, además de que aumenta la presión en el punto donde hay cavitación. Sin embargo este procedimiento no se usa regularmente en las bombas para evitar el "descebamiento"

6.16 INSTALACIONES QUE NO SON OPERADAS CONTINUAMENTE

Para establecer la dimensión del diámetro de las líneas de - descarga de bombas que funcionan solo algunas horas por día, fue pro

puesta la siguiente expresión:

$$D = 1,3 X^{1/4} \sqrt{Q}$$

En donde:

- Q = Caudal expresado en m³/seg
 D = Diámetro en metros
 X = $\frac{\text{Nº de horas de bombeo por día}}{24}$

6.17 EQUIPOS ELECTRICOS DE LAS INSTALACIONES

6.17.1 Motores Eléctricos

Las bombas son accionadas directamente por motores eléctricos. Son empleados dos tipos principales de motores eléctricos:

- a) Motores de inducción de tipo jaula de ardilla. De operación más fácil, y son los más comunes.
- b) Motores sincrónicos. Son empleados en las grandes instalaciones, exigen una operación más cuidadosa, pero presentan la ventaja de mejor eficiencia. No soportan bien las caídas de tensión.

6.17.2 Equipos de Arranque

Solamente los motores de pequeña potencia (hasta 5 HP)

pueden ser conectados con interruptores simples, directamente a la línea de energía. Los motores mayores exigen equipo especial de arranque para limitar la demanda inicial.

Los motores sincrónicos son puestos en funcionamiento por medio de autotransformadores.

En los motores sincrónicos, la revolución a plena carga es función de la frecuencia de ciclaje f , y del número de pares de polos (p).

$$n = \frac{60 f}{p}$$

6.18 INSTALACION, OPERACION Y MANTENIMIENTO DE BOMBAS

Para el buen funcionamiento de un sistema de bombeo es necesario tener en cuenta las recomendaciones que a continuación anotamos, para cada parte del sistema.

6.18.1 Tubería de Succión

Los aumentos y reducciones en la succión o descarga deben ser graduales para asegurar un escurrimiento eficiente y ahorro de energía.

Las tuberías de succión y descarga se instalarán lo más directamente posible a la bomba, con un mínimo de codos y piezas especiales.

La tuberías de succión debe ser colocada exactamente horizon

tal o en pendiente uniforme hacia arriba del pozo de succión de la bomba.

Nunca deberá ponerse un codo en un plano horizontal directamente colocado a la brida de succión de la bomba; entre el codo y la brida de succión debe proyectarse un tramo recto de tubería de por lo menos 4 a 6 veces el diámetro del tubo.

Las reducciones en la succión y los aumentos en la descarga deben instalarse directamente a las bridas de la bomba.

Las instalaciones de codos, en el plano vertical a la succión de la bomba, deberá ser de radio largo.

Si no se usa válvulas de pie en la succión de la bomba, se deberá acampanar el extremo de la tubería para disminuir la entrada del líquido.

Debe evitarse en lo posible el uso de válvulas de compuerta en instalaciones de equipos de bombeo con altura de succión; si se lo hace deberá colocarse el vástago de la válvula, horizontal o hacia abajo.

En instalaciones de equipos de bombeo con carga de succión es necesario el uso de válvulas de succionamiento.

Comprobar que en la succión se usen reducciones excéntricas para evitar bolsas de aire.

Controlar que el nivel mínimo de agua en la cámara de succión



esté por lo menos a 0,50 de la boca de entrada en la tubería de succión.

Es preferible que la tubería de alimentación parta de un punto donde se garantice que el caudal de alimentación a la estación de bombeo, sea por lo menos igual al caudal de bombeo, con proyección futurista, para evitar que las estaciones de bombeo queden desprovistas del líquido y por consiguiente tenga que paralizarse prolongadamente su funcionamiento.

En lo posible cada bomba deberá tener su propia tubería de succión, y en caso de varias bombas éstas se conectarán a una tubería única de succión y las conexiones se harán por medio de Yes o codos de 45°, evitándose el empleo de Tes.

Las estaciones de bombeo deben diseñarse de tal manera que las bombas tengan altura de succión positiva a fin de evitar la instalación de sistemas de cebado y de esta manera eliminar los riesgos de cavitación; pero si esto no es posible se debe verificar previamente la máxima altura de succión a la que puede hacerse la instalación con las curvas características de las bombas proporcionadas por el fabricante, y de esta manera prevenir problemas posteriores en su funcionamiento.

Si se quiere por algún motivo mantener el nivel en el pozo de succión, se deberá instalar bypass, y así evitar arranques y paradas frecuentes.

6.18.2 Estación de Bombeo

Cuidar que el líquido no llegue a la succión de las

bombas con velocidades excesivas en direcciones ortogonales a la dirección de la succión, para lo cual se diseñarán pantallas.

Se dejará un espacio libre de por lo menos $3/4$ de diámetro de la boca de succión a cada lado de la sección de la bomba y un espacio comprendido entre $D/4$ y $D/2$ entre la boca y el fondo del pozo de succión.

Controlar que la implantación de los equipos de bombeo se realice de acuerdo a lo especificado en los planos que se adjuntan y a los catálogos de los productores de bombas.

Comprobar que los anclajes sean correctamente realizados.

Controlar los diámetros de succión y descarga, (siempre el de succión será mayor o igual que el de descarga).

Un motor eléctrico que está bien montado y conservado, tiene una vida prolongada, es por consiguiente de mucho interés que estos motores tengan un adecuado mantenimiento mediante revisiones periódicas, que eviten además daños y pérdidas económicas por reparaciones de averías debidas en muchos casos a la negligencia por parte del personal encargado de su control.

El lubricado o engrase que se hace a los rulimanes debe efectuarse en justa medida, pues la deficiente o excesiva cantidad de grasa, resulta perjudicial para la vida de los rulimanes.

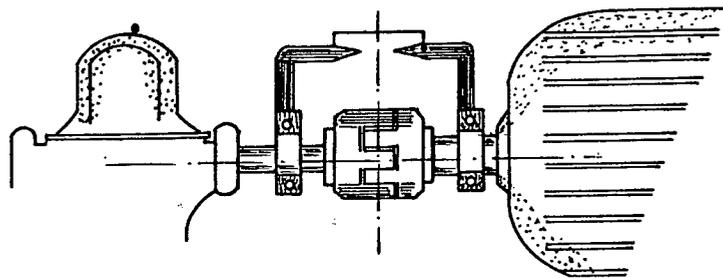
Los rulimanes que componen el motor no precisan engrasarse periódicamente por lo cual muchos equipos de bombeo se fabrican sin -

agujeros de engrase, obligando así al desmontaje del rulimán cuando deba renovarse la grasa. Lo recomendable en este caso es hacerlo se mestralmente. No es recomenrable engrasar en forma abundante ya que este exceso hará que las partes rotativas lancen la grasa al embobi-
nado causando daños irreparables.

En el caso de los rulimanos que componen la bomba, éstos generalmente vienen dotados de graseros para hecerlo periódicamente cada semana en cantidades pequeñas, ya que el exceso provoca el endureci-
miento de los rulimanos.

Si los ejes que componen el motor y el cuerpo de la bomba no están bien alineados o centrados, puede producirse averías tales como el desgaste rápido de los rulimanos o rotura en los accesorios -
que componen la bomba. Para comprobarse el centrado de los ejes de un equipo de bombeo, puede emplearse la herramienta que se muestra -
en la figura siguiente:

FIGURA 6.3



Esta se coloca de manera que entre los puntos quede el menor espacio posible, y se hace girar simultáneamente los ejes, si la dis tancia entre los puntos no varía, significará que los ejes están bien alineados.

Debe considerarse la instalación de indicadores de nivel de construcción sencilla, tipo regla graduada y manguera transparente.

De ninguna manera debe omitirse la colocación de mecanismos de control para detener el funcionamiento del motor de la bomba cuando se haya llegado al mínimo nivel de succión.

Debe contemplarse la construcción de vivienda para el operador, con una área mínima de 30 m², que se ubicará preferiblemente junto a la estación de bombeo, esta construcción debe contener su respectivo baño.

En caso de ser necesario y dependiendo de la complejidad del proyecto, debe considerarse las alternativas que pudieran darse, tales como: Una sola estación de bombeo, dos estaciones de bombeo, bombeo paralelo con dos o más unidades, bombeo en serie, etc. La alternativa seleccionada deberá ser justificada ampliamente mediante un análisis técnico económico que garantice un adecuado y eficiente funcionamiento.

6.18.3 Tubería de Impulsión

En la descarga de los equipos de bombeo, se deberá instalar un tramo de tuberías, una válvula de retención y una válvula de compuerta.

Los aumentos de diámetro en la descarga deberán ser concéntricos.

Las conexiones al múltiple de descarga deberán ser a 45°.

Vigilar que en la descarga se instalen una válvula de retención y a continuación una válvula de compuerta.

Asegurarse que se hayan instalado uniones móviles que servirán para ayudar al montaje y al mismo tiempo para absorber pequeños movimientos de las tuberías.

Controlar la ejecución de anclajes en los sitios adecuados, y la ejecución también de las piezas convenientes.

Comprobar que se hayan instalado dispositivos para controlar el golpe de ariete.

La tubería de impulsión debe ser independiente del resto de tuberías, no debe realizarse conexiones domiciliarias en ésta, para garantizar que el caudal de alimentación en lo posible sea constante.

La instalación de válvulas de flotador en el punto de descarga es indispensable.

La instalación de un manómetro en la tubería de impulsión es de singular importancia puesto que permite controlar si el equipo de bombeo está funcionando normalmente o detectar la presencia de fugas a lo largo de la tubería; este manómetro deberá instalarse en un tramo recto y aparte de los accesorios que produzcan turbulencia, debe también instalarse una llave de paso que permita retirar el manómetro en caso de ser necesario.

La tubería de impulsión ha de anclarse para resistir los empujes que se producen en ciertos puntos de la tubería y sobre todo in-

mediatamente a continuación del equipo de bombeo, el anclaje necesario puede conseguirse mediante la construcción de macizos de hormigón que cubra la mitad inferior del perímetro de la tubería y la parte superior será sujeta con abrazaderas metálicas y empernadas para poder desmontar en caso requerido.

La profundidad a la que irá la tubería debe estar de acuerdo con las normas vigentes, estableciéndose una profundidad mínima de 1.00 m. para protección contra cargas externas, profundidades mayores a 1,50 m. dificultan las labores de reparación.

El tipo y clase de tubería deberá escogerse minuciosamente de acuerdo a la presión máxima a producirse y de acuerdo también a los cálculos resultantes del golpe de ariete.

Las pruebas de presión hidrostática en la tubería de impulsión serán tal que el valor de presión a someterse sea igual a la presión máxima separada con lo cual se evitará la incertidumbre de la resistencia de la tubería.

6.19 CONTROLES MAXIMOS Y MINIMOS DE BOMBEO

Los controles a utilizarse deben ser simples, directos y confiables.

- El arranque y parada de las bombas se hará preferentemente en forma automática, mediante un sistema adecuado que impida que el nivel del agua en el pozo exceda los límites establecidos.

- Adicionalmente a los controles automáticos se deberá instalar

controles manuales para la operación de las bombas a voluntad del -
operador.

- Se incluirá sistemas de alarma que indiquen los siguientes ni-
veles peligrosos:

- a) Un nivel excesivamente alto en el pozo de succión que será su-
perior al nivel de arranque de la última bomba en secuencia -
normal.
- b) Un nivel excesivamente bajo en el pozo de succión correspon-
diente al nivel mínimo de sugerencia que estará por debajo -
del nivel de parada de las bombas.
- c) Se diseñará un sistema de emergencia que se conectará al sis-
tema de bombeo, cuando el nivel de agua descienda a un plano_
inferior al nivel bajo de alarma.

6.20 PERIODOS DE RETENCION

La capacidad de la cámara húmeda para bombas de velocidad -
constante, se determinará a base del mínimo ciclo permisible por el
fabricante entre arranques consecutivos de los motores. Para moto-
res de inducción que operan entre 15 y 75 Kw, el lapso entre arran-
ques consecutivos del motor no debe ser menor de 15 minutos, para mo-
tores que operan entre 75 y 200 Kw, el tiempo entre arranques debe -
ser entre 20 y 30 minutos; para motores mayores de 200 Kw debe con-
sultarse al fabricante; y, para motores menores de 15 Kw se puede -
usar el mínimo de 10 minutos, aunque 15 minutos es más recomendable.

6.21 ANALISIS TECNICO DE LAS PARTES DEL PRESENTE PROYECTO

6.21.1 Caudal de Bombeo

De acuerdo al análisis técnico-económico de la tubería más económica de bombeo realizado más adelante, adoptamos un ciclo de bombeo de 16 horas por día al final del período de diseño; las bombas trabajarán en forma alternada en períodos de cuatro horas cada una, entonces el caudal de bombeo será:

$$T = 16 \text{ horas}$$

$$Q_b = 24/T \times Q_{MxD}$$

En donde:

$$Q_{MxD} = \text{Caudal Máximo Diario}$$

$$Q_{MxD} = 4,07 \text{ lit/seg}$$

$$Q_b = 24/16 \times 4,07 \text{ lit/seg}$$

$$Q_b = 6,11 \text{ lit/seg.}$$

6.21.2 Tubería de Alimentación

Considero conveniente en la tubería de alimentación una velocidad de 1,38 m/seg, esta velocidad también rige para la tubería de succión; con lo cual resulta el siguiente diámetro de tubería:

$$Q = A \times V$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V$$

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.00611}{\pi \times 1.38}}$$

$$D = 75 \text{ mm}$$

La tubería de alimentación comienza en la intersección de la Avenida Santiago de las Montañas y la vía de acceso a la Universidad Técnica Particular de Loja, con una longitud de 76 m. La tubería ha sido diseñada con capacidad de alimentar a la estación de bombeo (cámara húmeda), un caudal de 6.11 lit/seg resultando un diámetro requerido de 75 mm, velocidad de 1.38 m/s. Se utilizará PVC como material más idóneo puesto que esta tubería ofrece presión suficiente (Pt = 12.75 Kg/cm²) para vencer la altura necesaria.

La tubería de alimentación llevará una válvula auxiliar de compuerta de 75 mm de diámetro, al ingreso a la cámara húmeda de la estación de bombeo, se instalará también la respectiva válvula flotador en la tubería de entrada de 75 mm para cierre automático del flujo cuando el tanque se haya llenado. Se colocarán tuberías de desagüe y desborde para la limpieza y seguridad del tanque; habrá además un control de arranque y parada de las bombas accionadas por electrodos.

Los detalles constructivos e instalaciones se podrán apreciar claramente en los planos respectivos.

6.21.3 Cámara Húmeda

Hasta aquí y por su propia presión llega el agua potable proveniente de una red de la ciudad de Loja que pasa por la Avda. Santiago de las Montañas. El líquido se captará de una tubería de 8" que pasa por dicha avenida, para el efecto a 76 m. del tanque de succión y en la intersección de las calles anteriormente anotadas se colocará una Ye para bifurcar los caudales.

A continuación presento el cuadro de presiones del líquido a bombearse, registradas a similar altura del lugar en donde se implantará la estación de bombeo del presente proyecto, esto es en casa de la familia Cisneros.

PRESIONES DEL LIQUIDO A BOMBEARSE REGISTRADAS CERCA DE LA FUTURA ESTACION DE BOMBEO

FECHA	HORA	PRESION lib/pulg ²	PRESION m. c. a.
5. de Enero 2004			
22 de Agosto de 1989	17H30 16	40,00 39	28,13
23 de Agosto de 1989	12H45 11:20	27,20 26	19,13
02 de Septiembre de 1989	18H15 17:50	43,50 44	30,59
14 de Septiembre de 1989	10H58 10:20	39,80 37,5	27,99
19 de Septiembre de 1989	11.0h00 M.	26,40 28	18,56
26 de Septiembre de 1989	19H26 18:35	44,80 46	31,50

TABLA 6.1

De la toma de presiones en casa de la familia Cisneros ubicada en la intersección de la Avda. Santiago de las Montañas y la vía de ingreso a la UTPL, vemos que la presión mínima registrada es 18,56 m.c.a. presión ésta suficiente para que el agua llegue por sí sola hasta el tanque de succión o cámara húmeda, puesto que la presión de 18,56 m.c.a. es superior a la diferencia de cotas entre el

tanque de succión y el lugar de derivación del caudal (Avda. Santiago de las Montañas).

En este tanque se almacenará un volumen conveniente para elevarlo hasta el tanque de reserva de la zona a servirse, este volumen se lo ha determinado en base al período de retención, el mismo que para el presente proyecto lo he fijado en 27 minutos. Por tanto el volumen de almacenamiento previo al bombeo será:

$$V = Q_b \times TR$$

En donde:

V = Volumen de almacenamiento a bombearse

Q_b = Caudal de bombeo

TR = Tiempo de retención

$$V = 6.11 \text{ lit/seg} \times 27 \text{ min.} \times 60 \text{ seg/1 min} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ lit}$$

$$V = 9,89 \text{ m}^3$$

$$V = 10 \text{ m}^3 \text{ (adoptado)}$$

Con este volumen de almacenamiento, determinamos las dimensiones del tanque de succión las cuales resultan:

$$\text{Largo} = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 1,50 \text{ m.}$$

$$\text{Altura} = 1,90 \text{ metros de agua.}$$

Se ha tomado además en consideración las normas técnicas del IEOS respecto de altura de succión, niveles máximos y mínimos de bombeo

beo, etc. lo cual se muestra en los planos respectivos.

6.21.4 Cámara Seca

Esta cámara ha sido diseñada para alojar a dos grupos motor-bomba, los mismos que operarán en forma alternada, es decir se mantendrá un grupo en by-pass con el carácter de emergente. Los grupos de bombas a instalarse en el presente proyecto deben responder a las características técnicas que se anotarán en el numeral _____

6.21.5 Línea de Impulsión

Teóricamente el diámetro de la tubería de impulsión - puede ser cualquiera. Si se adopta un diámetro relativamente grande resultarán pérdidas de carga pequeñas, consecuentemente la potencia del sistema de bombeo será reducida, las bombas serán de menor costo; sin embargo el costo de la tubería de descarga será elevado.

Si al contrario se establece un diámetro relativamente pequeño, resultarán pérdidas de carga elevadas exigiendo mayor potencia a las máquinas y mayor consumo de energía, el costo de la tubería será bajo y los sistemas de bombeo serán costosos.

6.22 DISEÑO DE LA TUBERÍA MAS ECONOMICA DE BOMBEO

En una línea de conducción por bombeo, un diámetro es económico, cuando el costo total anual resulta menor en comparación con el que da cualquier otro diámetro mayor o menor que el primero. El costo total está compuesto del costo anual de bombeo más el costo total de amortización, incluido intereses.

En toda línea de conducción por bombeo se deberá realizar el estudio del diámetro económico para estar seguros de que el seleccionado es el más económico. Se puede utilizar la fórmula Bresse:

$$D = K \sqrt{Q}$$

En donde:

D = Diámetro tentativo en pulgadas

Q = Caudal o gasto en lit/seg

K = Coeficiente adimensional que es consecuencia del precio de la energía eléctrica, de los materiales y de las máquinas empleadas en las instalaciones, variando por esto con el tiempo y con la región considerada.

Por lo general K varía de 0,7 a 1,6.

Para el proyecto en estudio adoptamos $K = 1,35$, correspondiente a instalaciones que no son operadas continuamente; este coeficiente supone una velocidad del líquido de 0,75 m/s (*Azevedo Netto*).

La velocidad en la tubería de descarga generalmente es superior a 0,55 m/seg, rara vez sobrepasa 2,40 m/seg. Este límite superior se encuentra comúnmente en instalaciones en que las bombas funcionan sólo algunas horas por día.

La comparación se deberá hacer con los diámetros inmediatamente superior e inferior al diámetro calculado.

En el presente proyecto:

$Q_b = \text{Caudal de Bombeo} = 6,11 \text{ lit/seg.}$

$$D = 1.35 \sqrt{6.11}$$

$$D = 3''$$

$$D = 75 \text{ mm.}$$

Por tanto, diámetro tentativo = 75 mm.

Haremos el estudio del diámetro económico para 50, 75 y 100 - mm. Los cálculos siguientes corresponden a un diámetro de 50 mm y en los cuadros 6.1 y 6.2 constan los datos para los diámetros de 50, 75 y 100 mm y períodos de bombeo de 16 y 20 horas/día respectivamente, en todos los casos se considera tuberías de PVC.

- Caudal de bombeo (Q_b)

$$Q_b = \frac{24 \times QM \times D}{T}$$

$$Q_b = \frac{24 \times 4.07}{16}$$

$$Q_b = 6.11 \text{ lit/seg.}$$

- Velocidad (v)

$$v = Q_b/A$$

$$v = 0.00611 \times 4 / \pi (0.05)^2 = 3.11 \text{ m/s (velocidad muy alta)}$$

- Longitud de la tubería (L_e)

$$L_e = 430.00 \text{ m.}$$

- Altura estática de bombeo (He)

$$He = \text{Altura entrada al tanque} - \text{Altura de Succión}$$

$$He = 2147,00 - 2062,60$$

$$He = 84,40 \text{ m.}$$

- Gradiente Hidráulico $C = 140$:

$$S = \left(\frac{Q_b}{0,28 \times C \times D^{2,63}} \right)^{1,70.54} \quad (\text{Fórmula de Hazen Williams})$$

$$S = 0.1932 = 19,32 \%$$

- Pérdida por fricción (hf)

$$hf = S \times L$$

$$hf = 0.1932 \times 430$$

$$hf = 83,08$$

- Altura Dinámica de bombeo (TDH)

$$TDH = He + hf$$

$$TDH = 84,40 + 83,08$$

$$TDH = 167,48$$

- Potencia de equipos (P)

$$P = \frac{\gamma \times Q_b \times TDH}{75}$$

$$P = \frac{1000 \times 0.00611 \times 167,48}{75}$$

$$P = 13.64 \text{ HP.}$$

- Potencia del motor con 67% de eficiencia (P)

$$P = \frac{13.64 \text{ HP}}{0.67}$$

$$P = 20.36 \text{ HP}$$

- Energía eléctrica (e)

$$e = 20.36 \text{ HP} \times 0.736 \text{ KWH/1HP}$$

$$e = 14.98 \text{ KWH}$$

- Costo unitario de tubería (incluido instalación) = S/ 1250

- Costo unitario de operación KWH = S/. 8.20

- Horas de bombeo : n = 17.1 años h = 16 h/día

$$17.1 \text{ años} \times \frac{365 \text{ días}}{1 \text{ año}} \times \frac{16 \text{ horas}}{1 \text{ día}} = 99.864 \text{ horas}$$

$$\text{Horas de bombeo} = 100.000 \text{ horas}$$

- Costo de operación: n = 17.1 años

$$\text{Costo de operación} = \text{Costo unitario de operación} \times \text{horas de bombeo} \times \text{energía eléctrica.}$$

$$= 8,20 \times 100.000 \times 14,98$$

$$\text{Costo de operación} = \text{S/}. 12'283.600,00$$

- Costos iniciales (adquisición e instalación)

1. Costo de tuberías = costo unitario de tuberías x longitud de tubería

$$= 1.250 \times 430$$

$$= \text{S/}. 537.500$$

2. Costo de equipos = S/. 2'000.000,00

$$\text{Costos iniciales} = \text{Costo de tubería} + 2'000.000,00$$

$$= 537.500 + 2'000.000$$

$$= \text{S/}. 2'537.500,00$$

- Intereses de amortización:

1. Tuberías $n = 25$ años, $r = 32\%$.

$$\text{Interés de amortización} = \text{capital de amortización} - \text{costo inicial}$$

$$\text{Capital de amortización} = \text{costo inicial} (1+r)^n$$

$$= 537.500 (1+0.32)^{25}$$

$$= 555'554.601$$

$$\text{Interés de amortización} = \text{S/}. 555'554.601 - 537.500$$

$$= \text{S/}. 555'017.101$$

2. Equipos $n = 17,1$ años, $r = 32\%$.

$$\begin{aligned} \text{Capital de amortización} &= \text{S/} \cdot 2'000.000 (1 + 0,32)^{17,1} \\ &= \text{" } 230'591.991,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Interés de amortización} &= \text{S/} \cdot 230'591.991,00 - 2'000.000,00 \\ &= \text{" } 228'591.991,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Interés de amortización} &= \text{Interés de tubería} + \text{Interés de} \\ &\quad \text{Equipo} \\ &= \text{S/} \cdot 555'017.101 + 228'591.991,00 \\ &= \text{" } 783'609.092,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Costo total} &= \text{Costo de operación} + \text{Costos iniciales} + \text{Interés} \\ &\quad \text{de amortización} \\ &= \text{S/} \cdot 12'283.600,00 + 2'537.500,00 + 783'609.092 \\ &= \text{S/} \cdot 798'430.192,00 \end{aligned}$$

CUADRO 6.1

AGUA POTABLE U.T.P.L.

CALCULO DE LA TUBERIA MAS ECONOMICA DE BOMBEO

PERIODO DE BOMBEO = 16 horas/día

DATOS Y COSTOS	UNIDAD	φ1 50 mm	φ2 75 mm	φ3 100 mm
Caudal de bombeo	l/s	6,11	6,11	6,11
Velocidad	m/s	3,11	1,38	0,78
Longitud de tubería (Le)	m	430,00	430,00	430,00
Altura estática de bombeo (He)	m	84,40	84,40	84,40
Gradiente hidráulica C=140	%	19,32	2,68	0,66
Pérdidas por fricción (hf)	m	83,08	11,52	2,84
Altura dinámica de bombeo (TDH)	m	167,48	95,92	87,24
Potencia de equipos	HP	13,64	7,81	7,11
Potencia del motor con 67% de eficiencia	HP	(20) 20,36	(15) 11,66	(15) 10,61
Energía eléctrica	KWH	14,98	8,58	7,81
Costo unitario de tubería incluido instalación	S/.	1250,00	2000,00	3200,00
Costo unit.de operación KWH	S/.	8,20	8,20	8,20
Horas de bombeo, n=17,1 años h = 16 horas/día	horas	100000,00	100000,00	100000,00
Costo de operación n=17,1 años	S/.	12'283600	7'035600	6'404200
COSTOS INICIALES				
(Adquisición e instalación)	S/.	2'537500	2'360000	2'876000
1. Costo de tubería	S/.	537500	860000	1'376000
2. Costo de equipos (S/. 100.000 c/HP)		2'000000	1'500000	1'500000
INTERESES DE AMORTIZACION				
1. Tubería n=25 años, r=32%	S/	783'609091	1059471354	1592'287771
2. Equipos n=17,1 años r=32%	S/.	555'017101	888027361	1420'843778
	S/.	228'591991	171443993	171'443993
COSTOS TOTALES	S/.	798'430192	1068886954	1061'567971

1 HP = 0.7453 KW

1 CV = 0.986 HP

CUADRO 6-2

AGUA POTABLE U.T.P.L.

CALCULO DE LA TUBERIA MAS ECONOMICA DE BOMBEO

PERIODO DE BOMBEO = 20 horas/día

DATOS Y COSTOS	UNIDAD	$\phi 1$ 50 mm	$\phi 2$ 75 mm	$\phi 3$ 100 mm
Caudal de bombeo	l/s	4,88	4,88	4,88
Velocidad	m/s	2,48	1,10	0,62
Longitud de la tubería (Le)	m	430,00	430,00	430,00
Altura estática de bombeo (He)	m	84,40	84,40	84,40
Gradiente Hidráulica C=140	%	12,74	1,77	0,44
Pérdidas por fricción (hf)	m	54,78	7,61	1,89
Altura dinámica de bombeo (TDH)	m	139,18	92,01	86,29
Potencia de equipos	HP	9,06	5,98	5,61
Potencia del motor con 67% de eficiencia	HP	13,52	8,93	8,37
Energía eléctrica	KWH	9,95	6,57	6,16
Costo unitario de tubería (incluido instalación)	S/.	1250,00	2000,00	3200,00
Costo unitario de operación KWH	S/.	8,20	8,20	8,20
Horas de bombeo n=13,7 años h=20 horas/día	horas	100000,00	100000,00	100000,00
Costo de operación n=13,7 años	S/.	8'159000	5'387400	5'051000
COSTOS INICUALES (Adquisición e Instalación)	S/.	2'037500	1'860000	2'376000
1. Costo de tuberías	S/.	537500	860000	1'376000
2. Costo de equipos (S/. 100000 c/HP)	S/.	1'500000	1'000000	1'000000
INTERESES DE AMORTIZACION	S/.	620'807657	931'887732	1464'704149
1. Tubería n=25 años, r=32%	S/.	555'017101	888'027361	1420'843778
2. Equipos n=13,7 años, r=32%	S/.	65'790556	43'860371	43'860371
COSTOS TOTALES	S/.	631'004157	939'135132	1472'131149

A pesar de resultar el diámetro de 50 mm el más económico, pero la velocidad = 3.11 l/seg (muy alta) adoptaré el diámetro de 75 mm. por conllevar una velocidad normal de 1,38 m/seg resultando - también pérdidas de carga normales.

Entonces las características técnicas de la tubería de impulsión del presente proyecto son:

Diámetro = 75 mm

Material, P.V.C.

Unión P.S.E.

Longitud = 430 m

Presión de trabajo = 12.75 Kg/cm²

La tubería irá a 1.20 m de profundidad procurando mantener - gradientes uniformes.

6.23 CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA

6.23.1 En Succión (Hs)

6.23.1.1 Por Accesorios (ha)

ACCESORIO	K	Nº	K TOTAL
Cernidera	0.75	1	0.75
Codo de 90° Universal	0.90	2	1.80
Válvula de compuerta abierta	0.10	2	0.20
Reducción gradual	0.20	1	0.20
	0.15	1	0.15
$\Sigma K =$			3.10

$$h_a = \Sigma K \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 1.976354474 \quad Q/D^2$$

$$Q = \text{Caudal en lit/seg}$$

$$D = \text{Diámetro en pulgadas}$$

$$v = 1.97635447 \times 6.11/3^2$$

$$v = 1.34 \text{ m/s}$$

$$h_a = 3.10 \times 1.34^2 / 2 \times 9.8$$

$$h_a = \underline{\underline{0.284 \text{ m.}}}$$

6.23.1.2 Por Fricción (hf)

$$\text{Pérdida unitaria de carga } S = \left(\frac{Q}{0.28 \times 140 \times 0.075^2 \cdot 63} \right)^{1/0.54}$$

$$S = (0.00611/0.28 \times 140 \times 0.075^2 \cdot 63)^{1/0.54}$$

$$S = 0.0268$$

$$S = 2.68 \%$$

$$hf = L \times S$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

$$hf = 2.50 \times 0.0268$$

$$hf = 0.067 \text{ m}$$

$$H_s = h_a + hf$$

$$H_s = 0.284 + 0.067$$

$$H_s = 0.351 \text{ m}$$

6.23.2 En Descarga (Hd)

6.23.2.1 Por accesorios (ha)

ACCESORIO	K	Nº	K TOTAL
Ampliación gradual	0.30	1	0.30
Codo de 90°	0.90	3	2.70
Válvula Chek	2.50	1	2.50
Válvula de compuerta abierta	0.20	1	0.20
Codo de 45°	0.40	4	1.60
Ye	0.38	1	0.38
$\Sigma K =$			7.68

$$v = 1.976354474 \text{ Q/D}^2$$

$$v = 1.976354474 \times 6.11/3^2$$

$$v = 1.34 \text{ m/s.}$$

$$h_a = 7.68 \times 1.34^2 / 2 \times 9.8$$

$$\underline{\underline{h_a = 0.703 \text{ m}}}$$

6.23.2.2 Por fricción (hf)

$$S = (0.00611 / 0.28 \times 140 \times 0.075^{2.63})^{1/0.54}$$

$$S = 0.0268$$

L = Longitud de tubería de impulsión

$$L = 390.24 \text{ m} + 10\% \text{ por pendiente}$$

$$L = 430 \text{ m.}$$

$$h_f = L \times S$$

$$h_f = 430 \times 0.0268$$

$$\underline{\underline{h_f = 11.524 \text{ m}}}$$

$$H_d = h_a + h_f$$

$$\underline{\underline{H_d = 12.227 \text{ m}}}$$

$$H = H_s + H_d$$

$$H = 0.351 + 12.227$$

$$\underline{\underline{H = 12.578}}$$

Altura Dinámica Total (TDH)

Cota de entrada al tanque de reserva2147,00 m

Altura de succión2062,60 m

Desnivel (D) 84,40 m

TDH = 84,40 + 12,578

TDH = 96,978 m**Potencia del Sistema de Bombeo** $P = 1000 \times 0.00611 \times 96,978 / 75 \text{ (CV)}$

P = 7,90 CV

Admitiendo una eficiencia global media de 67%.

P = 7,90/0,67

P = 11,79 CV

1 CV = 0,986 HP

P = 11,625 HP**Energía Consumida (e)**

1 HP = 0,7453 Kw

e = 8,66 Kw.

De acuerdo a los cálculos realizados, el equipo de bombeo a adoptarse en el presente proyecto es:

Dos bombas centrífugas de eje horizontal y carcasa partida, -

de presión media (hasta 150 m de altura manométrica), que responderán a las siguientes características técnicas:

Caudal de bombeo	6.11 lit/seg
Altura estática	84,40 m. c. a.
Altura Dinámica Total (TDH)	96.978 m. c. a.
Potencia	11.625 HP
Consumo de energía eléctrica	8.66 Kw-h.
Eficiencia del motor	67 %
Succión	75 mm
Descarga	50 mm
Impulsor	200 mm
Marca de bomba	GOULDS PUMPS
Modelo	3196 MT.

6.24 GOLPE DE ARIETE

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente.

FIGURA 6.4



En el caso del cierre de una válvula, la fuerza viva con que el agua estaba animada se convertiría en trabajo, determinando en las paredes de la tubería presiones superiores a la carga inicial.

El fenómeno de golpe de ariete viene acompañado de un ruido desagradable y se produce cuando la velocidad del líquido cambia súbitamente por:

- Arranque o parada de una máquina hidráulica.

- Abertura o cierre repentino de una válvula u otro medio de control de gasto que altere la velocidad del líquido.
- Cortes imprevistos de energía eléctrica que provocan paradas bruscas en los equipos de bombeo.

El caso más importante de golpe de ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

En este caso debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciéndose rápidamente el caudal. La columna líquida continúa subiendo por la tubería de descarga, hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad. Durante este período se verifica una descomposición en el interior de la tubería. Enseguida, ocurre la inversión en el sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvulas de retención, las bombas comenzarían entonces a funcionar como turbinas, girando en sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la válvula de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o válvulas chek, con el objeto de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.

La corriente líquida al retornar a la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada, ocasiona el choque y la compresión del

fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión (golpe de ariete).

Si la válvula chek funciona normalmente, cerrándose en el momento preciso, el golpe de ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica.

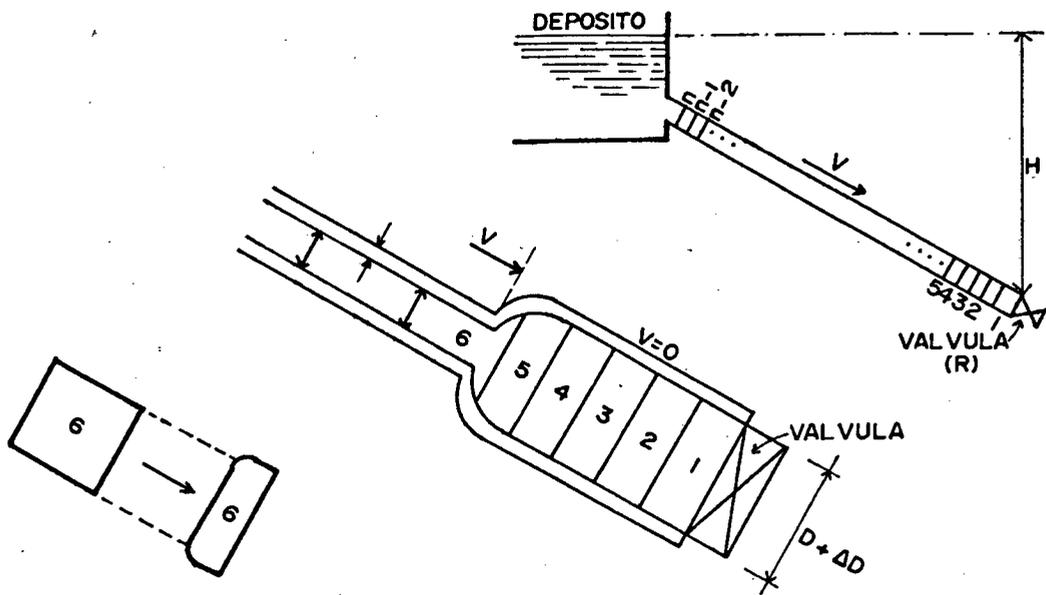
Si al contrario, la válvula chek no cierra rápidamente, la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo, pasará a adquirir velocidades más altas, elevándose considerablemente el golpe de ariete, en el momento en que la válvula funcione (pudiendo alcanzar 300% de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre).

6.24.1 Mecanismo del Fenómeno

La tubería representada en la Figura 6.5, está conduciendo agua a una cierta velocidad. Considerando a lo largo de la masa líquida varias porciones, que se denominarán láminas, se verifica lo siguiente:

1. Con el cierre de la válvula R, la lámina 1 se comprime y su energía de velocidad (velocidad V) se convierte en energía de presión, ocurriendo simultáneamente la dilatación del tubo y esfuerzos internos en la lámina (deformación elástica). Lo mismo sucederá enseguida con la lámina 2, 3, 4, ... etc, propagándose una onda de presión hasta la lámina n, junto al depósito.

FIGURA 6.5



2. La lámina n, enseguida, debido a los esfuerzos internos y a la elasticidad del tubo, tiende a salir de la tubería, en dirección al depósito, con velocidad $-V$, ocurriendo lo mismo sucesivamente con las láminas $n-1$, $n-2$..., 4, 3, 2, 1.

Mientras tanto la lámina 1 había quedado con sobrepresión durante el tiempo.

$$T = \frac{2L}{C}$$

Siendo T la fase o período de la tubería y C la velocidad de propagación de la onda, generalmente denominada celeridad.

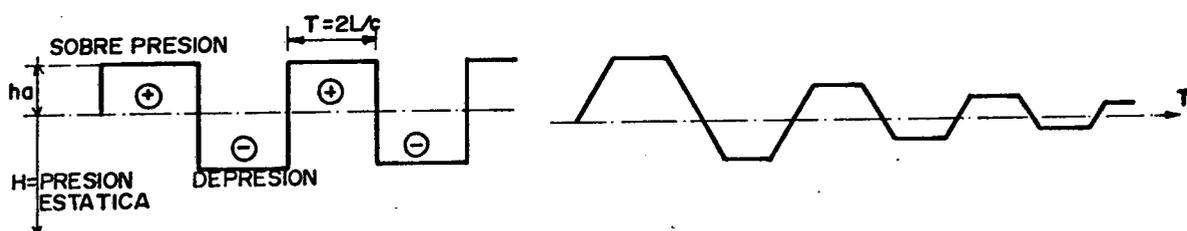
Existe entonces esa tendencia del agua a salir de la tubería por la extremidad superior. Como la extremidad inferior del tubo está cerrada, habrá una depresión interna. En estas condiciones $-V$ es

convertida en una onda de depresión.

3. Debido a la depresión en la tubería, el agua tiende a ocuparla nuevamente, volviendo a la válvula las láminas de encuentro, esta vez con la velocidad V ; y así sucesivamente.

En las consideraciones hechas más arriba, fue despreciada la fricción a lo largo de la tubería, que en la práctica contribuye para la amortiguación de los golpes sucesivos.

FIGURA 6.6



El efecto sustancial del golpe de ariete es una rápida elevación de la presión en la tubería, conocida como "SOBREPRESION" cuyo valor depende del tiempo de cierre " t_c ".

- a) $t_c = 0$: INSTANTANEO. Caso teórico, físicamente imposible.
- b) $t_c < \frac{2L}{c}$: RAPIDO. La presión máxima es la misma que en el

cierre instantáneo, lo que cambia es la curva de presiones en la tubería en función del tiempo. Una onda no tiene tiempo de llegar al sitio de descarga, reflejarse y volver a la bomba (o a la válvula) antes de que termine el ciclo.

- c) $t_c > \frac{2L}{C}$: LENTO. La presión máxima es menor que en los casos anteriores porque la depresión de la onda elástica llega a la válvula antes de que se complete el medio ciclo e impide el aumento ulterior de la presión. En la práctica es el caso más frecuente.

En las fórmulas anteriores:

L = Longitud de la tubería en m

C = Celeridad de la onda en m/s, también llamada velocidad de propagación de la onda.

La velocidad de propagación de la onda o celeridad puede ser calculada por la conocida fórmula de Allievi:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$$

en donde:

C = Celeridad de la onda, m/s

D = Diámetro de los tubos, m

e = Espesor de los tubos, m

k = Coeficiente que tiene en cuenta el módulo de elasticidad del material de que está hecha la tubería.

$$k = \frac{10^{10}}{E}$$

Para tubos de acero $k = 0,5$;

Para tubos de hierro fundido, $k = 1,0$

Para tubos de concreto, $k = 5,0$

Para tubos de asbesto-cemento, $k = 4,4$

Para tubos plásticos, $k = 18,0$

Para tuberías indeformables $E = \infty$, resultando $C = 1425$ m/s - que es la celeridad del agua.

La celeridad generalmente del orden de 1000 m/s, algunas veces llega a ser un tercio de este valor.

6.24.2 Cálculo de la Sobrepresión

En el caso más crítico (cierre rápido) la sobrepresión máxima en el extremo de la línea, puede calcularse por la expresión:

$$h_a = \frac{CV}{g}$$

en donde:

h_a = Aumento de presión en metros de agua

C = Celeridad en m/s

V = Velocidad media del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

En el presente proyecto:

Módulo de elasticidad (E) de las tuberías de PVC,

$$E = 3 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2$$

$$K = \frac{10^{10}}{3 \times 10^8}$$

$$K = 33.3$$

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 33,3 \frac{(0,075)}{(0,0043)}}}$$

$$C = 394,70 \text{ m/s}$$

$$\text{Sobrepresión : } h_a = 394,70 \times 1,38/9,81$$

$$h_a = 152,50 \text{ m.c.a.}$$

Por tanto, necesitamos una válvula aliviadora de presión, ya que la tubería seleccionada para la línea de impulsión soporta una presión de trabajo de 127,26 m.c.a. Es más económico instalar una válvula aliviadora de presión que resista una presión de 30 m.c.a.

6.24.3 Medidas Generales Contra el Golpe de Ariete

El golpe de ariete es combatido, en la práctica por varias medidas:

- a) Limitación de la velocidad en las tuberías.
- b) Cierre lento de válvulas o registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- c) Empleo de válvulas o dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio, por ejemplo, cuyas descargas impiden valores excesivos de presión.
- d) Fabricación de tubos con espesor aumentado, teniendo en cuenta la sobrepresión admitida.
- e) Construcción de pozos de oscilación capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación del agua. Esta solución es

adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas.

- f) Instalación de cámaras de aire comprimido que proporcionen el amortiguamiento de los golpes. El mantenimiento de estos dispositivos requiere ciertos cuidados, para que sea mantenido - el aire comprimido en las cámaras.

CAPITULO VII

ALMACENAMIENTO

7.1 GENERALIDADES

Los depósitos de almacenamiento son unidades destinadas a compensar las variaciones horarias de caudal y garantizar la alimentación de la red de distribución en casos de emergencia, proveyendo el agua necesaria al mantenimiento de presiones en la red.

Los tanques de distribución son dimensionados para satisfacer las condiciones siguientes:

- a) Funcionar como volantes de la distribución, atendiendo la variación horaria del consumo.
- b) Asegurar una reserva de agua para combatir los incendios.
- c) Mantener una reserva para atender emergencias (accidentes, reparaciones en las instalaciones, etc.)
- d) Atender la demanda en caso de interrupciones de energía elétrica, (sistemas con bombeo).
- e) Mantenimiento de presiones en la red de distribución.

Para satisfacer la primera condición, los depósitos generalmente, deben tener capacidad superior a 1/6 del volumen consumido en 24 horas. El cálculo del volumen necesario puede ser hecho con la curva de masa.

Los depósitos de distribución deben tener capacidad suficiente para almacenar el tercio del consumo diario correspondiente a los sectores por ellos abastecidos.

El almacenamiento del agua a distribuirse permite una operación más económica de los sistemas de suministro y asegura un abastecimiento adecuado y permanente.

Los tanques de reserva se localizarán lo más cerca del centro de gravedad de la demanda, teniendo en cuenta la topografía del terreno y el mantenimiento de presiones adecuadas.

7.2 CLASES DE TANQUES DE RESERVA

Principalmente existen dos clases de tanques de distribución:

- a) Superficiales; y
- b) Elevados.

7.2.1 Tanques Superficiales

Son aquellos cuya losa de fondo está en contacto con el suelo; se los emplea cuando la topografía es favorable y puede estar: Totalmente enterrados, semienterrados o simplemente apoyados y debe tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El área de su localización debe ser aislada para evitar el acceso de personas ajenas y animales que puedan contaminar la zona.
- La superficie del terreno al rededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia afuera las aguas superficiales.
- El fondo del tanque estará siempre por encima del nivel freático.
- En caso necesario se instalará un sistema adecuado de drenaje para el escurrimiento de las aguas de infiltración.
- Las paredes del tanque deben sobresalir por lo menos 30 cm de la superficie del terreno.

Para el diseño de este tipo de tanques deberá tenerse presente además las siguientes reglas:

- a) Cuando la entrada y salida sean mediante tuberías separadas, se ubicarán en los lados opuestos a fin de permitir la circulación del agua.
- b) En caso de diseñarse un solo tanque, debe preverse un paso directo que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o reparación del tanque. Se usará una válvula reguladora de presión.
- c) Siempre deben estar cubiertos con losa de hormigón armado.

- d) Las tuberías de rebose descargarán libremente y tendrán un diámetro no menor que el diámetro de la tubería de entrada.
- e) La tubería de desague tendrá un diámetro que permita el vaciado del tanque en un tiempo máximo de 6 horas. Su ubicación - dependerá de las facilidades de descarga.
- f) En el interior del tanque se proyectará un sumidero desde el cual parten las tuberías de salida y de desague.
- g) Se proyectará un sistema de drenes en la parte inferior de la losa de fondo.
- h) Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, con excepción de las tuberías de rebose.
- i) Se instalarán válvulas flotadoras cuando se justifique su necesidad.
- j) Se recomienda una altura mínima de agua de 2.50 m, más un borde libre de 0.30 m.
- k) Deben incluirse los accesorios como escaleras, respiraderos, bocas de visita con tapa, indicador de nivel, etc.

7.2.2 Tanques Elevados

Se los diseñará cuando la topografía del área es desfavorable y generalmente son abastecidos por bombeo, en los mismos - deberá tomarse en cuenta las variaciones horarias de consumo y el pe

río de bombeo.

En el diseño de estos tanques debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a) Que el nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- b) Puede utilizarse la misma tubería para entrada y salida del agua.
- c) La tubería de rebose descargará libremente.
- d) Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, con excepción de las tuberías de rebose.
- e) Debe incluirse los accesorios como: escaleras, dispositivos de ventilación, bocas de visita con tapa, indicadores de nivel, etc.
- f) Las escaleras exteriores deberán tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.
- g) En los tanques de compensación se diseñarán los dispositivos que permitan controlar el nivel máximo del agua en el tanque.
- h) Si el tanque elevado es diseñado para uniformizar las presiones en la red (el almacenamiento total es un tanque superficial), su capacidad máxima será de 100 m^3 , y cuando sea diseñado como flotante su capacidad estará entre el 2 y el 4% del

volumen total de almacenamiento.

7.3 CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS Y FORMA DEL TANQUE

Si bien la forma de los tanques de superficie puede ser diseñada de acuerdo a las formas más variadas, se debe señalar que el proyecto debe necesariamente cumplir con dos requisitos fundamentales: funcionalidad y economía.

Teóricamente se dice que el tanque más económico es el que tiene menor perímetro o superficie para igual volumen, pero la forma resultante no siempre es funcional. Las formas más utilizables son la rectangular y circular. De estas dos la más conveniente y económica es la circular.

La altura efectiva y total en los tanques de superficie debe estar en relación con el volumen de agua. Si bien es conveniente disminuir la superficie para rebajar su costo, por otro lado no es conveniente elevar mucho las paredes o muros para no tener que reforzarlas estructuralmente así como también para no tener grandes variaciones de altura en su operación. La altura efectiva máxima estará alrededor de los 6 m. para los tanques de gran tamaño y entre 2.5 y 4.0 m para los tanques medios y pequeños. Las paredes y pisos de los tanques de superficie se recomienda construirlos de hormigón armado.

La cubierta no necesita ser hermética, puede ser de madera o de losas de hormigón armado sostenidas por las paredes, columnas o por arcos abovedados.

Debe construirse sistemas de drenaje apropiados por debajo - del piso para evitar la subpresión que se produce al subir el nivel_ hidrostático por encima del piso ocasionando la rotura del mismo con el tanque vacío.

Los pisos deben descansar sobre terreno firme o grava firme y bien apisonada, para evitar que las losas estén sometidas a cargas - flectoras.

7.4 ACCESORIOS Y DISPOSITIVOS DE CONTROL

Los accesorios utilizados para el control de los depósitos de almacenamiento son los siguientes:

Tubería de Entrada. Deben estar empotradas en las paredes - del tanque, generalmente a media altura_ y provistas de válvulas de compuerta para su control.

Tuberías de Salida. Deben estar empotradas en el fondo y so- bre el piso del tanque para aumentar la altura útil del mismo, y deben estar provistos de válvulas de com- puerta para controlar el suministro.

Tuberías de Desague. Deben estar colocadas en el fondo del - cajón de desague y por debajo del piso_ del tanque, para permitir la evacuación total en caso de limpieza o reparación. Deben estar provistas de válvulas, las que normalmente_ estarán cerradas. El diámetro deberá ser tal que el tiempo de vacia_ do del tanque no pase de 6 horas.

Desborde. Las tuberías de desborde deben ser de diámetro suficiente para conducir el caudal de entrada y deben estar empotradas en la pared del tanque, a una altura tal que el indós del tubo coincida con el nivel superior del tanque. Los desbordes no requieren de válvulas y pueden estar conectados a las tuberías de desague después de las válvulas de control.

Indicador de Nivel. Es necesario para conocer la cantidad de agua que existe en el tanque y se lo instala generalmente en la cámara de válvulas. El más sencillo consta de un flotador simple, un cable de transmisión y un indicador que señala la altura de agua en una regla graduada.

Pozo de Revisión. Todo tanque debe estar provisto de un pozo de revisión con objeto de permitir el acceso del personal necesario para la limpieza y reparación. Debe estar localizado cerca de la cámara de válvulas y debe ser lo más hermético posible.

Ventilación. Las variaciones de nivel en el depósito implican la expulsión y a admisión de aire, lo que conviene asegurar mediante tubos de ventilación, los que se deben localizar empotrados en la cubierta del tanque. Generalmente consisten en tubos en U invertida, con su boca protegida con malla para impedir la entrada de elementos extraños.

Cámara de Válvulas. En la cámara de válvulas se agrupan los elementos de entrada, salida, desague y aparatos de medición y control de agua.

Después de analizar todos estos aspectos y de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno, se construirá un tanque de sección circular, tipo superficial.

7.5 ASPECTOS DE SUPERVISION EN LA CONSTRUCCION

1. Al efectuar la limpieza y desbroce del área para la ubicación del tanque, se debe controlar el desalojo de árboles, cercas vivas, matorrales, troncos, raíces, basura, etc.
2. En la excavación, controlar que ésta se sujete a los planos adjuntos y revisar la mecánica de suelos para comprobar su bondad y de esta forma asegurar la estabilidad de sus fundaciones.
3. Exigir la colocación de un sistema de drenaje conformado por tuberías de juntas abiertas, bajo el piso del tanque, para la evacuación de las aguas freáticas y superficiales que puedan infiltrar.
4. La losa de piso de hormigón armado, una vez comprobada la ubicación y empleo de hierro especificado, se hormigonará en una sola etapa; si esto no es posible se hará una junta de construcción que debe quedar totalmente impermeable.
5. Para dar la inclinación del piso hacia las tuberías de salida y desagüe, se empleará una capa de hormigón pobre colocada inmediatamente después que el hormigón haya fraguado.
6. Debe tenerse especial cuidado en la unión entre el piso y la

pared, ésta será perfectamente estanca; para lo cual conviene fundir conjuntamente con la losa del piso una parte de la pared de poca altura, y conformar una junta de construcción - para luego continuar la pared hacia arriba, en otro caso, la junta se conformará en la misma losa del piso. Las paredes - deben procurar fundirse en una sola etapa, en caso contrario se dejarán juntas de construcción impermeables tanto en sentido vertical como horizontal.

7. La tapa de cubierta del tanque según el diseño, puede ser losa plana, madera o cúpula, en nuestro caso será cúpula, se debe comprobar la bondad de los materiales.
8. Debe controlarse que los encofrados utilizados en paredes y tapa de cubierta reúnan las características de seguridad y - que se mantengan fijos e indeformables durante el hormigonado, para obtener las secciones previstas en el diseño.
9. Se tomará muestras de hormigón para ser ensayadas en laboratorio.
10. El hormigonado comprenderá la preparación de la mezcla utilizando hormigoneras, su transporte, vertido y vibrado, siguiendo las recomendaciones pertinentes.
11. Si se usa aditivos para el hormigón, debe controlarse que estos sean de calidad reconocida y que se los dosifique de acuerdo a las instrucciones de la casa productora.
12. Exigir el curado permanente del hormigón, ya sea mediante el

uso de sacos de yute húmedos o con el empleo de pequeños chorros de agua sobre la estructura.

13. De ser posible debe asegurarse que los tramos de tuberías que deban atravesar paredes de hormigón, queden empotrados y en posición correcta al momento del hormigonado. Si tales tramos se colocan posteriormente, deben quedar perfectamente sellados y que no exista posibilidad de fugas de agua a través de las superficies de contacto.
14. El tanque irá revestido interiormente. Comprobar que el mortero y los aditivos empleados para conseguir su impermeabilidad estén bien dosificados, y que su aplicación sea correcta.

7.6 VOLUMENES DE RESERVA

El caudal de agua captado es almacenado para hacer frente a las demandas máximas horarias (horas pico) y proporcionar una reserva para incendios, para suministrar agua en casos de emergencia y para obtener economía en el diseño del sistema.

Los sistemas de abastecimiento de agua potable contemplan el almacenamiento del líquido por un cierto período de tiempo antes de proveer al consumidor, por lo que se produce una operación económica en el sistema de distribución, asegurando así una dotación permanente y adecuada.

Restringir el uso del agua es causar molestias a la comunidad y constituye una forma deficiente de operar una empresa pública; por tal razón se ha previsto en construir uno o más tanques de reserva -

para cubrir las horas de máximo consumo. En el estudio de la reserva se debe considerar los volúmenes de agua siguientes:

7.6.1 Volumen de Regulación

Este tipo de volumen se determina para equilibrar las variaciones horarias en un día de máximo consumo. Para su cálculo se considera la recomendación del IEOS que dice: Para poblaciones de 1000 a 5000 habitantes se tomará el 38% del consumo medio futuro, por tanto en el presente caso será:

$$\text{Volumen de regulación} = 0.38 (2.91) = 1.11 \text{ lit/seg} = 96 \text{ m}^3$$

$$1.11 \frac{\text{L}}{\text{s}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \times \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}}$$

7.6.2 Volumen para Protección Contra Incendios

Según el IEOS: para poblaciones de hasta 20000 habitantes futuros, se aplicará la fórmula siguiente:

$$\frac{1.11 \times 1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \times \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}}$$

$$V_i = 50 \sqrt{P}$$

en donde:

V_i = Volumen para protección contra incendios, en m^3

P = Población en miles.

Para aplicar esta fórmula en el presente estudio, la población P la determinamos de la siguiente manera:

$$P = \frac{P_f \times D_f}{200}$$

En donde:

P = Población requerida

Pf = Población futura

Df = Dotación futura (lit/hab/día)

Dotación referencial para Loja = 200 lit/hab/día (este dato - ha sido tomado de los estudios del Plan Maestro de Agua Potable para Loja).

Por tanto:

$$P = \frac{3900 \times 40}{200}$$

$$P = 780 \text{ habitantes.}$$

Luego:

$$V_i = 50 \sqrt{0.780}$$

$$V_i = 44 \text{ m}^3$$

7.6.3 Volumen de Emergencia

Este volumen de agua se calcula para atender emergencias como suspensiones producidas en la tubería para el diseño se considerará un volumen de agua que abastezca en el tiempo que se tarde en arreglar los desperfectos. Acatando las disposiciones del IEOS este volumen se considera sólo para poblaciones mayores a 5000 habitantes, por tanto en el presente caso el volumen de emergencia es cero.

7.6.4 Volumen Total

El volumen total de almacenamiento es la suma de los volúmenes de regulación más incendio, más emergencia, por tanto;

$$\text{Volumen total} = 96 + 44 + 0 = 140 \text{ m}^3$$

Para almacenar este volumen de agua, por razones de diseño y considerando requerimientos futuros e imprevistos, optamos por construir dos tanques adosados de 100 m^3 cada uno, que trabajarán simultáneamente bajo el principio de vasos comunicantes. Cada tanque trabajará al 70% de su capacidad aproximadamente, disminuyendo también la altura de sus válvulas flotadoras en un 30%.

El diseño del tanque de 100 m^3 lo encontraremos en la lámina 9/II y el detalle de los tanques adosados en la lámina 5/11.

CAPITULO VIII

RED DE DISTRIBUCION

8.1 CARACTERISTICAS DE DISEÑO

Un sistema de distribución tiene como función principal, proveer de agua potable a los usuarios; incluyendo servicios públicos, viviendas, locales comerciales, etc. El agua debe proveerse en cantidad suficiente y presión adecuada.

La función secundaria del sistema de distribución es proveer agua en cantidad y presión adecuadas para extinguir incendios. Esta función podrá ser eliminada cuando se diseñe un sistema separado de abastecimiento de agua para combatir incendios.

8.2 CLASIFICACION Y FORMAS DE LAS REDES

De acuerdo a su objetivo, los sistemas de distribución pueden clasificarse en:

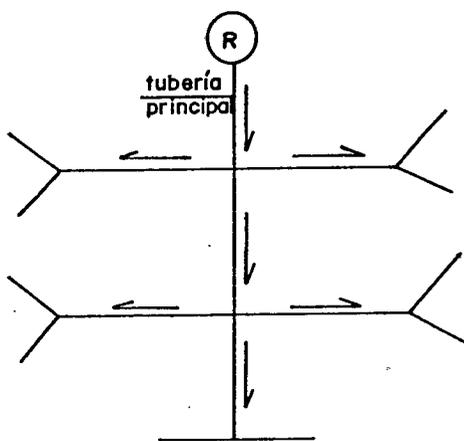
1. Sistemas principales de alimentación;
2. Sistemas secundarios de distribución;
3. Sistemas mixtos para consumo y servicio contra incendios;
4. Redes de servicio contra incendios y riego;
5. Redes de alimentación simple;

6. Redes de alimentación múltiple
7. Redes parciales para servir nuevas zonas
8. Sistemas limitados o servicios de grifos públicos.

La forma que deben adoptar las redes de distribución depende del plano de las calles, de la población actual y futura, está sujeta también a la topografía del área total a servirse, a la localización de las fuentes de aprovisionamiento, tanques de reserva y por lo general a la economía del proyecto. Las redes pueden tener las siguientes formas:

8.2.1 Sistema Ramificado

Consiste en una tubería principal, de donde se derivan tuberías de segundo y tercer orden con diámetros cada vez menores.

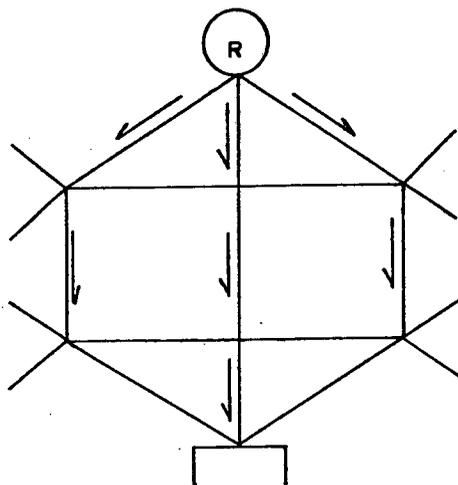


Este sistema puede ser económico porque el suministro de agua se lo realiza en una sola dirección, pero en caso de daños puede quedar sin el servicio toda la zona que se encuentra a continuación del

mismo. Se puede utilizar este tipo de redes para caminos vecinales donde se imposibilite diseñar mediante circuitos y no hay el trazado de calles que forman las manzanas.

8.2.2. Sistema Reticular

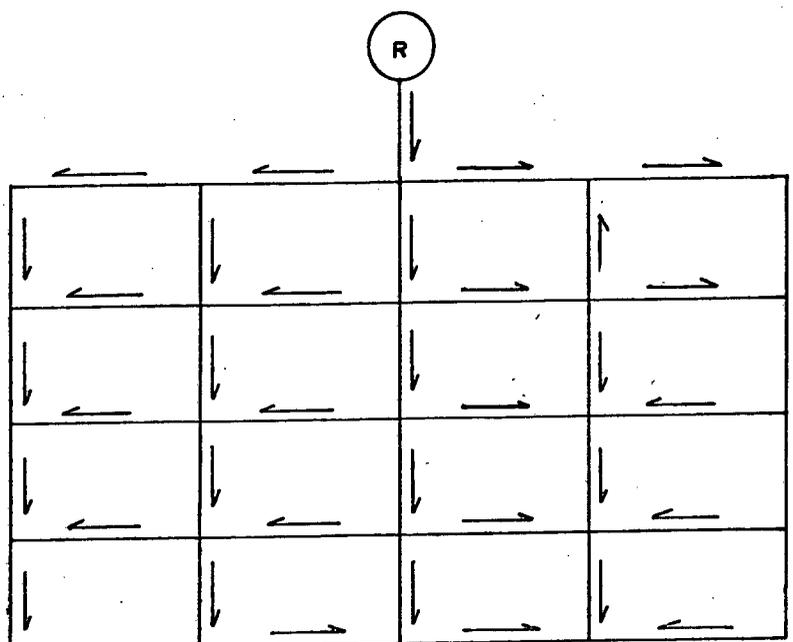
Es similar al anterior, con la diferencia de que los extremos de los ramales secundarios se unen, pudiendo el agua llegar por varios caminos. Su cálculo contempla la indeterminación del sentido de circulación del agua, pero tiene la ventaja de que en caso de daño no se suspende el servicio a zonas aledañas. El suministro del agua se lo puede hacer con tuberías de menor diámetro que el de la tubería principal, tiene mayor recorrido por lo que disminuye la presión y se utiliza para poblaciones que crecen en sentido radial.



8.2.3. Sistemas con Alimentación Radial

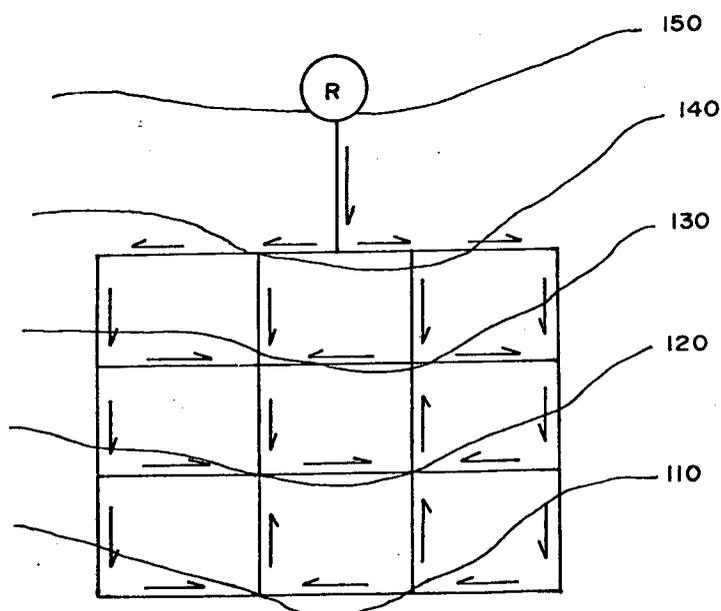
Se utiliza para áreas de topografía relativamente planas, permite concentrar el suministro en la zona central para luego

distribuir a las zonas ubicadas alrededor en una forma radial.



8.2.4 Sistema de Malla para Areas en Pendiente

Consiste en ubicar tubos de mayor diámetro, en la parte más alta de la población y cerca al depósito de reserva para luego distribuir el agua con tubos de menor diámetro.



8.2.5 Sistema de Malla con Alimentación Central

Consiste en ubicar la tubería principal de mayor diámetro que pase por el centro de la población y luego distribuir el agua a partir de ésta. Se utiliza solamente para proyectos pequeños y se obtiene buenos resultados en el balance hidráulico.

8.3 ZONAS DE PRESION

Para ciudades y poblaciones de topografía plana y de área ser vida pequeña, se proyecta una sola red de tuberías en malla, con distribución adecuada de su diámetro, teniendo especial cuidado de mantener la presión escogida en los puntos más desfavorables del sistema, tales presiones no deben sobrepasar el máximo recomenrable. Para poblaciones localizadas en pendiente, se puede dividir en franjas topográficas de 30 m de desnivel, una anchura mayor de las franjas topográficas conduce a presiones excesivas en los puntos bajos y presiones insuficientes en los puntos altos de consumo.

8.4 TRAZADO DE TUBERIAS

Para el trazado de tuberías se recomienda lo siguiente:

- Levantamiento topográfico de la zona en estudio y de la zona de expansión futura. Este levantamiento será planimétrico y altimétrico, con cotas en los cruces de los ejes de las calles.
- Tipo de calzada de las calles.
- Localización de las industrias y otros puntos de gran demanda.
- Requerimiento de caudal.

8.5 VALVULAS REGULADORAS DE PRESION

Estas válvulas reducen automáticamente la presión en el lado de descarga a cualquier valor que se desee. Se emplean en conducciones de suministros a pequeñas zonas, en donde sin estas reducciones las presiones serían demasiado elevadas.

Estas válvulas se cierran gradualmente para prevenir el golpe de ariete; pero se abren rápidamente para mantener estable la presión en las tuberías.

El cuerpo y la tapa serán de hierro gris fundido, las bridas y pernos de acero, el sistema de control será de bronce con guarniciones de acero inoxidable.

Las bridas cumplirán con las especificaciones C 207 Clase D de AWWA.

La válvula piloto será de un solo asiento del tipo de diseño balanceado y del molde del cuerpo del globo, funcionará a diafragma y con resorte de compresión para permitir una conveniente regulación dentro de las presiones especificadas.

Las válvulas serán capaces de reducir presiones del orden de 30 a 45 m. y será regulable en el sitio.

La presión aguas arriba tendrá una fluctuación entre 60 y 70 metros; la presión aguas abajo tendrá una fluctuación entre 30 y 25 metros.

El cuerpo de la válvula será probado hidráulicamente en la fábrica a una presión de 150 lib/pulg², el ensayo de impermeabilidad - del asiento será efectuado a idéntica presión.

Los pernos y tuercas serán de acero que cumplan con las especificaciones más recientes para las barras de acero al carbono-laminado en caliente, designación A-107, de la Asociación Americana para el ensayo de materiales A.S.T.M.

Los pernos tendrán cabezas cuadradas y las tuercas serán hexagonales, los frentes de los pernos y tuercas serán de medio acabado en los casos en que estos fueran a ser utilizados directamente frente a superficies acabadas.

Todas las partes ferrosas de las válvulas, excepto las que están en contacto directo con otros a las superficies pulidas y acabadas, serán pintadas por el fabricante con dos manos de barniz y asfalto o baño para tubería.

8.6 DISTRIBUCION DE VALVULAS

El área servida por una red se dividirá en sectores en los que se pueda cortar el servicio y operar con independencia del resto de la red. Para independizar los sectores deberá proyectarse el número necesario de válvulas y desagües que permitan vaciar el sector. Podrá reemplazarse el desagüe ubicado en un punto bajo por algún hidrante que tenga esa posición.

8.7 MATERIALES A UTILIZARSE

Se aceptan en general tuberías de asbesto-cemento, PVC, plástico reforzado con fibra de vidrio, hierro fundido, hierro dúctil, - hierro galvanizado y acero, con la debida protección anticorrosiva - externa e interna, a excepción de los materiales inmunes a la corrosión. El material más adecuado debe elegirse según la calidad del agua y del terreno, las demandas de la red y los diámetros comerciales de fabricación usual.

La utilización de esmaltes a base de alquitrán o hulla o de materiales afines, que puedan emitir carburos polinucleares acromáticos en contacto con el agua, queda terminantemente prohibida para el caso de recubrimiento interno de las tuberías metálicas de distribución.

Detalle de la Red

Para el diseño de una red de agua potable, se debe tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- a) Las tuberías de agua deberán estar separadas de las alcantarillas por lo menos 3 m en forma horizontal y 0,30 m en forma vertical entre sus superficies exteriores.
- b) Para una protección conveniente, las tuberías de agua estarán ubicadas a una profundidad mínima de 1,50 m sobre la corona del tubo.
- c) Se tomarán todas las precauciones necesarias para evitar co-

nexiones cruzadas y flujo inverso.

- d) Se utilizarán anclajes en todos los puntos donde haya desequ
librio de fuerzas.

8.8 ESQUEMATIZACION DE LA RED Y AREAS DE INFLUENCIA

Para realizar el esquema de la red nos servimos del plano topográfico de la población en donde se traza mallas y las áreas de in
fluencia correspondientes a cada nudo de la malla, también se ubica los
caudales de descarga para cada nudo.

Las mallas se trazan de acuerdo a la pendiente que tiene el terreno y de acuerdo a la clase de consumo que exista.

8.9 CAUDAL DE DISEÑO Y PRESIONES

Los caudales de diseño para redes de distribución serán el má
ximo diario al final del período de diseño más incendio; se comproba
rán las presiones para el caudal máximo horario al final del período de diseño.

La presión mínima debe establecerse en 10 m de columna de agua en el momento en que se produce el consumo máximo diario más in
cendio. Se tendrá en cuenta de evitar las conexiones cruzadas.

La presión máxima estática a manetenerse en la red no debe su
perar en lo posible los 70 m y la presión máxima dinámica de 50 m. -
Para lograr esto se puede dividir la red principal en varias redes -
provistas de accesorios reductores de presión.



8.10 CAUDAL PARA COMBATIR INCENDIOS

Si el caudal para combatir incendios se tomare de la misma red de distribución, deberá verificarse la capacidad hidráulica de la red para atender este servicio.

Los requerimientos para combatir incendios variarán con la importancia de la población. Se sugiere los siguientes valores:

NECESIDADES DE HIDRANTES PARA COMBATIR INCENDIOS

POBLACION FUTURA	HIDRANTES EN USO SIMULTANEO	HIPOTESIS DE DISEÑO
Hasta 20000 habitantes	Uno de 12 l/s	Uno en el centro
De 20000 a 40000 habit.	Uno de 24 l/s	1 en centro y 1 periférico
De 40000 a 60000 habit.	Dos de 24 l/s	2 centro y 1 periférico
De 60000 a 120000 hab.	Tres de 24 l/s	2 centro y 2 periférico
Mayores de 120000 hab.	Cuatro de 24 l/s	2 centro y 2 periférico

CUADRO 8-1

Es recomendable instalar los hidrantes en las redes principales y ubicarlos de tal forma que su radio de acción máxima sea aproximadamente 100 m.

8.11 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA RED

Las tuberías de distribución se dispondrán en redes de mallas, evitándose en lo posible los ramales abiertos.

En poblaciones de 3.00 a 20.000 habitantes el diámetro mínimo de las tuberías de los circuitos principales será de 75 mm y en

tuberías de relleno se usará un diámetro mínimo de 50 mm o la mitad del diámetro de los circuitos principales, cuando el diseño lo justifique.

Los circuitos se proyectarán de modo que su perímetro tenga 500 m como mínimo y 2.000 m como máximo.

Los hidrantes de 12 l/s podrán conectarse a tuberías de 100 mm, salvo en el caso de hidrantes de 150 mm que irán conectados a tuberías de 200 mm como mínimo.

8.11.1 Circulación del Agua en las Tuberías

Puesto que la circulación del agua en las tuberías es turbulenta, los factores de rozamiento dependen de la rugosidad de las mismas y también del Número de Reynolds, el cual a su vez depende en parte de la velocidad del agua en la tubería y del diámetro de ésta. Por lo tanto, una fórmula de caudal de la tubería debe tener un coeficiente de rugosidad que varíe con la velocidad y el tamaño de la misma. Hay muchas fórmulas de caudal en las tuberías para determinar las pérdidas de carga en relación con la velocidad del agua, pero de todas aquellas la de Hazen Williams es la más generalmente usada.

El cálculo del sistema podrá realizarse por cualquier método conocido que el proyectista estime adecuado. En cada caso se establecerá la velocidad máxima en las tuberías dependiendo de las presiones que resulten en el sistema. Generalmente es conveniente mantenerla alrededor de 1,5 m/s, sin que este valor sea un límite inflexible. El error máximo de cierre en los circuitos puede ser de 0,5 m de carga.

8.11.2 Cálculo de la Red

$$\begin{aligned}
 \text{Caudal máximo diario} \\
 \text{más caudal de incendio} &= 4,07 + 12 \text{ l/s} \\
 &= 16,07 \text{ l/s} \\
 \text{Caudal máximo horario} &= 6,26 \text{ l/s.}
 \end{aligned}$$

La red de agua potable en el presente proyecto, consta de tres circuitos y la repartición de caudales se ha hecho en base a las necesidades de cada sector universitario.

El método utilizado para el cálculo del balance hidráulico es el que se describe a continuación:

8.11.3 Método de Hardy Cross

El método de Hardy Cross es un método de tanteos directos: los ajustes hechos sobre los valores previamente admitidos o adoptados son calculados y por lo tanto, controlados. En estas condiciones, la convergencia de los errores es rápida, obteniéndose casi siempre una precisión satisfactoria en los resultados, después de tres tanteos solamente.

Para su aplicación al estudio de las grandes redes, siempre que hubiere conveniencia, las ciudades podrán ser divididas en sectores. Además, pueden reducirse las redes hidráulicas a sus elementos principales, una vez que las cañerías secundarias resultan de la imposición de ciertas condiciones mínimas (diámetro, velocidad o pérdida de carga).

A pesar de que sean dos las modalidades según las cuales el

método puede ser aplicado, comúnmente se adopta el ajustamiento de los caudales.

Su empleo comprende lo siguiente:

- a) Se supone una serie de caudales iniciales, procediendo circuito por circuito. Hay que tener cuidado que los caudales que lleguen a cada nudo sean iguales al valor de la suma de los caudales que salen del mismo (principio de continuidad).
- b) Para cada lazo se calcula la pérdida de carga en cada una de las tuberías del circuito, tomándose en consideración el coeficiente de fricción C_1 . Esta pérdida de carga se la multiplica por la longitud del tramo para obtener la pérdida de carga total en ese tramo. La pérdida de carga la podemos determinar mediante el empleo de la ecuación de Hazen-Williams modificada:

$$S = \frac{1,212021922 \times 10^{13} \times Q^{1/0.54}}{C_1^{1/0.54} \times D^{2.63/0.54}}$$

en donde:

S = Pérdida de carga expresada en metros por cada mil metros

Q = Caudal expresado en litros por segundo

D = Diámetro de la tubería en mm

C_1 = Coeficiente de rugosidad relativa, de Hazen Williams.

El valor del coeficiente de fricción o rugosidad depende del material del que está hecha la tubería. En el cuadro siguiente se dan algunos valores de C_1 .

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN C_1

TIPO DE CONDUCTO	C_1
Acero galvanizado	125
Asbesto-cemento	140
Hormigón liso	130
Hormigón ordinario	120
Acero corrugado	60
Hierro fundido nuevo	130
Hierro fundido viejo	90
Plástico	140

CUADRO 8-2

- c) Se suman las pérdidas de carga en cada circuito en el sentido de giro de las agujas del reloj, teniendo en cuenta la colocación correcta de los signos.
- d) Se suman los valores hf/Q , calculando a continuación el término de corrección de los caudales en cada lazo.
- e) Se corrige el caudal en cada una de las tuberías en Δ , con lo que se aumenta o disminuye en esa cantidad cada caudal Q supuesto inicialmente. Para los casos en que una tubería pertenece a dos circuitos, debe aplicarse como corrección al caudal supuesto en esta tubería, la diferencia entre los dos.

El valor de Δ se lo calcula por la siguiente expresión:

$$\Delta = - \frac{\Sigma(hf)}{1,85 \Sigma(hf/Q)}$$

- f) Se continúa en forma análoga hasta que los valores de los Δ sean despreciables.

El cálculo hidráulico de la red de distribución en el presente proyecto, se ha hecho en computadora, a fin de obtener una mejor precisión.

Puesto que en la red se han ubicado 6 hidrantes (en los puntos: 4, 7, 11, 13, 16 y 18); y con la finalidad de optimizar el balance hidráulico, se ha realizado el cálculo para cada hidrante con el Caudal Máximo Diario más Incendio (16,07 lit/seg) y luego se ha comprobado para el Caudal Máximo Horario (6,26 lit/seg), tal como lo exigen las normas del IEOS del año 1988.

Como se dijo anteriormente, el balance hidráulico se ha efectuado mediante un programa de computadora escrito en lenguaje FORTRAN, por lo que es necesario aclarar el significado de cada una de las expresiones que se encuentran en el cálculo:

TITLE	Título
NO. OF PIPES	Número de tubos
NO. OF NODES	Número de nudos
PEAK FACTOR	Factor limitante
MAX HEADLOSS/Km	Máxima pérdida de carga por - Kilómetro
MAX UNBAL (LPS)	Limitante del caudal en li- tros por segundo
PIPE NO.	Tubo número
FROM Node	Desde el nudo
TO Node	Hasta el nudo
LENTH (M)	Longitud de tubería en metros
DIA (M)	Diámetro de tubería en milí- metros
HWC	Coefficiente de fricción = 150
FLOW (LPS)	Caudal en litros por segundo
VELOCITY (MPS)	Velocidad en metros por segun- do
HEADLOSS (M/KM)	Pérdida de carga en metros - por 1000 metros
HEADLOSS (M)	Pérdida de carga en metros
NODE NO	Nudo número
ELEVATION (M)	Cota o elevación en metros so- bre el nivel del mar
HGL (M)	Cota piezométrica en metros
PRESSURE (M)	Presión en metros de agua.

Considero conveniente recordar que en el programa, el balance hidráulico ha sido calculado por el Método de Hardy Cross y las pérdidas de carga por la fórmula de Hazen-Williams, método y fórmula conocidos normalmente.

Seguidamente presento la esquematización de la red y los cálculos hidráulicos mencionados, teniendo en cuenta que el flujo del líquido en la red será de acuerdo a los datos de la segunda y tercera columnas de la tabla de cálculos, esto es FROM Node - TO Node (desde el nudo - hasta el nudo); debiendo acudir al esquema de la red que dice: Señalamiento de nudos, tramos (tuberías) y colocación de hidrantes; por ejemplo:

En la primera página de cálculos:

FROM Node 2 - TO Node 8, en el esquema mencionado significa que el líquido está fluyendo desde el nudo 2 hasta el nudo 8.

Otro ejemplo:

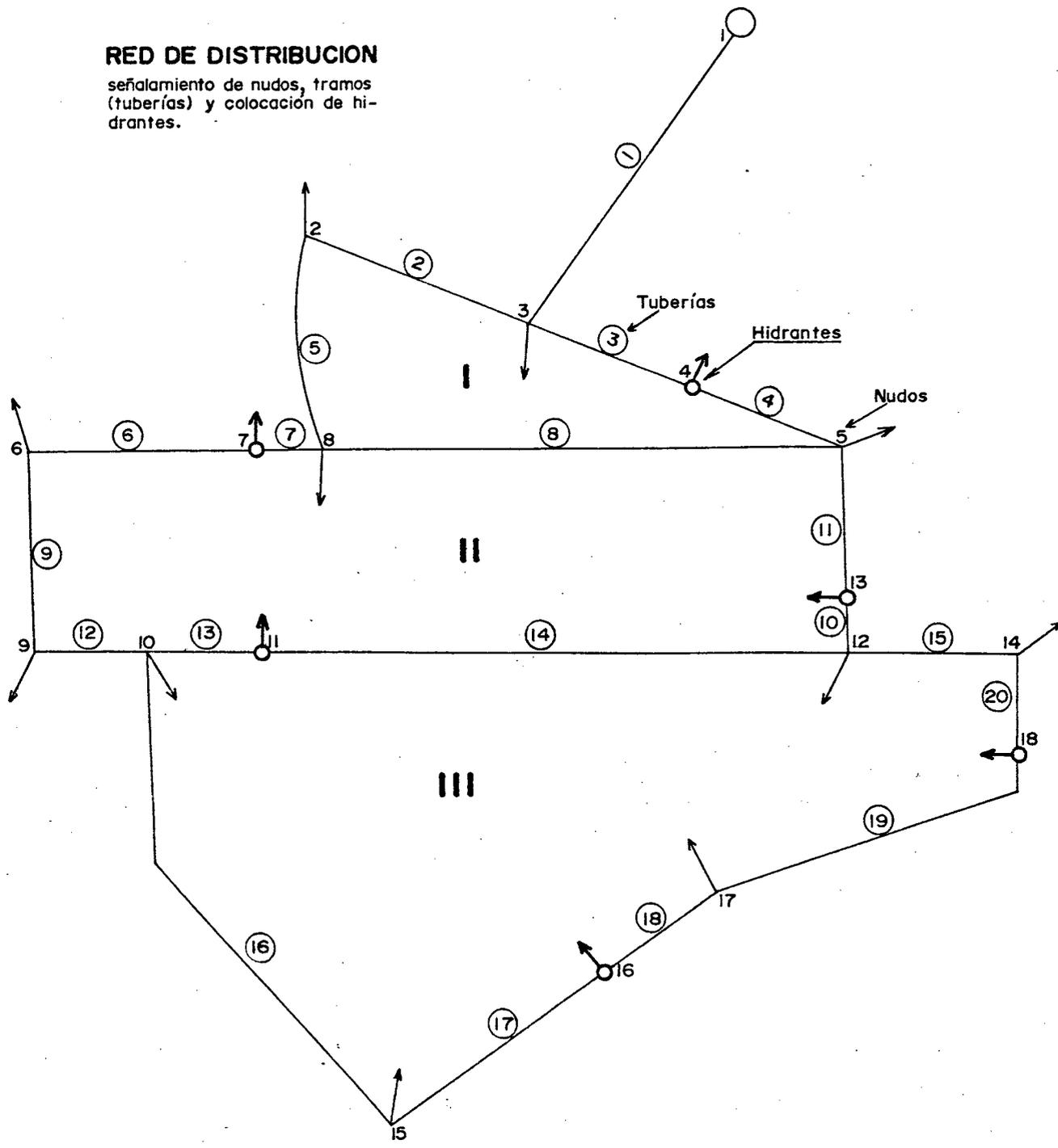
FROM Node 11 - TO Node 12, entonces el líquido está fluyendo desde el hidrante 11 hasta el nudo 12.

8.12 GRAFICOS DE LA RED Y CALCULOS HIDRAULICOS

Se los presenta a partir de la siguiente página.

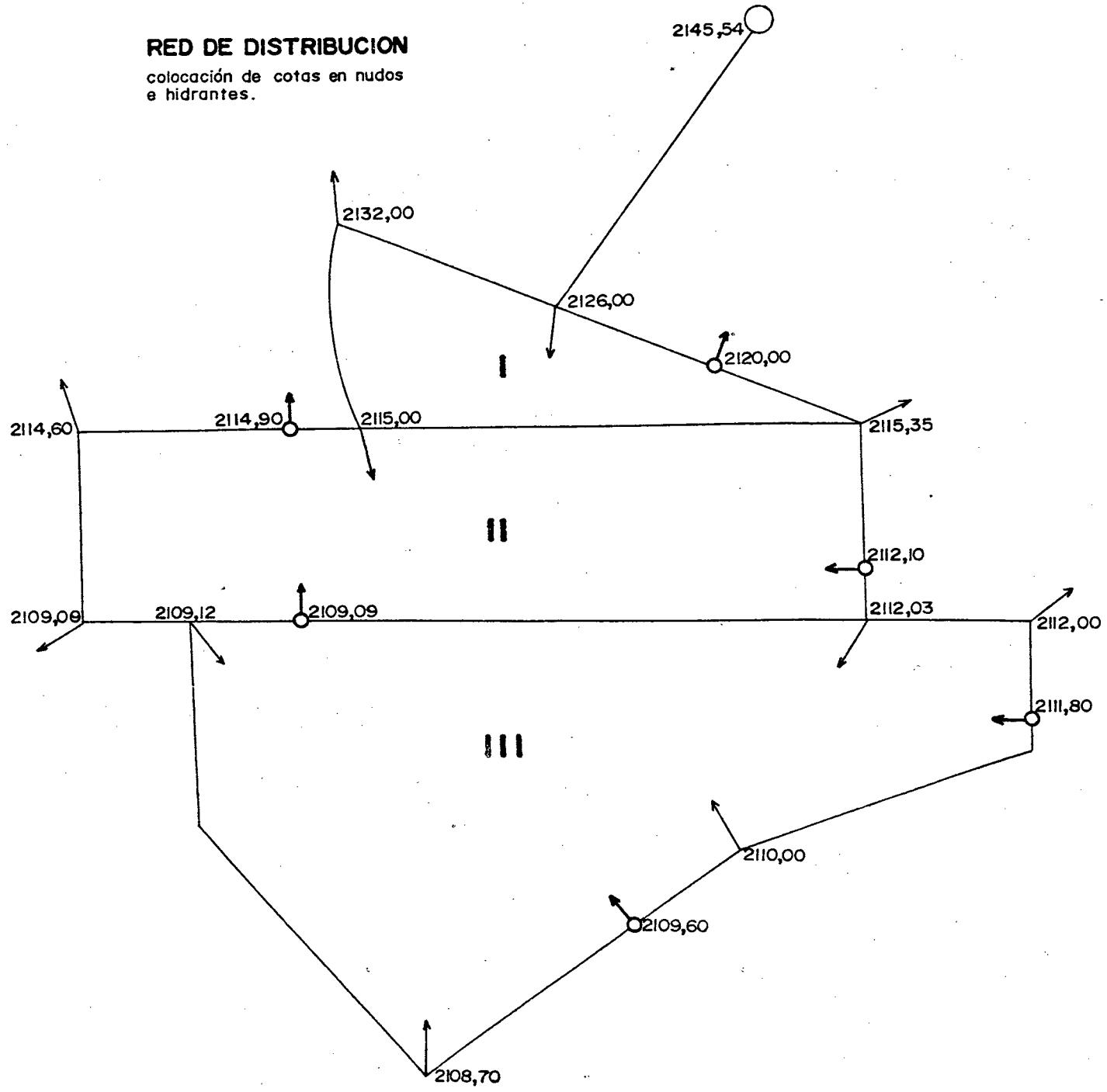
RED DE DISTRIBUCION

señalamiento de nudos, tramos (tuberías) y colocación de hidrantes.



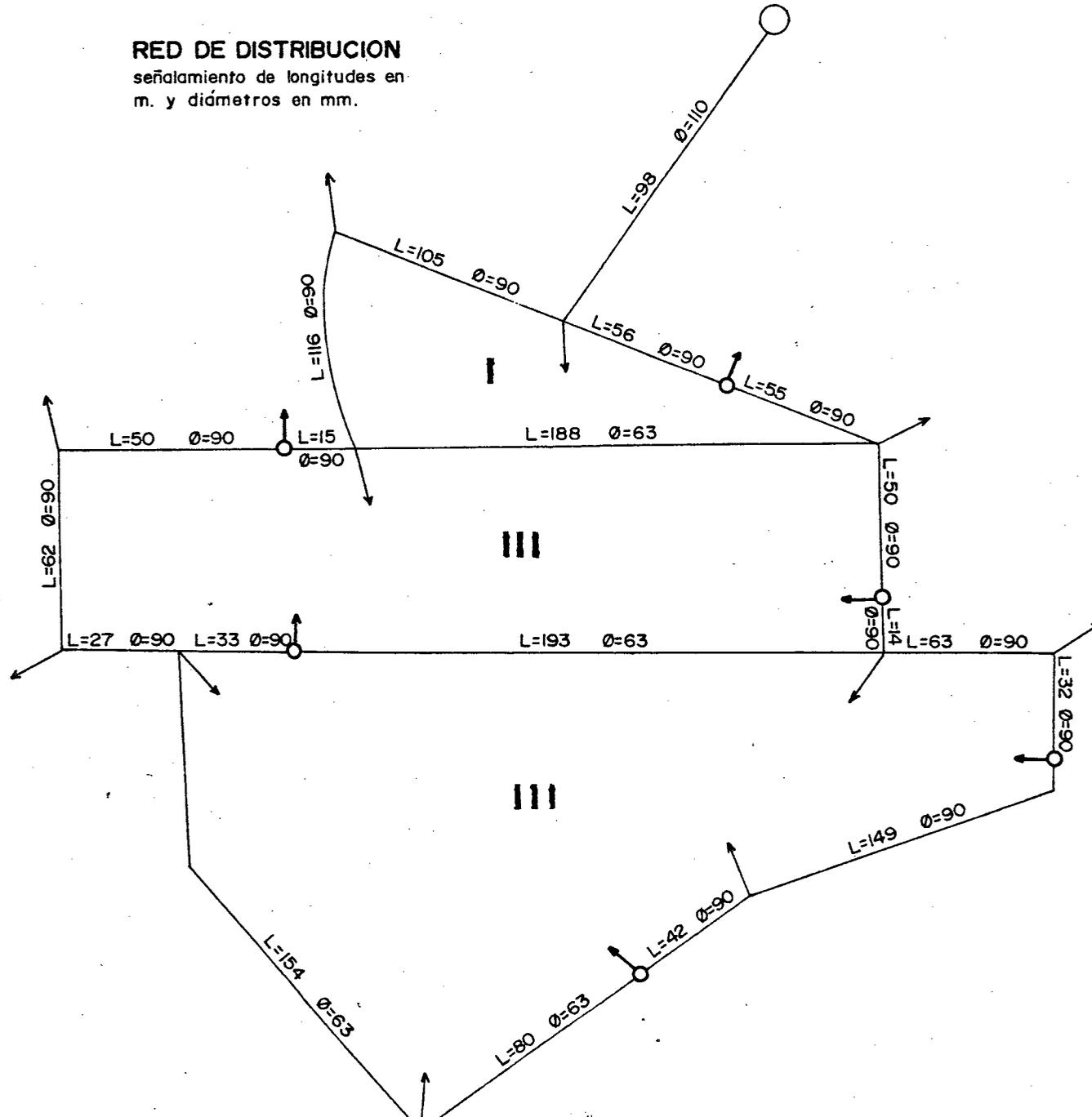
RED DE DISTRIBUCION

colocación de cotas en nudos e hidrantes.



RED DE DISTRIBUCION

señalamiento de longitudes en m. y diámetros en mm.



T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/K_m : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	4.53	0.71	5.73	0.60
3	3	4	56.00	90	150	11.04	1.73	29.75HI	1.67
4	5	4	55.00	90	150	0.96	0.15LO	0.33	0.02
5	2	8	116.00	90	150	4.23	0.67	5.05	0.59
6	7	6	50.00	90	150	2.52	0.40	1.93	0.10
7	8	7	15.00	90	150	2.52	0.40	1.93	0.03
8	8	5	188.00	63	150	1.12	0.36	2.44	0.46
9	6	9	62.00	90	150	2.24	0.35	1.55	0.10
10	12	13	14.00	90	150	0.12	0.02LO	0.01	0.00
11	13	5	50.00	90	150	0.12	0.02LO	0.01	0.00
12	9	10	27.00	90	150	1.82	0.29LO	1.06	0.03
13	10	11	33.00	90	150	0.71	0.11LO	0.18	0.01
14	11	12	193.00	63	150	0.71	0.23LO	1.05	0.20
15	12	14	63.00	90	150	0.24	0.04LO	0.03	0.00
16	10	15	154.00	63	150	0.76	0.24LO	1.19	0.18
17	15	16	80.00	63	150	0.36	0.11LO	0.30	0.02
18	16	17	42.00	90	150	0.36	0.06LO	0.05	0.00
19	17	18	149.00	90	150	0.12	0.02LO	0.01	0.00
20	18	14	32.00	90	150	0.12	0.02LO	0.01	0.00

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2142.74	10.74
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	-12.000	2120.00	2141.68	21.68
5	-0.270	2115.35	2141.69	26.34
6	-0.280	2114.60	2142.03	27.43
7	0.000	2114.90	2142.12	27.22
8	-0.600	2115.00	2142.15	27.15
9	-0.420	2109.00	2141.93	32.93
10	-0.350	2109.12	2141.90	32.78
11	0.000	2109.09	2141.90	32.81
12	-0.350	2112.03	2141.69	29.66
13	0.000	2112.10	2141.69	29.59
14	-0.360	2112.00	2141.69	29.69
15	-0.400	2108.70	2141.72	33.02
16	0.000	2109.60	2141.70	32.10
17	-0.240	2110.00	2141.69	31.69
18	0.000	2111.80	2141.69	29.89

TITLE : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	8.04	1.26	16.54HI	1.74
3	3	4	56.00	90	150	7.53	1.18	14.67HI	0.82
4	4	5	55.00	90	150	7.53	1.18	14.67HI	0.81
5	2	8	116.00	90	150	7.74	1.22	15.42HI	1.79
6	6	7	50.00	90	150	2.46	0.39	1.85	0.09
7	8	7	15.00	90	150	9.54	1.50	22.73HI	0.34
8	5	8	188.00	63	150	2.41	0.77	10.09HI	1.90
9	9	6	62.00	90	150	2.74	0.43	2.26	0.14
10	13	12	14.00	90	150	4.86	0.76	6.52	0.09
11	5	13	50.00	90	150	4.86	0.76	6.52	0.33
12	10	9	27.00	90	150	3.16	0.50	2.94	0.08
13	11	10	33.00	90	150	2.06	0.32	1.34	0.04
14	12	11	193.00	63	150	2.06	0.66	7.59	1.46
15	12	14	63.00	90	150	2.45	0.38	1.83	0.12
16	15	10	154.00	63	150	1.45	0.46	3.93	0.61
17	16	15	80.00	63	150	1.85	0.59	6.18	0.49
18	17	16	42.00	90	150	1.85	0.29LD	1.09	0.05
19	18	17	149.00	90	150	2.09	0.33	1.36	0.20
20	14	18	32.00	90	150	2.09	0.33	1.36	0.04

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2141.60	9.60
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	0.000	2120.00	2142.52	22.52
5	-0.270	2115.35	2141.71	26.36
6	-0.280	2114.60	2139.57	24.97
7	-12.000	2114.90	2139.48	24.58
8	-0.600	2115.00	2139.82	24.82
9	-0.420	2109.00	2139.71	30.71
10	-0.350	2109.12	2139.79	30.67
11	0.000	2109.09	2139.83	30.74
12	-0.350	2112.03	2141.30	29.27
13	0.000	2112.10	2141.39	29.29
14	-0.360	2112.00	2141.18	29.18
15	-0.400	2108.70	2140.39	31.69
16	0.000	2109.60	2140.89	31.29
17	-0.240	2110.00	2140.93	30.93
18	0.000	2111.80	2141.14	29.34

T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	7.21	1.13	13.53HI	1.42
3	3	4	56.00	90	150	8.36	1.31	17.79HI	1.00
4	4	5	55.00	90	150	8.36	1.31	17.79HI	0.98
5	2	8	116.00	90	150	6.91	1.09	12.51HI	1.45
6	7	6	50.00	90	150	7.91	1.24	16.08HI	0.80
7	8	7	15.00	90	150	7.91	1.24	16.08HI	0.24
8	5	8	188.00	63	150	1.60	0.51	4.77	0.90
9	6	9	62.00	90	150	7.63	1.20	15.04HI	0.93
10	13	12	14.00	90	150	6.49	1.02	11.12HI	0.16
11	5	13	50.00	90	150	6.49	1.02	11.12HI	0.56
12	9	10	27.00	90	150	7.21	1.13	13.55HI	0.37
13	10	11	33.00	90	150	8.86	1.39	19.82HI	0.65
14	12	11	193.00	63	150	3.14	1.01	16.49HI	3.18
15	12	14	63.00	90	150	3.00	0.47	2.67	0.17
16	15	10	154.00	63	150	2.00	0.64	7.16	1.10
17	16	15	80.00	63	150	2.40	0.77	10.03HI	0.80
18	17	16	42.00	90	150	2.40	0.38	1.77	0.07
19	18	17	149.00	90	150	2.64	0.41	2.11	0.31
20	14	18	32.00	90	150	2.64	0.41	2.11	0.07

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H & L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2141.92	9.92
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	0.000	2120.00	2142.35	22.35
5	-0.270	2115.35	2141.37	26.02
6	-0.280	2114.60	2139.42	24.82
7	0.000	2114.90	2140.23	25.33
8	-0.600	2115.00	2140.47	25.47
9	-0.420	2109.00	2138.49	29.49
10	-0.350	2109.12	2138.13	29.01
11	-12.000	2109.09	2137.47	28.38
12	-0.350	2112.03	2140.65	28.62
13	0.000	2112.10	2140.81	28.71
14	-0.360	2112.00	2140.49	28.49
15	-0.400	2108.70	2139.23	30.53
16	0.000	2109.60	2140.03	30.43
17	-0.240	2110.00	2140.11	30.11
18	0.000	2111.80	2140.42	28.62

T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	6.11	0.96	9.97	1.05
3	3	4	56.00	90	150	9.46	1.49	22.36HI	1.25
4	4	5	55.00	90	150	9.46	1.49	22.36HI	1.23
5	2	8	116.00	90	150	5.81	0.91	9.08	1.05
6	7	6	50.00	90	150	4.20	0.66	4.98	0.25
7	8	7	15.00	90	150	4.20	0.66	4.98	0.07
8	8	5	188.00	63	150	1.01	0.32	2.03	0.38
9	6	9	62.00	90	150	3.92	0.62	4.39	0.27
10	12	13	14.00	90	150	1.80	0.28LD	1.04	0.01
11	5	13	50.00	90	150	10.20	1.60	25.70HI	1.28
12	9	10	27.00	90	150	3.50	0.55	3.56	0.10
13	10	11	33.00	90	150	1.61	0.25LD	0.85	0.03
14	11	12	193.00	63	150	1.61	0.52	4.82	0.93
15	14	12	63.00	90	150	0.54	0.08LD	0.11	0.01
16	10	15	154.00	63	150	1.54	0.49	4.41	0.68
17	15	16	80.00	63	150	1.14	0.37	2.53	0.20
18	16	17	42.00	90	150	1.14	0.18LD	0.44	0.02
19	17	18	149.00	90	150	0.90	0.14LD	0.29	0.04
20	18	14	32.00	90	150	0.90	0.14LD	0.29	0.01

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2142.29	10.29
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	0.000	2120.00	2142.09	22.09
5	-0.270	2115.35	2140.86	25.51
6	-0.280	2114.60	2140.92	26.32
7	0.000	2114.90	2141.17	26.27
8	-0.600	2115.00	2141.24	26.24
9	-0.420	2109.00	2140.65	31.65
10	-0.350	2109.12	2140.55	31.43
11	0.000	2109.09	2140.52	31.43
12	-0.350	2112.03	2139.59	27.56
13	-12.000	2112.10	2139.58	27.48
14	-0.360	2112.00	2139.60	27.60
15	-0.400	2108.70	2139.87	31.17
16	0.000	2109.60	2139.67	30.07
17	-0.240	2110.00	2139.65	29.65
18	0.000	2111.80	2139.61	27.81

T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	6.44	1.01	10.99HI	1.15
3	3	4	56.00	90	150	9.13	1.43	20.93HI	1.17
4	4	5	55.00	90	150	9.13	1.43	20.93HI	1.15
5	2	8	116.00	90	150	6.14	0.97	10.07HI	1.17
6	7	6	50.00	90	150	5.51	0.87	8.23	0.41
7	8	7	15.00	90	150	5.51	0.87	8.23	0.12
8	8	5	188.00	63	150	0.03	0.01LD	0.00	0.00
9	6	9	62.00	90	150	5.23	0.82	7.47	0.46
10	13	12	14.00	90	150	8.89	1.40	19.94HI	0.28
11	5	13	50.00	90	150	8.89	1.40	19.94HI	1.00
12	9	10	27.00	90	150	4.81	0.76	6.40	0.17
13	10	11	33.00	90	150	0.49	0.08LD	0.09	0.00
14	11	12	193.00	63	150	0.49	0.16LD	0.53	0.10
15	12	14	63.00	90	150	9.03	1.42	20.52HI	1.29
16	10	15	154.00	63	150	3.97	1.27	25.49HI	3.93
17	15	16	80.00	63	150	3.57	1.15	20.95HI	1.68
18	17	16	42.00	90	150	8.43	1.33	18.07HI	0.76
19	18	17	149.00	90	150	8.67	1.36	19.03HI	2.84
20	14	18	32.00	90	150	8.67	1.36	19.03HI	0.61

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2142.19	10.19
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	0.000	2120.00	2142.17	22.17
5	-0.270	2115.35	2141.02	25.67
6	-0.280	2114.60	2140.48	25.88
7	0.000	2114.90	2140.90	26.00
8	-0.600	2115.00	2141.02	26.02
9	-0.420	2109.00	2140.02	31.02
10	-0.350	2109.12	2139.85	30.73
11	0.000	2109.09	2139.85	30.76
12	-0.350	2112.03	2139.74	27.71
13	0.000	2112.10	2140.02	27.92
14	-0.360	2112.00	2138.45	26.45
15	-0.400	2108.70	2135.92	27.22
16	-12.000	2109.60	2134.25	24.65
17	-0.240	2110.00	2135.01	25.01
18	0.000	2111.80	2137.84	26.04

T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	16.07	1.69	22.43HI	2.20
2	3	2	105.00	90	150	6.36	1.00	10.73HI	1.13
3	3	4	56.00	90	150	9.21	1.45	21.28HI	1.19
4	4	5	55.00	90	150	9.21	1.45	21.28HI	1.17
5	2	8	116.00	90	150	6.06	0.95	9.81	1.14
6	7	6	50.00	90	150	4.98	0.78	6.81	0.34
7	8	7	15.00	90	150	4.98	0.78	6.81	0.10
8	8	5	188.00	63	150	0.48	0.16LD	0.52	0.10
9	6	9	62.00	90	150	4.70	0.74	6.12	0.38
10	13	12	14.00	90	150	9.42	1.48	22.21HI	0.31
11	5	13	50.00	90	150	9.42	1.48	22.21HI	1.11
12	9	10	27.00	90	150	4.28	0.67	5.15	0.14
13	10	11	33.00	90	150	1.20	0.19LD	0.49	0.02
14	11	12	193.00	63	150	1.20	0.39	2.80	0.54
15	12	14	63.00	90	150	10.28	1.62	26.07HI	1.64
16	10	15	154.00	63	150	2.72	0.87	12.68HI	1.95
17	15	16	80.00	63	150	2.32	0.74	9.45	0.76
18	16	17	42.00	90	150	2.32	0.37	1.66	0.07
19	17	18	149.00	90	150	2.08	0.33	1.36	0.20
20	14	18	32.00	90	150	9.92	1.56	24.41HI	0.78

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	16.070	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.300	2132.00	2142.21	10.21
3	-0.500	2126.00	2143.34	17.34
4	0.000	2120.00	2142.15	22.15
5	-0.270	2115.35	2140.98	25.63
6	-0.280	2114.60	2140.63	26.03
7	0.000	2114.90	2140.97	26.07
8	-0.600	2115.00	2141.08	26.08
9	-0.420	2109.00	2140.25	31.25
10	-0.350	2109.12	2140.12	30.99
11	0.000	2109.09	2140.10	31.01
12	-0.350	2112.03	2139.56	27.53
13	0.000	2112.10	2139.87	27.77
14	-0.360	2112.00	2137.92	25.92
15	-0.400	2108.70	2138.16	29.46
16	0.000	2109.60	2137.41	27.81
17	-0.240	2110.00	2137.34	27.34
18	-12.000	2111.80	2137.13	25.33

T I T L E : S.AGUA.POTABLE.UTPL..V.QUEZADA.C/90
 NO. OF PIPES : 20
 NO. OF NODES : 18
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : 0

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	HEADLOSS (M)
1	1	3	98.00	110	150	6.26	0.66	3.92	0.38
2	3	2	105.00	90	150	2.53	0.40	1.94	0.20
3	3	4	56.00	90	150	2.96	0.47	2.61	0.15
4	4	5	55.00	90	150	2.96	0.47	2.61	0.14
5	2	8	116.00	90	150	2.07	0.32	1.34	0.16
6	7	6	50.00	90	150	1.55	0.24LD	0.79	0.04
7	8	7	15.00	90	150	1.55	0.24LD	0.79	0.01
8	5	8	188.00	63	150	0.40	0.13LD	0.37	0.07
9	6	9	62.00	90	150	1.12	0.18LD	0.43	0.03
10	13	12	14.00	90	150	2.14	0.34	1.43	0.02
11	5	13	50.00	90	150	2.14	0.34	1.43	0.07
12	9	10	27.00	90	150	0.47	0.07LD	0.09	0.00
13	11	10	33.00	90	150	0.35	0.06LD	0.05	0.00
14	12	11	193.00	63	150	0.35	0.11LD	0.29	0.06
15	12	14	63.00	90	150	1.25	0.20LD	0.53	0.03
16	10	15	154.00	63	150	0.28	0.09LD	0.19	0.03
17	16	15	80.00	63	150	0.33	0.10LD	0.25	0.02
18	17	16	42.00	90	150	0.33	0.05LD	0.04	0.00
19	18	17	149.00	90	150	0.70	0.11LD	0.18	0.03
20	14	18	32.00	90	150	0.70	0.11LD	0.18	0.01

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	6.260	2145.54	2145.54	0.00
2	-0.460	2132.00	2144.95	12.95
3	-0.770	2126.00	2145.16	19.16
4	0.000	2120.00	2145.01	25.01
5	-0.420	2115.35	2144.87	29.52
6	-0.430	2114.60	2144.75	30.15
7	0.000	2114.90	2144.78	29.88
8	-0.920	2115.00	2144.80	29.80
9	-0.650	2109.00	2144.72	35.72
10	-0.540	2109.12	2144.72	35.60
11	0.000	2109.09	2144.72	35.63
12	-0.540	2112.03	2144.77	32.74
13	0.000	2112.10	2144.79	32.69
14	-0.550	2112.00	2144.74	32.74
15	-0.610	2108.70	2144.69	35.99
16	0.000	2109.60	2144.71	35.11
17	-0.370	2110.00	2144.71	34.71
18	0.000	2111.80	2144.74	32.94

NOTA: Por razones de presiones, para proveer de agua potable al edificio del SEMINARIO DE LA UTPL, lo haremos desde un pequeño - tanque de reserva (con su respectiva válvula flotador y demás accesorios de desborde y desague) ubicado a la altura y cerca de la residencia de los Hermanos Maristas.

La provisión del líquido a este edificio se hará mediante una tubería de PVC, de 90 m, de longitud y 50 mm de diámetro.

8.13 SUPERVISION EN LA CONSTRUCCION DE LA RED DE DISTRIBUCION

A continuación describimos algunos de los aspectos que se deben tener en cuenta al momento de construir la red de distribución:

- Para realizar la colocación de la tubería, se abrirán zanjas a un lado de la calzada, sectores Este y Norte como también - se dijo anteriormente, debiendo controlar que éstas mantengan una alineación constante y que los fondos sean uniformes para que la tubería se asiente en toda su longitud. Si a las zanjas les cayera agua, ésta deberá ser extraída por medio de - bombas u otros medios apropiados.
- Debe vigilarse que la sección transversal tenga una profundidad de 1,50 m. por exigencia de la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Loja, y el ancho igual al diámetro de la tubería más 0,20 m a cada lado; en los empalmes - es preciso ampliar la excavación. Cada junta debe tener 0,15 m. más de profundidad que el diámetro máximo de la campana, y debe extraerse 0,30 m más allá de la junta y 0.60 m a lo - largo del enchufe. A cada lado de la zanja debe dejarse un

huelgo de 0,15 a 0,20 m de ancho y de unos 0.90 m de largo.

- Controlar la colocación de un colchón de arena en aquellos sitios donde se encuentren rocas; éste debe cortarse por lo menos 0,15 m bajo la rasante de la tubería y, ese material ser sustituido por arena.
- Toda la tubería deberá ser colocada y mantenida en línea con válvulas hidrantes, piezas especiales, anclajes, etc.
- Las curvas y deflexiones se las podrá hacer en los codos o en las uniones de la tubería. En ningún caso se permitirán desviaciones a las mayores especificadas por los fabricantes. En caso de que estas recomendaciones no sean cumplidas tendrá que hacerse levantar ese tramo de tubería y hacer instalar correctamente.
- Vigilar el entibado de las paredes de las zanjas, en caso de terrenos deleznableles o en circunstancias especiales, para evitar derrumbes que estorben la colocación apropiada de las tuberías y accesorios.
- Además de las uniones, en toda la instalación se usarán piezas especiales, las mismas que serán de hierro fundido y se empalmarán a las tuberías mediante el uso de Uniones Gibault, las que luego de ser ajustadas a su presión normal deben ser cubiertas con bitumástico.
- Para facilitar la colocación de las uniones, lubricar las espigas de los tubos y los anillos con jabón o cebo, teniendo -

cuidado de no usar grasas vegetales o aceites derivados de petróleo.

- Cuando se interrumpa la instalación de las tuberías, los extremos abiertos de la tubería ya colocada serán cerrados y protegidos a fin de evitar que el agua de la zanja entre a la tubería.
- Todos los codos deben contar con bloques de anclaje de los tipos indicados en los planos de detalles. El hormigón a usarse en estos bloques será similar al de las estructuras.
- Se debe exigir las pruebas hidrostáticas de las tuberías para tramos no mayores de 500 m, o en circuito cerrado.
- Los tramos de tuberías a probarse se aislará completamente de otras secciones ya probadas y se lo taponará en forma adecuada que permita realizar una prueba segura y apropiada.
- Se proveerá de dos piezas para los extremos que serán usadas como tapones de la tubería. Estas piezas se las instalará mediante uniones mecánicas a los extremos del tramo de tubería a probarse y se las apuntalará de tal manera que no se cause ningún daño a la tubería en prueba.
- La presión de prueba que se aplicará a la tubería será igual al 150% de la presión hidrodinámica máxima que vaya a resistir el sector por probarse.
- Se llenará de agua la tubería por lo menos 24 horas antes de



efectuar la prueba y ésta tendrá una duración mínima de 1 hora.

- Todas las tuberías, uniones, piezas especiales y válvulas descubiertas serán examinadas cuidadosamente durante la prueba y aquellas uniones que presentaren signos visibles de escape, serán reajustadas.
- La prueba de escape será efectuada luego que la prueba hidostática haya sido completamente satisfactoria; o la obra no será aceptada en caso de que el escape calculado en galones por minuto, sea mayor al escape teórico calculado mediante la fórmula:

$$E = \frac{N \cdot D \cdot P}{2.9185,85}$$

en donde:

- E = Escape permitido en litros por horas
- N = Número de uniones en el tramo probado
- D = Diámetro de la tubería en milímetros
- P = Presión promedio de la prueba en metros de columna de agua.

- Si las pruebas ya son aceptables, debe controlarse el relleno de las zanjas, en donde la compactación debe hacerse a capas de 0,20 m de espesor.
- El material de relleno en inicio no debe contener cenizas, es

combrosas grandes piedras, a partir de los 0,30 m por encima - del plano superior de la tubería puede aceptarse piedras de hasta 0,20 m de diámetro.

- Desde el plano central de la tubería hasta 0,30 m por encima de la parte superior de la misma, el relleno debe practicarse a mano o a máquina pero cuidadosamente.
- Terminado el relleno de la zanja, su nivel debe quedar igual al nivel de la calzada.
- Comprobar que los ejes de los accesorios queden perfectamente alineados con los ejes de las tuberías.
- Asegurarse que las uniones entre accesorios y tuberías sean adecuadamente realizadas, y que al efectuarse las pruebas, estén totalmente estancadas.
- Asegurarse del buen funcionamiento de las válvulas.
- Exigir la desinfección de la red, ya sea mediante la inyección de cloro o mayores concentraciones utilizando cloradores o añadiendo una solución de hipoclorito de calcio; en ambos casos, las soluciones quedarán retenidas de 24 a 48 horas.

En lo que respecta al presente proyecto:

La red de distribución ha sido calculada para el caudal máximo diario más el caudal de incendio (16,07 lit/seg) y comprobada pa-

ra el caudal máximo horario (6,26 lit./seg).

La red de distribución funcionará a gravedad y estará conformada por tuberías de PVC, presión de trabajo 10,20 Kg/cm², unión por sellado elastomérico, norma de fabricación ISO 161 - 1 en diámetros nominales y comerciales.

Los accesorios, complemento de la red de distribución tales como tes, cruces, yes y reductores de diámetro, serán de hierro fundido, clase 20 y con extremos lisos con sellos de bronce y dado de operación, con su respectiva caja de válvula de hierro fundido. Estas válvulas funcionan principalmente como aisladoras de los ramales de la red, con la finalidad de facilitar las actividades de operación y mantenimiento. Estas válvulas se encuentran ubicadas claramente en la lámina 6/11

8.14 CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las instalaciones hidráulico-sanitarias de los edificios deben satisfacer las normas, códigos y reglamentos en vigencia. Para las instalaciones domiciliarias de agua fría son conocidos cuatro sistemas diferentes, a saber:

- a) **Sistemas de distribución directa.** Todos los aparatos y llaves de un edificio son alimentados directamente por la red pública de las tuberías domiciliarias.
- b) **Sistemas de distribución indirecta.** Todos los aparatos y llaves de un edificio proveen con el depósito superior del mismo (tinaco).

- c) **Sistema Mixto.** Algunas llaves son alimentadas directamente - por la red pública, mientras que otros se proveen del depósito domiciliario.
- d) **Sistema Hidroneumático.** Los lugares de consumo son alimenta- dos por medio de un conjunto hidro - neumático, cuya finalidad es asegurar la presión deseable en el sistema. En este caso, deja de existir el tinaco.

Las conexiones domiciliarias son tomas o derivaciones que conducen agua potable desde la tubería de distribución hasta un domici- lio. La conexión se compone de una tubería de hierro galvanizado, - de cobre o de plástico de pequeño diámetro, que se conecta a la tube- ría principal mediante una toma de incorporación con rosca tronco-cô- nica que se la inserta en el cuadrante superior de dicha tubería. La conexión domiciliaria se complementa con una llave de acera y el respectivo medidor domiciliario.

En el plano respectivo se indicará el detalle de una instala- ción domiciliaria, esto es en la lámina 11/11.

8.14.1 Estimación de los Caudales

En las instalaciones hidráulicas domiciliarias pueden ser considerados los siguientes consumos o caudales:

- a) **Consumo diario.** Volumen máximo previsto para la utilización _ en el edificio, en 24 horas.
- b) **Caudal máximo posible.** Caudal instantáneo originado por el

uso simultáneo de todos los aparatos.

- c) **Caudal máximo posible.** Caudal instantáneo que puede ser esperado con el uso normal de los aparatos. (No todos los aparatos son utilizados al mismo tiempo).

En el funcionamiento de la toma domiciliaria, el agua es conducida de la cañería pública al inmueble, por un ramal cuyo diámetro debe ser establecido en función de la presión disponible en el lugar y de la cantidad de agua que debe abastecer (consumo máximo diario - en el caso de distribución indirecta). El diámetro mínimo es de 19 mm. (3/4"), siendo éste el diámetro comúnmente adoptado para el caso de habitaciones y pequeños edificios, sobre todo cuando el material empleado es acero galvanizado.

La conexión con la tubería pública es ejecutada con una pieza especial, conocida por la denominación **inserción**. En la acera es instalado un registro de uso privado de la Empresa de Agua Potable.

El medidor puede ser instalado bajo el piso de la acera, en caja propia o en el inmueble abastecido, en lugar de fácil acceso.

Generalmente, los medidores o dispositivos limitadores de consumo son dimensionados por el propio departamento de aguas. Por el contrario, el dimensionamiento de la toma domiciliaria puede ser fácilmente hecha con base en los siguientes elementos hidráulicos:

- a) Presión mínima disponible en la tubería pública;
- b) Cota del lugar de alimentación del depósito inferior, referi-

da a la cota de la tubería pública (vía pública).

- c) Consumo máximo diario estimado para el edificio (caudal previsto en 24 horas);
- d) Longitud de las tuberías y singularidades existentes, inclusive medidor o limitador de consumo.

La presión en el distribuidor general (red pública) puede ser indicada por el Departamento de Aguas. La diferencia de cotas constituye un dato topográfico de fácil verificación.

8.15 ESQUEMA DE LOCALIZACION DE TUBERIAS DE A°P°

Se presentan en las dos siguientes páginas.

8.16 INSTRUCTIVO DE OPERACION Y MANTENIMIENTO PARA OPERADORES DE - SISTEMAS DE BOMBEO, RESERVA Y DISTRIBUCION

A. OPERACION

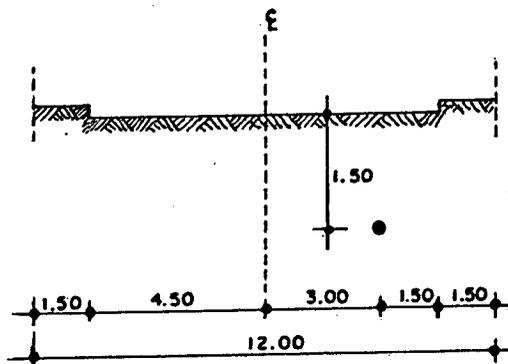
ACTIVIDAD N°

- A-1 Antes de poner en funcionamiento las bombas debe hacerse el cebado, lo cual representa la expulsión de aire, tanto de la carcasa como de la tubería de succión. Esto se hace abriendo las válvulas de purga de aire que posee cada una de ellas, - hasta que deje de salir aire.
- A-2 Abrir la válvula de la tubería de succión completamente.

AGUA POTABLE PARA LA UTPL.

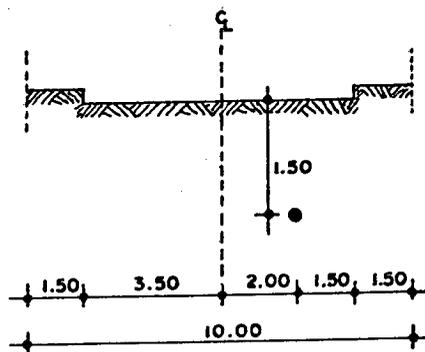
ESQUEMA DE LOCALIZACION DE TUBERIAS DE A° P°

TIPO 1: CALLE VEHICULAR A = 12.00 m.



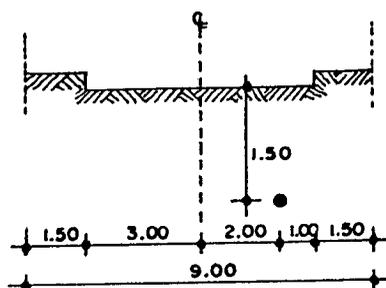
ESCALAS : V — 1 : 100
H — 1 : 200

TIPO 2: CALLE VEHICULAR A = 10.00 m.



ESCALAS : V — 1 : 100
H — 1 : 200

TIPO 3: CALLE VEHICULAR A = 9.00 m.

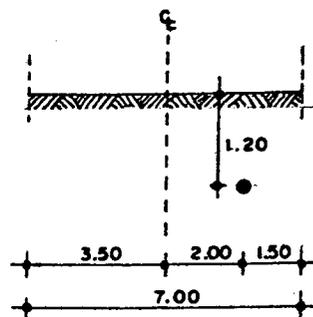


ESCALAS : V — 1 : 100
H — 1 : 200

AGUA POTABLE PARA LA UTPL.

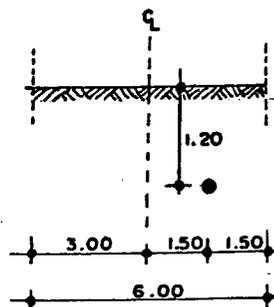
ESQUEMA DE LOCALIZACION DE TUBERIAS DE A° P°

TIPO 4: CALLE PEATONAL A = 7.00 m.



ESCALAS : V — 1 : 100
H — 1 : 200

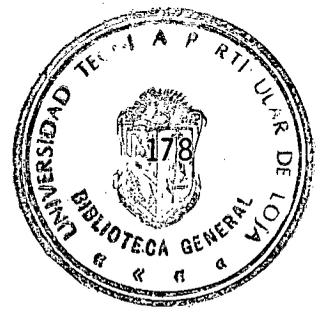
TIPO 5: CALLE PEATONAL A = 6.00m.



ESCALAS V — 1 : 100
H — 1 : 200

NOTAS: TODAS LAS TUBERIAS DE AGUA POTABLE SE UBICARAN EN LOS SECTORES NORTE Y ESTE DE CADA UNA DE LAS CALLES.

LAS PROFUNDIDADES A LAS CUALES SE INSTALARAN LAS TUBERIAS ES RESPECTO DEL NIVEL DEFINITIVO DE LAS RASANTES.



A. OPERACION

ACTIVIDAD
N°

- A-3 Abrir completamente la válvula de la tubería de impulsión que corresponde a la válvula que se va a poner en funcionamiento.
(Salvo casos especiales, no se abre la válvula completamente)
- A-4 Verificar que el tanque de succión se encuentre lleno.
- A-5 Poner en funcionamiento la bomba.
- A-6 Verificar que no haya calentamiento de la carcasa de la bomba
En caso de haber calentamiento, parar la bomba de inmediato y volver a purgar el aire.
- A-7 Chequear que funcione la válvula aliviadora de presión en el momento del arranque y parada de la bomba.
- A-8 Hacer la anotación en los formatos diarios de lectura que marca el medidor de energía eléctrica, la hora de arrancada y parada de la bomba y cualquier observación adicional.
- A-9 Cuando llegue el momento de detener el funcionamiento de la bomba, primero se cerrará la válvula de la tubería de impulsión.
- A-10 Sujetarse al horario y tiempo de bombeo que ordene la Gerencia de EMAAL.
- A-11 Las bombas funcionarán alternadamente con un tiempo de cuatro horas cada una.

A. OPERACION**ACTIVIDAD
N°**

- A-12 En época de estiaje limitarse estrictamente al horario y tiempo de bombeo que ordene la Gerencia de EMAAL.
- A-13 Medir y anotar diariamente las variaciones de nivel de agua - del tanque de reserva.
- A-14 De ninguna manera se pondrá en funcionamiento dos bombas a la vez (salvo casos especiales establecidos).
- A-15 Dosificar Hipoclorito de Calcio o Cloro Gas, según el equipo que se tenga. Debe mantenerse una dosificación igual o menor a una parte por millón.
- A-16 La operación de las válvulas de los tanques de reserva o de la red de distribución debe hacerse en forma lenta para evitar daños.

B. MANTENIMIENTO**ACTIVIDAD
N°**

- B-1 Limpieza y desinfección mensual de los tanques de reserva o cuando se lo requiera.
- B-2 Engrasar los rulimanes de la carcaza de las bombas semanalmente, los rulimanes del motor de la bomba se engrasarán semestralmente.

B. MANTENIMIENTO**ACTIVIDAD
N°**

- B-3 Mantener limpias las paredes de las estaciones de bombeo interior y exteriormente, pintarlas de ser necesario.
- B-4 Mantener limpio el equipo de bombeo, y la tubería de hierro fundido debe estar siempre pintada con pintura anticorrosiva.
- B-5 Verificar que la válvula de flotador cierre perfectamente, caso contrario notificar de inmediato a la EMAAL.
- B-6 Chequear que los flotadores que hacen el apagado automático de las bombas funcionen debidamente; tomar en cuenta que a veces estos interruptores pueden fallar.
- B-7 Notificar al Departamento Técnico de EMAAL en caso de existir problemas en los transformadores, arrancadores o en el caso de detectarse ruidos fuera de lo normal.
- B-8 Comprobar periódicamente el funcionamiento de la tubería de impulsión, que las válvulas de la estación de bombeo y de la red de distribución cierren bien.
- B-9 Inspeccionar que las tapas sanitarias tengan las debidas seguridades, deben estar pintadas con pintura anticorrosiva.
- B-10 Inspeccionar y dar parte al Departamento Técnico de EMAAL sobre las instalaciones clandestinas.

B. MANTENIMIENTO**ACTIVIDAD
N°**

- B-11 Comprobar el Cloro residual en el tanque de succión, en el tanque de reserva y en la red de distribución.
- B-12 Preservar las áreas verdes y mantener limpio todas las instalaciones y el local.
- B-13 Solicitar oportunamente materiales para el mantenimiento, tales como: Grasa, escobas, baldes, Hipoclorito de calcio, pintura, brochas, focos, wye, herramientas, formatos diarios, etc, deberán dirigirse al Departamento Técnico (Todo el material usado deberá guardarse para fines de control).
- B-14 Elaborar y entregar diariamente a las 08h00 en la Planta de Tratamiento los partes diarios de operación y mantenimiento.
- B-15 Notificar a cualquier hora del día situaciones de emergencia al Departamento Técnico, y en caso de producirse emergencias en días feriados o en la noche, notificar al personal de turno de la planta de tratamiento de la ciudad.
- B-16 Está terminantemente prohibido la crianza de animales de todo tipo en la estación de bombeo y en sus alrededores.
- B-17 Está prohibido guardar objetos extraños en las instalaciones del sistema de bombeo.
- B-18 Está prohibido confiar las actividades de operación y mantenimiento a familiares o personas extrañas.

B. MANTENIMIENTO**ACTIVIDAD
N°**

- B-19 Cualquier daño que se produzca en las instalaciones del sistema a cargo del operador, será de su responsabilidad.

8.17 ESPECIFICACIONES TECNICAS

Las especificaciones técnicas que han de tenerse en cuenta en el presente proyecto, han sido tomadas de las normas propuestas por el IEOS.

1. EXCAVACION DE ZANJAS**1.1 Definición**

Se entiende por excavación de zanjas, la acción consistente en remover y quitar la tierra y otros materiales que conforman el suelo e ir conformando la zanja en mención.

1.2 Especificaciones**1.2.1 Excavación en tierra**

1. La excavación de zanjas para tubería será -
efectuado de acuerdo con los trazados indicados en los planos y memorias técnicas, excepto cuando se encuentren inconvenientes imprevistos, en cuyo caso aquellos pueden ser modificados de conformidad con el criterio técnico del Ingeniero Supervisor.

2. El fondo de la zanja será lo suficientemente ancho para permitir libremente el trabajo de los obreros colocadores de tubería y posteriormente la ejecución de un buen relleno. En ningún caso, el ancho del fondo de la zanja será inferior al diámetro exterior del tubo más 0,50 m. sin entibados; y, con entibamiento se considerará un ancho del fondo de la zanja no mayor que el diámetro exterior del tubo más 0,80 m.

3. La profundidad s de las excavaciones serán las que se indican a continuación:

TIPO DE CALLE	PROFUNDIDAD (m)
Vehicular	1,50
Peatonal	1,20

NOTA: Se entiende por diámetro nominal al diámetro interior de la tubería que será instalada en la zanja.

La profundidad de la zanja será medida hacia abajo, a contar desde el nivel del terreno hasta el fondo de la excavación.

El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales que la definen.

4. En ningún caso se excavará con maquinaria para evitar que el fondo de la zanja sea removido. La última capa del fondo será removida con pico y pala en una profundidad de aproximadamente 0,20 m. y finalmente se dará al fondo la forma y diseño que las especificaciones exigen.

5. Las excavaciones deberán ser afinadas de tal forma que cualquier punto de las paredes no disten en ningún caso más de 5 cm. de la sección del proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser acabado cuidadosamente a fin de que la tubería quede a la profundidad señalada y con la pendiente respectiva. Los últimos 10 cm. del fondo de la zanja, se excavarán en forma imminente a la colocación de la tubería para evitar que el tiempo transcurrido entre excavación y puesta de tubería haya deformado dicho fondo.

6. Cuando la excavación de zanjas se realice en material común para alojar tubería de hormigón que no tenga la consistencia adecuada, a juicio del ingeniero supervisor de la obra; la parte central de la zanja se excavará en forma redondeada de manera que la tubería apoye sobre el terreno en todo el desarrollo de su cuadrante inferior y en toda su longitud. Para este mismo efecto, antes de bajar la tubería a la zanja o durante su instalación, deberá excavar en los lugares en que quedarán las juntas, cavidades o conchas que alojen las campanas o cajas que formarán las uniones. Esta conformación deberá efectuarse inmediatamente antes de tender la tubería.

7. Se deberá procurar que desde el momento en que se inicie la excavación hasta que se termine el relleno, incluyendo el tiempo necesario para la colocación y prueba de la tubería, no transcurra un lapso mayor a 7 días calendario.

8. Cuando a juicio del Ingeniero Supervisor de la obra, el terreno que constituya el fondo de las zanjas sea poco resistente o inestable, podrá ordenar que se profundice la excavación hasta encontrar terreno adecuado; dicho material se removerá y se reemplazará -



con relleno compactado de tierra o con replantillo de grava, ~~pedra~~ triturada o cualquier otro material que el Ingeniero Supervisor de la obra considere conveniente.

9. Si los materiales de fundación natural son alterados o aflojados durante el proceso de excavación más de lo indicado en los planos, dicho material será removido, reemplazado y compactado, usando un material conveniente aprobado por el Ingeniero Supervisor. El material excavado en exceso será desalojado del lugar de la obra.

10. Cuando los bordes superiores de las excavaciones de las zanjas estén ubicados en pavimentos, los cortes deberán ser lo más rectos y regulares que sea posible.

11. Cuando el suelo lo permita y si el caso lo requiere será preciso dejar aproximadamente cada 20 m. techos de 2 m. de largo en los cuales en vez de abrir zanjas se construirán túneles, sobre los cuales se facilitará el paso de peatones. Posteriormente esos túneles serán derrocados para proceder a una adecuada compactación en el relleno de ese sector.

1.2.2 Excavación en conglomerado y roca

1. Se entenderá por conglomerado y roca los materiales que se encuentran dentro de la excavación que no pueden ser aflojados por los métodos ordinarios en uso, tales como pico y pala o máquinas excavadoras, sino que para removerlo se haga indispensable el uso de explosivos, martillos mecánicos, cuña y mandarina u otros análogos. Si la roca se encuentra en pedazos, sólo se considerará como tal aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor de dos -

cientos decímetros cúbicos.

2. Cuando haya que extraer de las zanjas fragmentos de roca o mamposterías, que en sitio formen parte de macisos que no tengan - que ser extraídos totalmente para erigir las estructuras, los pedazos que se excaven dentro de los límites presumidos, serán considerados como rocas, aunque su volumen sea menos de doscientos decímetros cúbicos.

3. Cuando el fondo de la zanja sea de conglomerado o roca - se excavará hasta 0,15 m, por debajo del asiento del tubo y se llenará luego con arena y grava fina. En el caso de que la excavación pasara más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción será rellenado con un material adecuado y - aprobado por el Ingeniero Supervisor. Este relleno se hará a expensas del constructor si la sobreexcavación se debió a su negligencia u otra causa, a él imputable.

4. Cuando la excavación de zanjas se realice en roca fina se permitirá el uso de explosivos, siempre que no alteren el terreno - adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del - Ingeniero Supervisor de la obra.

1.2.3 Presencia de Agua

1. La realización de excavación de zanjas con - presencia de agua puede ocasionarse por la aparición de aguas provenientes del subsuelo, de aguas lluvias, de inundaciones, de operaciones de construcción, aguas servidas y otros.

Como el agua dificulta el trabajo, disminuye la seguridad de los trabajadores y de la obra misma, es necesario tomar las debidas precauciones y protecciones.

2. Los métodos y formas de eliminar el agua de las excavaciones pueden ser: Tablaestacados, ataguías, bombeo, drenaje, cunetas y otros.

3. En los lugares sujetos a inundaciones de aguas lluvias se debe prohibir efectuar excavaciones en tiempo lluvioso. Todas las excavaciones no deberán tener agua antes de colocar las tuberías. Las zanjas se mantendrán secas hasta que las tuberías hayan sido completamente acopladas, y en ese estado se conservarán por lo menos seis horas después.

1.2.4 Condiciones de seguridad y disposiciones de trabajo

1. Cuando las condiciones del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, a juicio del Ingeniero Supervisor, éste ordenará al constructor la colocación de entibados y puntales que juzgue necesario para la seguridad de los trabajadores de la obra y de estructuras o propiedades adyacentes. El Ingeniero Supervisor debe exigir que estos trabajos sean realizados con las debidas seguridades y en la cantidad y calidad necesarias.

2. El Ingeniero Supervisor está facultado para suspender total o parcialmente las obras cuando considere que el estado de las excavaciones no garanticen la seguridad necesaria para las obras y/o

personas, hasta que se efectúen los trabajos de entibamiento o apuntalamiento necesarios.

3. En cada tramo de obra se abrirán no más de 200 m de zanja con anterioridad a la colocación de la tubería, y no se dejará más de 200 m de zanja sin relleno luego de haber colocado los tubos, siempre y cuando las condiciones de terreno y climáticas sean las de seadas.

En otras circunstancias, será el Ingeniero Supervisor quien indique las mejores disposiciones para el trabajo.

La zanja se mantendrá sin agua durante todo el tiempo que dure la colocación de los tubos. Cuando sea necesario, deberán colocarse puentes temporales sobre las excavaciones aún no rellenas, en las intersecciones de las calles, en accesos o garajes, cuando hayan lotes de relleno afectados por la excavación, todos esos puentes serán mantenidos en servicio hasta que los requisitos de las especificaciones que rijan el trabajo anterior al relleno hayan sido cumplidos. Los puentes temporales estarán sujetos a la aprobación del Ingeniero Supervisor.

1.2.5 Manipuleo y desalojo del material excavado

1. Los materiales excavados que van a ser utilizados en el relleno de calles y caminos, se colocarán lateralmente a lo largo de la zanja, este material se mantendrá ubicado en tal forma que no cause inconvenientes al tránsito del público.

Se preferirá colocar el material excavado a un solo lado de

la zanja. Se dejará libre acceso a todos los servicios que requieren facilidades para su operación y control.

La capa vegetal removida en forma separada será acumulada y desalojada del lugar.

2. Durante la construcción y hasta que se haga la repavimentación definitiva o hasta la recepción del trabajo se mantendrá la superficie de la calle o camino, libre de polvo, lodo, desechos o escombros que constituyen una amenaza o peligro para el público.

El polvo será controlado en forma continua ya sea esparciendo agua o mediante el empleo de algún método que apruebe la Supervisión.

3. Los materiales excavados que no vayan a ser utilizados como relleno, serán desalojados fuera del área de los trabajos.

Todo el material sacado de las excavaciones que no vaya a ser utilizado y que ocupa una área dentro de la vía, será trasladado fuera y utilizado preferentemente como relleno en cualquier otra parte.

2. BASES Y ANCLAJES DE HORMIGÓN PARA TUBERIAS Y ACCESÓRIOS

2.1 Definición

Se entenderá por bases y anclajes de hormigón para tuberías y accesorios unas estructuras especiales, tipo cimentación que servirán en primer término como apoyos intermedios en tramos largos de tubería o en instalaciones de equipos donde existan diversos accesorios que por su peso no puedan quedar suspendidos de dos tramos de

tubería y necesiten un apoyo rígido que los sustente; en segundo término servirán para anclar tuberías y accesorios en cambios de dirección de líneas de conducción, los mismos que podrán estar sujetos a velocidades altas del líquido o grandes presiones hidrostáticas, éstos producirán fuerzas capaces de destruir a tuberías y accesorios por lo tanto necesitarán de estos apoyos que generalmente por su peso y su rigidez le ayudarán a absorber estos esfuerzos.

2.2 Especificaciones

1. Las bases y anclajes de hormigón simple o armado, según sea el caso se construirán como se indique en los planos del proyecto.

2. En líneas de aducción y de bombeo, todo cambio de dirección que sufra la tubería deberá tener un anclaje adecuado que pueda absorber todos los esfuerzos que allí se produzcan por la presión hidrostática y golpes de ariete cuando estos se den. Estos anclajes tendrán: forma, dimensiones y calidad que señale el Ingeniero Supervisor.

3. En redes de distribución, una vez instalada la tubería con el alineamiento y la pendiente del proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor, deberá ser anclada en forma definitiva con anclajes de hormigón simple, de la forma, dimensiones y calidad que se indican en los planos respectivos. Los anclajes se construirán en los codos, tes, tapones, cruces, yes y cambios de dirección o de pendiente, para evitar en forma efectiva movimientos de la tubería producidos por la presión hidrotática normal en su interior o por los golpes de ariete cuando los hubiere.

3. OBRAS DE ARTE

3.1 Definición

Las obras de arte constituyen las estructuras menores como: pasos de ríos y quebradas, cajones para válvulas, alcantarillas, cajones rompe presión, utilizados en los diversos trabajos de construcción de sistemas de agua potable.

3.2 Especificaciones

3.2.1 Pasos de ríos y quebradas

1. Se entenderá por pasos de ríos y quebradas, - las estructuras de defensa para las tuberías que atraviesan el cauce de un río o quebrada. Se las construye para evitar que los materiales de arrastre, especialmente en crecientes, destruyan o deterioren la tubería. Fundamentalmente consisten en dos muros de hormigón ciclópeo que se localizan paralelamente a la conducción, a uno y otro lado de la misma, excepto que exista un diseño especial.

2. Se localizarán en donde indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor.

3. Las bases para el asiento de la tubería alcanzarán la altura propuesta en los planos y se localizarán en el fondo del cauce entre los muros de defensa previamente a la instalación de la tubería. Posteriormente se rellenará la zanja constituida por los citados muros con material granular según el diseño propuesto.

4. Los rellenos se localizarán en las partes que indique el proyecto y/o el Ingeniero Supervisor.

3.2.2 Cajones para Válvulas

1. Se entenderá por cajón de válvulas aquellas - estructuras destinadas a alojar y defender a estos dispositivos, de posibles agentes externos, sean mecánicos o ambientales que puedan - causar su destrucción.

2. Las excavaciones se sujetarán tanto en cotas como en dimensiones a lo que indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor.

3. Los rellenos, se ejecutarán hasta alcanzar los niveles indicados en los planos.

4. INSTALACION DE TUBERIAS DE AGUA POTABLE

4.1 Definición

Se entenderá por instalación de tuberías de agua potable al conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para - colocar en los lugares que señale el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de la obra, las tuberías que se requieren en la construcción del sistema; ya se trate de tuberías de asbesto-cemento, hierro negro o galvanizado, PVC. o acero.

4.2 Especificaciones

1. La instalación de tuberías de agua potable, comprende las siguientes actividades: La cargada en camiones o plataformas de ferrocarriles en el puerto de desembarque o en el lugar de su fabricación, la descarga de estos y nuevamente la cargada en los camiones que deberán transportarla hasta el lugar de su almacenamiento provisional, las maniobras y acarreo locales que deba hacer el constructor para distribuir las a lo largo de las zanjas, su instalación propiamente dicha; ya sea que se conecte con otros tramos de tubería ya instalados o con piezas especiales o accesorios y, finalmente la prueba de las tuberías ya instaladas para su aceptación o corrección.

2. Previamente a su instalación, la tubería deberá estar limpia de tierra, exenta de pintura, aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en su interior o en las caras exteriores de los tubos que se insertarán en las uniones correspondientes.

3. No se procederá al tendido de ningún tramo de tubería, en tanto no se encuentren disponibles para ser instalados los accesorios que limiten el tramo correspondiente. Dichos accesorios, válvulas y piezas especiales se instalarán de acuerdo con las especificaciones correspondientes.

4. En la colocación preparatoria para la unión de tuberías - se observarán las normas siguientes:

- a) Una vez bajadas las zanjas deberán ser alineadas y colocadas de acuerdo con los datos del proyecto, procediéndose a continuación a instalar las uniones correspondientes.

- b) Se tenderá la tubería de manera que se apoye en toda su longitud en el fondo de la excavación previamente preparada o sobre el replantillo construido en los términos de las especificaciones pertinentes.
- c) Los dispositivos mecánicos o de cualquier otra índole utilizados para mover las tuberías, deberán estar recubiertos de caucho, cuero, yute o lona, a fin de evitar daños en la superficie de las tuberías.
- d) La tubería deberá ser manejada de tal manera que no se vea sometida a esfuerzos de flexión.
- e) Al proceder a la instalación de tuberías, se deberá tener especial cuidado de que no se penetre en su interior agua o alguna otra sustancia que las ensucie en las partes interiores de los tubos y uniones.
- f) Cuando en un tramo de tubería de conducción, o entre dos válvulas o accesorios que delimiten un tramo de tubería en redes de distribución, se presentaren curvas convexas (hacia arriba), en tal tramo se deberá instalar una válvula de aire debidamente protegida con una campana para operación de válvulas u otro dispositivo similar que garantice su correcto funcionamiento.

5. Una vez terminada la unión de la tubería y previo a su prueba por medio de presión hidrostática, será anclada provisionalmente mediante un relleno apisonado de tierra en la zona central de cada tubo, dejándose al descubierto las uniones a fin de que pue-

dan hacerse las observaciones necesarias en el momento de la prueba.

6. Terminado el unido de la tubería y anclada ésta provisoriamente en los términos de la especificación anterior, se procederá a probarla con presión hidrostática de acuerdo a la clase de tubería que se trate. La tubería se llenará lentamente con agua y se purgará el aire entrampado en ella mediante válvulas de aire ubicadas en la parte más alta.

Una vez purgado todo el aire contenido en la tubería, se procederá a cerrar las válvulas de aire y se aplicará la presión a prueba mediante una bomba adecuada para pruebas de este tipo que se conectarán a la tubería.

Alcanzada la presión de prueba, se mantendrá continuamente durante dos horas cuando menos; luego se revisará cada tubo, uniones, válvulas y demás accesorios, a fin de localizar las posibles fugas y en caso de que éstas existan, se deberá medir el volumen total que se fugue en cada tramo, el cual no deberá exceder de las fugas tolerables señaladas a continuación:

MAXIMOS ESCAPES PERMITIDOS EN CADA TRAMO PROBADO A PRESION
HIDROSTATICA

PRESION DE PRUEBA EN ATM. (Kg/cm ²)	ESCAPE EN LITROS POR CADA 2,5 cm. DE DIAMETRO, POR 24 HORAS Y POR UNION
15	0,80 litros
12,5	0,70 litros
10	0,60 litros
7	0,49 litros
3,5	0,35 litros

NOTA: Sobre la base de una presión de prueba de 10 Atm. los valores de escapes permitidos que se dan en la tabla, son aproximadamente iguales a 150 litros en 24 horas, por Kilómetro de tubería, por cada 2,5 cm de diámetro en tubos de 4 m. de longitud. - Para determinar la pérdida total en una línea de tubería dada, multiplíquese el número de uniones por el diámetro expresado en múltiplos de 2,5 cm (1 pulgada) y luego por el valor que aparece frente a la presión de prueba correspondiente.

Durante el tiempo que dure la prueba deberá mantenerse la presión manométrica de prueba prescrita. En caso de que haya fuga, se ajustarán nuevamente las uniones y conexiones para reducir al mínimo las fugas.

La prueba de tubería deberá efectuarse primero entre nudo y nudo y luego por circuitos completos. No se deberá probar en tramos menores a los tramos existentes entre nudo y nudo, en redes de distribución.

Las pruebas de la tubería deberán efectuarse con las válvulas abiertas en los circuitos abiertos o tramo a probar, usando tapones para cerrar los extremos de la tubería, las que deberán anclarse en forma efectiva provisionalmente.

Posteriormente deberá efectuarse la misma prueba con las válvulas cerradas para comprobar su correcta instalación.

4.3 Instalaciones de tuberías de asbesto-cemento

1. El tipo de uniones para acoplar la tubería de asbesto-

cemento deberá ser de los llamados Etermatic o Triplex o de otro tipo previamente aprobado por el Ingeniero Supervisor de la obra y por el Departamento Técnico de la EMAAL.

2. La unión Etermatic o Triplex se compone de los siguientes elementos: un manguito de asbesto-cemento con tres ranuras interiores, dos anillos de caucho con pequeñas cavidades en toda su circunferencia, una banda central de caucho con sección en forma de T.

La banda central tiene por objeto asegurar la entrada del tubo hasta el centro de la unión y la separación entre los extremos de los dos tubos, la unión Triplex se suministra generalmente con la banda central ya colocada.

Los anillos de caucho con cavidades se colocan en las ranuras extremas de la unión, en el momento de instalarla, comprobando - que queden perfectamente asentadas en dichas ranuras. Estos anillos son los que aseguran la impermeabilidad, pues el agua a presión penetra en las cavidades y presiona el anillo contra las paredes del tubo y la unión.

3. Para instalar las uniones Triplex o Etermatic se procederá de la siguiente manera:

- a) En el sitio correspondiente a la unión se excavará en el fondo de la zanja una pequeña caja de 30 cm de longitud por 10 cm de profundidad.
- b) Antes del montaje de la unión se colocarán los anillos de caucho con cavidades en las ranuras correspondien -

tes en la unión con el lado de las cavidades hacia el interior de la unión, comprobando que queden completamente ajustados.

- c) Para que el tubo entre con facilidad en la unión, se podrá lubricar sus extremos y el anillo exterior de la unión con jabón o cebo. Bajo ningún concepto se usará grasa o aceites derivados de petróleo.
- d) Luego de realizadas las actividades anteriores, se enfrentarán el tubo y la unión alineándolos perfectamente, se colocará luego la unión a mano siempre que el diámetro del tubo sea menor o igual a 10 cm (4 pulgadas).

Si el diámetro del tubo está comprendido entre 10 y 30 cm. (4 y 12 pulgadas), el montaje de la unión se efectuará con la ayuda de una barra o palanca metálica, colocando previamente entre la unión y la palanca una pieza de madera para evitar posibles daños mientras se golpean los tubos.

4. Cuando sea procedente alinear las tuberías de asbestocemento con un pequeño grado de curvatura indicado en los planos, bajo el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor. La deflexión máxima permisible entre dos tubos consecutivos será la que se indica a continuación:

DIAMETRO		ANGULO DE DEFLEXION
<u>Pulgadas</u>	<u>mm</u>	<u>en grados</u>
2" a 4"	51 a 102	4°
6" a 8"	152 a 203	3°
10" a 24"	254 a 610	2°

CUADRO 8-4

4.4 Instalación de tuberías de PVC

1. Entiéndese por tuberías de P.V.C., todas aquellas tuberías fabricadas con un material que contiene como materia prima principal una sustancia orgánica de gran peso molecular. La tubería plástica de uso generalizado se fabrica de materiales termoplásticos.

Dada la poca resistencia de la tubería P.V.C. contra impactos, esfuerzos internos y aplastamientos, es necesario tomar precauciones en lo que al transporte y almacenamiento se refiere.

2. Dado el poco peso y gran manejabilidad de las tuberías plásticas, su instalación es un proceso rápido, a fin de lograr el acomplamiento correcto de los tubos para los diferentes tipos de uniones, se tomará en cuenta lo siguiente:

3. Uniones por sellado elastimométrico o similares: consisten en un acomplamiento de un manguito de plástico con ranuras internas para acomodar los anillos de caucho correspondientes. La tubería termina en extremos lisos provistos de una marca que indica la posición correcta del acople. Se coloca primero el anillo de caucho

dentro del manguito de plástico en su posición correcta, previa limpieza de las superficies de contacto. Se limpia luego la superficie externa del extremo del tubo, aplicando luego el lubricante de pasta de jabón o similar.

Se enchufa la tubería en el acople hasta más allá de la marca, luego se retira lentamente la tubería hasta que la marca coincide con el extremo del acople. Esta clase de uniones permite deflexiones de hasta 10° de desviación.

La longitud mínima de acoplamiento para tubos con material simple que debe utilizarse para unión con aro de sellado elástico es determinada y debe estar de acuerdo con la norma INEN 1.331.

El aro de sellado debe ser resistente a los ataques biológicos, tener la suficiente resistencia mecánica para soportar las fuerzas ocasionales y las cargas durante la instalación y servicio y estar libre de sustancias que puedan producir efectos perjudiciales en el material de tubos y accesorios.

El aro elastimométrico utilizado en la unión no debe ceder gustos u olores al agua potable.

Antes de efectuar el enchufe de un tubo debe limpiarse cuidadosamente las partes a unir. Deberá además limpiarse las rebabas, lijando si es necesario. El bisel de la espiga debe ser a 15° con el eje del tubo, y la longitud de entrada debe estar marcada claramente.

Hay que lubricar uniformemente la longitud de la espiga y

mover ésta de tal forma que apenas penetre en la boca de la unión. - Es indispensable asegurarse que las tuberías estén perfectamente alineadas en ambos planos; luego hay que empujar la espiga hasta la marca de la entrada. Para las tuberías de 150 mm. de diámetro o más, es preferible utilizar la acopladora mecánica.

En este proyecto no se utilizará tubería de plástico con uniones colocadas con solvente.

4. Las tuberías de plástico de pequeño diámetro pueden doblarse previo recalentamiento a lo largo de la cobertura, a fin de evitar aplastamiento durante el proceso de recalentamiento y doblado, se deberá llenar ésta con arena.

5. La instalación de la tubería de plástico dado su poco peso y fácil manejabilidad, es un proceso relativamente sencillo. El fondo de la zanja deberá estar completamente libre de material granular duro o piedra. Cuando el fondo de la zanja está compuesto de material conglomerado o roca, se deberá colocar previa la instalación de la tubería, si ésta es de diámetros menores de 2.5 cm, y en caso de que el diámetro sea mayor de 2,5 cm la capa de arena deberá tener un espesor de por lo menos 3 cm.

El relleno alrededor de la tubería deberá estar completamente libre de piedras, debiéndose emplear tierra blanda o material granular fino.

5. INSTALACION DE VALVULAS Y ACCESORIOS

5.1 Definición

Se entenderá por instalación de válvulas y accesorios para tuberías de agua potable, al conjunto de operaciones que deberá realizar el constructor para colocar según el proyecto, las válvulas y accesorios que forman parte de los diferentes elementos que constituyen la obra.

5.2 Especificaciones

1. Antes de su instalación, las uniones, válvulas y accesorios deberán ser limpiados de tierra, exceso de pintura, aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en su interior o en las uniones.

2. Simultáneamente al tendido de un tramo de tubería, se instalarán los nudos de dicho tramo, colocándose tapones ciegos provisionales en los extremos libres de esos nudos. Los nudos estarán formados por las cruces, codos, reducciones y demás piezas especiales que señale el proyecto.

3. Las válvulas deberán anclarse en hormigón, de acuerdo con su diámetro y presión en los casos que especifique el diseño.

4. Las cajas de válvulas se instalarán colocando las bases de ellas centradas sobre la válvula, descansando sobre mampostería de ladrillo y un relleno compactado o en la forma que específicamente señale el proyecto, debiendo su parte superior colocarse de tal



manera que el extremo superior, incluyendo el marco y la tapa, quede al nivel del pavimento o el que señale el proyecto. Todo el conjunto deberá quedar vertical.

A. Válvulas

Las válvulas se instalarán de acuerdo a la forma de la unión de que vengan provistas, y a los requerimientos del diseño. Las válvulas de compuerta podrán instalarse en cualquier posición, dependiendo de lo especificado en el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor. Sin embargo, si las condiciones de diseño y espacio lo permiten, es preferible instalarlas en posición horizontal.

Las válvulas se instalarán de acuerdo con las especificaciones especiales suministradas por el fabricante, en lo que a instalación se refiere.

B. Uniones

1. Se entenderá por instalación de uniones para tuberías el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para instalar a los tubos las uniones provistas con la tubería para acoplar éstas. Para la instalación de las uniones se deberá seguir exactamente lo estipulado en las especificaciones correspondientes a instalación de tuberías, en las que se trata de la instalación de tuberías de asbesto-cemento con sus uniones, instalación de tubería plástica con uniones por sellado elastimométrico o uniones de hierro galvanizado, roscadas o pegadas.

2. A más de las anteriores se debe considerar las uniones

con bridas, que consiste en dos piezas terminadas por bridas planas_ entre las cuales se comprime un empaque de amianto grafitado, por me_ dio de pernos que se ajustan con las tuercas respectivas.

3. Para su instalación se alineará las piezas a unir, de ma_ nera que los agujeros para los tornillos y el eje de las piezas coin_ cidan, dejando entre las bridas un pequeño espacio para instalar el empaque.

4. Colocado y centrado el empaque, se colocarán los anillos_ y las tuercas, apretándose gradualmente por pasos sucesivos, en for_ ma similar a las uniones Gibault, es decir operando con las tuercas_ diametralmente opuestas.

En las juntas con bridas, no es posible deflexión en los tu_ bos.

Se deberá controlar que los empaques sean precisamente para_ conducción de agua.

C. Tramos Cortos

Para la instalación de tramos cortos se procederá de mane_ ra igual que para la instalación de tuberías, de acuerdo a lo estipu_ lado en las especificaciones pertinentes.

Se deberá tener especial cuidado en el ajuste de las uniones_ y en los empaques de éstas, a fin de asegurar una correcta impermea_ bilidad.

Los tramos cortos se instalarán precisamente en los puntos y de la manera que se indica en el proyecto y/o de acuerdo a las órdenes del Ingeniero Supervisor.

Los tramos cortos que sirvan de pasamuros se instalarán adecuadamente antes de la construcción de los muros.

D. Tes, Codos, Yes, Tapones y Cruces

Para la instalación de estos elementos considerados genéricamente bajo el nombre de accesorios, se usan por lo general aquellos fabricados de hierro fundido o del material de que están fabricadas las tuberías.

Los accesorios para la instalación de redes de distribución - de agua potable y líneas de conducción, se instalarán de acuerdo a las uniones de la memoria técnica.

Se deberá profundizar y ampliar adecuadamente la zanja, para la instalación de los accesorios.

Se deberá apoyar independientemente de las tuberías, los accesorios al momento de su instalación, para lo cual se apoyará o anclarán estos de manera adecuada y de acuerdo a lo indicado en el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor.

E. Bocas de Campana, Cernideras y Reducciones

La instalación de estos elementos se hará precisamente - con los niveles y lineamientos señalados en el proyecto.

6. INSTALACION DE CONEXIONES DOMICILIARIAS.

6.1 Definición

Se entenderá por instalación de conexiones domiciliarias el conjunto de operaciones que deberá realizarse para conectar mediante tubería y piezas especiales o accesorios que señale el proyecto y/o que ordene el Ingeniero Supervisor, desde la tubería de la red de distribución de agua potable hasta el medidor.

6.2 Especificaciones

Las instalaciones domiciliarias serán realizadas por la EMAAL, la cual lo hará de acuerdo a sus propias especificaciones técnicas.

7. INSTALACION DE HIDRANTES

7.1 Definición

Por instalación de hidrantes se entenderá el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para instalar en los sitios y a las líneas y niveles señalados en el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor de la obra, el conjunto de conexiones, tuberías y piezas especiales que constituyan un hidrante, bien que este sea para uso público o para combatir incendios.

7.2 Especificaciones

1. La inserción de hidrantes públicos a la red de distribución se hará de acuerdo con lo señalado en las especificaciones

pertinentes.

2. De acuerdo con lo señalado en el proyecto y/o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor, el constructor instalará en las tuberías de la red de distribución de agua potable las conexiones y piezas especiales necesarias para posteriormente conectar los hidrantes tipo "tráfico"..

3. Luego de instalado el hidrante con todas sus piezas y conexiones señaladas por el proyecto y/o Ingeniero Supervisor, el constructor levantará anclajes, piletas, y/o más obras de mampostería y hormigón, de acuerdo con los planos aprobados.

8. RELLENO DE EXCAVACION DE ZANJAS.

8.1 Definición

Por relleno de excavaciones de zanjas se entenderá el conjunto de operaciones que deberá realizar el constructor para rellenar hasta el nivel original del terreno o hasta los niveles señalados por el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor; las excavaciones que se hayan realizado para alojar las tuberías de las redes de agua potable, así como las correspondientes a estructuras similares.

8.2 Especificaciones

1. No se deberá proceder a efectuar ningún relleno de excavación sin antes obtener la aprobación por escrito del Ingeniero Supervisor, caso contrario éste podría ordenar la total extracción -

del material utilizado en rellenos no aprobados por él, sin que el constructor tenga derecho a ninguna retribución por ello.

2. La primera parte del relleno se hará invariablemente empleando en ella tierra libre de piedras y deberá ser cuidadosamente colocada y compactada a los lados de los cimientos de estructuras y abajo y a ambos lados de las tuberías. En el caso de cimientos estructuras, este relleno tendrá un espesor mínimo de 60 cm. En el caso de relleno para trabajos de jardinería, éste se hará en su totalidad con tierra libre de piedras; y cuando se trate de tuberías, este primer relleno se continuará hasta un nivel de 30 cm. arriba del lomo superior del tubo; después se continuará empleando el producto de la propia excavación, colocándolo en capas de 20 cm de espesor como máximo, que serán humedecidas y apisonadas.

3. Cuando por la naturaleza del trabajo no se requiera un grado de compactación especial, se colocará el material en las excavaciones apisonándolo ligeramente hasta por capas sucesivas de 20 cm colmándolo y dejando sobre ella un montículo de 15 cm sobre el nivel natural del terreno.

4. Cuando el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero Supervisor así lo señalen, el relleno de excavaciones deberá ser efectuado en forma tal que cumpla con las especificaciones de la técnica "Proctor de compactación"

9. CAMARA HUMEDA O CARCAMO DE BOMBEO

9.1 Definición

Se entenderá por cámara húmeda o cárcamo de bombeo, aque

lla estructura destinada a almacenar un determinado volumen de agua con el fin de que las bombas puedan impulsarla hacia el tanque de almacenamiento.

9.2 Especificaciones

1. La localización de esta estructura se la hará siguiendo estrictamente lo indicado en los planos.

2. La construcción de la cámara húmeda se sujetará estrictamente a la forma y dimensiones que se indica en los planos del proyecto.

3. Las excavaciones y replantillos se sujetarán al diseño propuesto en los planos.

4. Los encofrados serán de madera y se sujetarán a la especificación respectiva. Antes de ponerlos en uso deberán ser aprobados por el Ingeniero Supervisor.

5. El hormigón deberá tener al cabo de los 28 días de fundido, la resistencia requerida.

6. Para garantizar la impermeabilidad de la cámara, los enlucidos se harán con impermeabilizante de reconocida calidad y en proporciones especificadas por los fabricantes.

7. La instalación de válvulas y accesorios se efectuará en los sitios indicados en los planos, ya que de su ubicación dependerá el correcto funcionamiento de la cámara y de las bombas.

10. TANQUES DE HORMIGÓN ARMADO PARA ALMACENAMIENTO

10.1 Definición

Se entenderá por tanques de hormigón armado para almacenamiento aquellas estructuras destinadas a almacenar un volumen de agua cuyos fines principales serán: compensar variaciones de consumo y tener reservas para combatir incendios u otras contingencias.

10.2 Especificaciones

1. La ubicación de estas estructuras se hará estrictamente de acuerdo con las indicaciones de los planos y/o del Ingeniero Supervisor, pues generalmente en función de esta ubicación está el hecho que la red tenga presiones adecuadas de servicio.
2. Los tanques de hormigón armado para almacenamiento serán por lo general para volúmenes de agua superiores a 15 metros cúbicos de capacidad.
3. La construcción de los tanques de hormigón armado para reserva su sujetarán estrictamente a las dimensiones y formas indicadas en los planos del proyecto, con la finalidad de obtener el volumen requerido.
4. Las excavaciones se realizarán de acuerdo a lo que indiquen los planos del proyecto y/o el Ingeniero Supervisor, en lo que a dimensiones y cotas se refiere y además se sujetará a las especificaciones correspondientes.

5. Los sistemas de drenajes a realizarse se harán de acuerdo a las indicaciones del plano del proyecto en lo que a cotas y dimensiones se refiere.

6. Los replantillos se sujetarán al diseño propuesto en los planos y cubrirá el área que éstos indiquen.

7. Los encofrados se harán con madera de buena calidad y antes de colocarlos en obra, recibirán el visto bueno del Ingeniero Su pervisor.

8. Los hormigones se diseñarán de acuerdo a las necesidades del proyecto. Una vez vaciados en los encofrados, éstos adquirirán las formas requeridas en los planos.

9. Para garantizar la impermeabilidad del tanque, los enlucidos se fabricarán con hidrófugos de reconocida calidad y en proporciones adecuadas para este fin.

10. La instalación de válvulas y accesorios se realizará en los sitios donde indiquen los planos del proyecto.

11. Las juntas de construcción o dilatación se ubicarán en los sitios que indiquen los planos del proyecto.

12. Las escaleras de acceso serán metálicas, de la calidad, tipo, dimensiones y ubicación, tal como lo señalen los planos.

13. Los rellenos se localizarán y tendrán las dimensiones que indiquen los planos del proyecto.

11. MATERIAL: TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO

11.1 Definición

Se entiende por tubos de presión de asbesto-cemento, los conductos de sección circular fabricados con una pasta de asbesto y cemento tipo Portland o Portland Puzolánico, exentos de materia orgánica.

11.2 Especificaciones

Los tubos estarán provistos de un sistema de unión especial (unión triplex), para poder formar cuando el caso lo requiera, una tubería continua capaz de resistir presiones de prueba a las que ha de ser sometida sin que se presenten fugas en sus uniones.

11.2.1 Clasificación

Las tuberías se clasificarán de acuerdo a las presiones hidrostáticas de prueba o de trabajo, o según las normas internacionales inicialmente especificadas, las mismas que indican la clase a la que pertenece la tubería y están dadas en Kg/cm^2 o en atmósferas.

11.2.2 Dimensiones y tolerancias

Las reales estarán especificadas en los catálogos de los fabricantes.

La longitud standard de la tubería será de 4 m con excepción

de la tubería de 50 mm que podrá ser de 2 m de longitud.

11.2.3 Uniones e impermeabilidad

Las uniones consistirán de un manguito de asbesto-cemento, de la misma composición del tubo, y de tres anillos de caucho. Estas uniones serán de las denominadas tipo "triplex", las mismas que deberán soportar las presiones que se especifican en la respectiva lista de materiales.

11.2.4 Adaptadores

Los adaptadores son uniones especiales que sirven para unir tubería de asbesto-cemento de diferente clase y de acuerdo a la lista de materiales a licitarse; servirán para unir tuberías de 7,5 atm. de presión de trabajo con tuberías de 10 atm. de presión de trabajo.

11.2.5 Acabado

Los extremos de los tubos en todas sus longitudes deberán ser trabajados a máquina o preparados de tal manera que permitan una junta hermética con la unión.

Los tubos no presentarán abolladuras, protuberancias o desgastes que hagan disminuir el diámetro interior en más de 5 mm.

La superficie exterior y los filos de los extremos trabajados a máquina, estarán libres de descascaramientos que se prolonguen más de 12 mm, o se extiendan alrededor del perímetro más de 12 mm. en

cualquier sitio. Los extremos lisos de los tubos deberán estar cortados según planos normales a los ejes de figura, con una tolerancia de 3 mm.

12. MATERIAL: TUBERIA DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C.) RIGIDO

12.1 Definición

Esta tubería está constituida por material termoplástico compuesto de cloruro de polivinilo, estabilizantes, colorantes, lubricantes y exento de plastificantes. Como relleno se permite únicamente la adición de carbonato de calcio precipitado en una proporción no mayor de 6 partes por cada 100.

12.2 Especificaciones

1. Los tubos deben ser entregados en longitudes normales de 3, 6, 9 y 12 m. La longitud del tubo podrá establecerse por acuerdo entre el fabricante y el comprador.

2. Las dimensiones: diámetro, espesor de pared y serie, están de acuerdo con la norma INEN 1.366. El diámetro y espesor de pared nominales deben cumplir con lo especificado en la Tabla I, de la norma INEN 1.373.

3. Los accesorios deben cumplir las normas INEN 1.331, 1.332 en lo que se refiere a dimensiones y, la norma INEN 1.373 en lo que corresponde a ensayos de laboratorio.

13. MATERIAL: VALVULAS DE COMPUERTA CON BRIDAS, CON O SIN VOLANTE.

13.1 Definición

Se entenderá por válvulas de compuerta el dispositivo de cierre para regular el paso del agua por las tuberías.

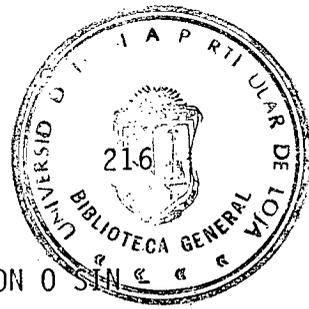
13.2 Especificaciones

1. Estas válvulas se usarán acopladas a tuberías y accesorios de hierro fundido con bridas.

2. Cuando los planos lo especifiquen, las válvulas irán provistas de un volante para operación en la parte superior del vástago. En lugar visible del volante se indicará en forma realzada y por medio de una flecha el movimiento que se dará para abrir la válvula - que siempre será en el sentido contrario al de las manecillas del reloj.

3. Cuando el caso lo requiera y así lo especifiquen los planos, las válvulas podrán ir provistas de un sistema de vástago y cuadro de operaciones de 50x50 mm, que será de igual tamaño en todos los diámetros y servirán para ser operada por medio de la llave de válvulas.

4. Las válvulas deberán estar protegidas contra la corrosión, mediante el mismo revestimiento que se señala para piezas especiales o accesorios de hierro fundido.



14. MATERIAL: VALVULAS DE COMPUERTA, EXTREMOS LISOS CON O SIN VOLANTE

14.1 Definición

Se entenderá por válvulas de compuerta el dispositivo de cierre para regular el paso del agua por las tuberías.

14.2 Especificaciones

1. Estas válvulas se usarán generalmente acopladas a tuberías de asbesto-cemento y accesorios de hierro fundido de extremos lisos, unidos por medio de uniones triplex de asbesto-cemento.

2. Cuando los planos lo especifiquen y se indique en las respectivas listas de materiales, las válvulas irán provistas de un sistema de vástago y cuadro de operación de 50 x 50 mm, que será de igual tamaño en todos los diámetros y servirá para ser operada por medio de la llave de válvulas. Llevarán vástagos de rosca interior no ascendente.

3. Cuando el caso lo requiera y así lo especifiquen los planos y las respectivas listas de materiales, las válvulas podrán ir provistas de un volante para su operación en la parte superior del vástago. En un lugar visible del volante se indicará en forma realizada y por medio de una flecha, el movimiento que se dará para abrir la válvula siempre será en sentido contrario al movimiento de las manecillas del reloj.

4. Las válvulas deberán estar protegidas contra la corrosión

sión mediante el mismo revestimiento que se señala para piezas especiales o accesorios de hierro fundido.

15. MATERIAL: VALVULA REDUCTORA DE PRESION

15.1 Definición

Se entenderá por válvula reductora de presión al dispositivo que sirve para medir la presión dinámica en la tubería de conducción a la parte baja de la red, dentro de los límites fijados en el proyecto.

15.2 Especificaciones

La válvula reductora de presión se usará acoplada a tuberías y accesorios de hierro fundido con bridas. En operación, la válvula funcionará reduciendo la presión existente en la entrada a través de un sistema interior de rozamiento (alta fricción) que provocará pérdidas de carga, descargando a la salida el mismo caudal entrante pero a presión inferior.

La operación de esta válvula será completamente automática.

El cuerpo, las bridas y la tapa serán de hierro gris, fundido con pernos de acero, el sistema de fricción será de bronce con guarniciones de acero inoxidable.

16. MATERIAL: UNIONES TIPO GIBAULT

16.1 Definición

Las uniones tipo gibault consisten en anillo central

o manguito de hierro fundido de ancho standard para cada diámetro, -
dos anillos de caucho, dos anillos exteriores de hierro fundido, -
pernos, tuercas para su ajuste.

16.2 Especificaciones

Las uniones tipo Gibault serán fabricadas con el mismo material utilizado para la fabricación de tramos cortos y accesorios de hierro fundido y además deberán cumplir con las mismas especificaciones para ellas indicadas en el numeral 17.

17. MATERIAL: TRAMOS CORTOS Y ACCESORIOS DE HIERRO FUNDIDO

17.1 Definición

1. Se entenderá por tramo corto, un tramo especial de tubería de hierro fundido, cuya longitud será variable, de acuerdo a las necesidades del proyecto, por lo cual serán fabricadas a pedido; y sus extremos podrán ser: lisos, bridados o mixtos (liso-liso, brida-brida, tubo-tubo, brida-liso, brida-tubo, liso-tubo), en el primer caso servirán para ser unidos a tuberías de asbesto-cemento por medio de uniones triplex; en el segundo caso servirán para poder unirse a cualquier tipo de accesorios o válvula bridada, y en el tercero para la conducción de los dos primeros.

2. Se entenderá por accesorios de hierro fundido a todas las piezas especiales como: codos, yes, tes, cruces, reducciones, tapones, etc, cuyos extremos podrán ser lisos o bridados; en el primer caso para poder recibir una unión tipo triplex, y en el segundo para ser unido a otros accesorios o válvulas bridadas.

17.2 Especificaciones

1. Los tramos cortos y los accesorios de cada tipo se rán de las dimensiones y pesos consignados para ellos en las listas respectivas de materiales. El cuerpo de los tramos cortos y accesorios y sus bridas, se rán fabricadas para resistir una presión de - trabajo igual a la especificada en el numeral 18, correspondiente a bridas.

2. Todos los tramos cortos y accesorios se debrán revestir_ interior y exteriormente por medio de una capa de alquitrán de hulla seguida de otra de esmalte y alquitrán de hulla, estas capas pueden ser aplicadas por medios manuales o mecánicos.

18. BRIDAS

18.1 Definición

Se entenderá por brida al reborde circular plano y an- cho dispuesto en el extremo de los tubos que sirven para acoplarse_ a otros tubos o a piezas especiales mediante pernos.

18.2 Especificaciones

1. Las bridas deberán ser del mismo material de los tramos cortos y accesorios para unirlos entre sí, por medio de empaques adecuados y pernos.

2. Se fabricarán de cara plana, con un número de perforaciones que sea múltiplo de dos; las perforaciones nunca se harán en - los ejes horizontales o verticales de las piezas correspondientes,-

sino que se colocarán de tal manera que sean simétricas, con respecto a los ejes.

19. EMPAQUES PARA BRIDAS

19.1 Definición

Se entenderá por empaques para bridas las arandelas de amianto grafitado de buena calidad que se utilizan para conseguir - que el acople entre bridas sea hermético.

19.2 Especificaciones

Los empaques para bridas de válvulas y accesorios de hierro fundido serán de amianto grafitado de buena calidad y de un espesor de 1/8".

20. MATERIAL: PERNOS PARA BRIDAS

20.1 Definición

Se entenderá por pernos para bridas los clavos gruesos de acero con resalto helicoidal y tuerca exagonal en un extremo, y en el otro cabeza exagonal.

20.2 Especificaciones

El material de los pernos deberá ser acero, la cabeza exagonal standard sin acabado y las tuercas también de acero con dimensiones "Exagonal Standard" sin acabado.

21. MATERIAL: HIDRANTES

21.1 Definición

Se entenderá por hidrante al dispositivo que sirva para acoplar mangueras de combatir incendios y también conexiones para motobombas.

21.2 Especificaciones

1. Serán del tipo tráfico de compresión de 100 mm de diámetro; la válvula debe abrir contra la presión y deberá permanecer cerrada aunque el hidrante se quiebre por un accidente de tráfico.
2. El cuerpo estará formado por dos secciones unidas por medio de bridas, la parte superior contendrá las dos salidas de 2 1/2" y una salida de 4 1/2"; la parte inferior irá unida al codo de entrada, asimismo por medio de bridas. El diámetro será igual en toda la longitud del hidrante. El codo de entrada del hidrante estará provisto del sistema de conexión para campana de 6".
3. Las dos salidas de 2 1/2" cumplirán con la "National Standard Specification", adoptados por la "National Board of Fire Underwriters". El diámetro exterior de la rosca será de 3 1/16" y el paso de la rosca de 7 1/2 filetes por pulgada. La salida de 4 1/2" será de un diámetro exterior de la rosca de 5 3/4" y con un paso de rosca de 4 filetes de pulgada.

Las conexiones de salida para mangueras estarán ligadas al -

hidrante por medio de un calafeteado con plomo. Las tapas para conexiones estarán provistas de empaques y aseguradas al cuerpo con cadenas.

4. El mecanismo de operación está formado por el vástago, cuyo material será de acero de la mejor calidad, con partes de bronce en los sitios en donde pasa a través de cajas de estopa. Estas cajas de estopa serán de bronce en su totalidad, todas las partes del hidrante serán intercambiables.

22. MATERIAL: VALVULA ALIVIADORA DE PRESION CON BRIDAS

22.1 Definición

Se entenderá por válvulas aliviadoras de presión al dispositivo que sirve para mantener constante la presión en una tubería de bombeo a los límites de cierre.

22.2 Especificaciones

La válvula aliviadora de presiones usará acoplada a tuberías y accesorios de hierro fundido con bridas, En operación, la válvula funcionará por medio de la presión existente en la tubería, a través de un sistema de control piloto, abriéndose rápidamente para mantener estable la presión en la tubería, pero cerrándose lentamente para prevenir el golpe de ariete. La presión será completamente automática.

El cuerpo, las bridas y la tapa serán de hierro gris fundido con pernos de acero, el sistema de control piloto será de bronce -

con guarniciones de acero inoxidable.

23. MATERIAL: DOSIFICACION DE CLORO

Se utilizará cloro gas en cilindros de 150 libras. La inyección de cloro gas se hará en el tanque de distribución mediante un difusor especial.

El dosificador será de alimentación directa con capacidad de inyección de hasta 15 libras de gas por día.

La entrada de las mangueras de cloro al tanque se la hará - por sobre el nivel del desborde del tanque a fin de evitar presio - nes inconvenientes cuando el cilindro está al vaciarse.

El clorador deberá ser del tipo ADVANCE 611 (o similar), de alimentación directa de gas, operando por la presión del gas del cilindro, controlando a mano y diseñando para montaje a la válvula - del cilindro de cloro.

Se proveerá dos cilindros de 150 libras para el abastecimiento normal.

La unidad también constará de una balanza apropiada para registrar el contenido de cloro gas.

24. VALVULA FLOTADORA CON BRIDAS

24.1 Definición

Se entiende por válvulas flotadoras las que sirven pa-

ra controlar predeterminados niveles de líquido. Generalmente se usan en los tanques de reserva y estaciones de bombeo.

24.2 Especificaciones

1. Esta válvula se usará acoplada a la tubería de hierro fundido con bridas a la entrada del tanque de reserva.

2. Tendrá cuerpo y bridas de hierro fundido, mecanismos de cierre de bronce o montados en bronce.

3. La presión máxima en la entrada de la válvula será de - 250 lib/pulg². Será del tipo de "Goble Pattern".

4. El tipo será el KECKLEY, N° 77, con bridas, o similar.

25. HORMIGON SIMPLE O ARMADO

25.1 Materiales

A. Cemento. Será Portland Tipo 1, conforme a las especificaciones C 150 de A.S.T.M. Se rechazarán los sacos que están parcialmente fraguados y aquellos que contengan terrones y cemento aglutinado.

B. Agregados. Todos los agregados cumplirán la especificación C 33 de la A.S.T.M. con excepción de lo aquí especificado.

b.1 Agregado fino. Estará formado de granos de arena no cu

biertos, fuertes, durables y limpios.

B.2 Agregado grueso. Todo el agregado grueso estará compuesto de piedra triturada, debe provenir de rocas resistentes, duras y libres de adherencias indeseables; además libre de textura pizarrosa o de planos de clivaje.

La grava debe provenir de piedras resistentes, durables e impermeables, trituradas y lavadas completamente para remover las impurezas. Es necesario que, por lo menos el 55% de la grava, lo constituyan fragmentos triturados.

C. Agua. El agua utilizada en el hormigón será clara y libre de aceite, ácidos, azúcar, sal, sustancias orgánicas y otras impurezas.

D. Aditivos. Cuando se empleen aditivos, no se debe considerar que reemplazarán una porción del contenido mínimo de cemento. Serán añadidos de la manera recomendada por el fabricante.

D.1 Impermeabilizante de hormigón. Todo concreto destinado a estructuras que estarán en contacto permanente con el agua, se lo mezclará con Plastrocrete DM de Sika (o similar aprobado). La dosificación será del 0.5% del peso del cemento en la mezcla.

E. Diafragmas impermeables. Serán del tipo cita sika PVC.

25.2 Dosificación del hormigón y consistencia

Todas las mezclas de hormigón serán dosificadas por peso. La cantidad máxima de agua especificada para las varias mezclas incluirá el agua libre en los agregados y la utilizada en la solución de los aditivos en caso de ser utilizados.

A. Dosificación de la mezcla. Las proporciones del agregado del agua y cemento serán tales que produzcan una mezcla que opere fácilmente en las esquinas y ángulos del encofrado y alrededor del refuerzo. Estas proporciones serán verificadas para obtener la consistencia especificada y para producir una mezcla plástica, suave, densa, homogénea y libre de segregación.

Todo hormigón destinado a la estructura que estará en contacto permanente con el agua, será mezclado con impermeabilizante tipo Plastocrete DM de Sika.

Como guía para dosificar y verificar mezclas de hormigón se utilizarán las normas del ACI que detallan en "Práctica recomendable en elegir dosificadores para hormigón".

B. Consistencia. El hormigón será de consistencia uniforme. Su límite de asentamiento deberá ser el más bajo posible, siempre que sea suficiente para permitir una manipulación práctica. Los límites de asentamiento permisible serán los siguientes:

HORMIGON	ASENTAMIENTO EN PULGADAS
Hormigón vibrado Construcción general	1 - 3
Muros armados delgados	2 - 4
Hormigón no vibrado	2 - 4

CUADRO 8-5

Los cilindros de hormigón para pruebas serán rotos, uno a los siete días de fundido, y los restantes a los 28 días.

B.1 Resistencia de los cilindros. Cada cilindro deberá alcanzar una resistencia mínima a los 28 días de 210 Kg/m² en compresión.

B.2 Mezcladoras. El mezclado del hormigón se lo hará en mezcladoras de carga, de acuerdo con los requisitos de la del ACI "Práctica recomendada para medición mezclada y vaciado de hormigón" (ACI-614). El volumen del material mezclado no excederá la capacidad asignada por el fabricante para la mezcladora; las paredes internas de la mezcladora estarán libres de hormigón o material enducido. La mezcladora será capaz de mezclar los agregados, cemento y agua completamente en una masa uniforme dentro del tiempo de mezclado especificado, y de asignar la mezcla sin producir segregación de material.

C. Mezclado de hormigón. Se mezclará el hormigón hasta que exista una distribución uniforme de materiales, y será descargada completamente antes que la mezcladora sea recargada. Se proveerá controles para asegurar que la carga no sea vaciada hasta que haya transcurrido el tiempo requerido -



de mezclado recomendado por el fabricante, y la velocidad de mezclado cuando los materiales están en el tambor, el tiempo de mezclado será de 1 1/2 minutos. Para cargas mayores de 1 m³ el tiempo de mezclado será de 25 segundos por cada medio metro cúbico o fracción.

25.3 Vaciado y consolidación

A. Vaciado de hormigón. El hormigón no se vaciará hasta que todos los conductos, accesorios, tubos y manguitos necesarios para el trabajo sean instalados.

Se sacará toda el agua del lugar de vaciado, se eliminará toda mohosidad y materiales objetables para conseguir un buen hormigón.

El hormigón será vaciado con asentamientos de cono no mayores de los aquí especificados y lo más próximo como sea posible a su posición final (de 60 a 90 cm), para evitar la segregación del material debido al manipuleo. No se recomienda vaciar el hormigón desde una altura mayor a 1,20 m. ni el amontonamiento del mismo; tampoco es recomendable el acarreo del hormigón a lo largo del encofrado. El hormigón será plástico en todo momento y debe fluir fácilmente entre los espacios de las varillas. No se depositará en obra ningún hormigón que haya fraguado parcialmente o haya sido contaminado por materiales extraños, no se aceptará hormigón mezclado.

Una vez empezada la fundición, se proseguirá continuamente hasta la terminación del tramo o sección de la estructura, generalmente la parte superior estará a nivel, y cuando se necesiten jun-

tas de construcción, éstas serán colocadas con anterioridad.

El hormigón se colocará en capas horizontales de 40 cm de espesor, esto cuando se utilice vibrador. No se permitirá la formación de juntas entre capas adyacentes debido a la falta de continuidad en la colocación.

Antes de colocar el hormigón en juntas de hormigón ya fraguado, la superficie será limpiada, humedecida y luego cubierta completamente con 3 cm de mortero de cemento que tenga las mismas proporciones entre cemento y arena que las utilizadas en el hormigón. El hormigón fresco será vaciado antes que el mortero haya alcanzado su fraguado inicial. Cualquier mortero o lechada de cemento que haya obtenido su fraguado inicial será removido y reemplazado, antes del vaciado del nuevo hormigón.

En vigas, paredes y columnas que van con losa superior, el vaciado se hará lo suficientemente antes que en los miembros horizontales a fin de permitir el asentamiento inicial del hormigón en los miembros verticales. El tiempo entre estos vaciados dependerá de la temperatura y de las características de fraguado del hormigón, pero será tal que permita al vibrador volver a hacer plástico la parte superior del hormigón en los miembros verticales.

B. Consolidación. Todo el hormigón será minuciosamente consolidado por vibración u otros medios adecuados y será colocado completamente alrededor del refuerzo y dispositivos empotrados, y en las esquinas del encofrado. Se utilizarán vibradores internos para consolidar el hormigón en todas las estructuras, excepto en las unidades menores, tales como pozos de

entrada y estructuras que requieren pequeñas cantidades de hormigón.

El vibrador será introducido verticalmente a intervalos de 35 y 75 cm y deberá ser retirado lentamente. Los períodos de vibración serán de 5 a 15 segundos inmediatamente después que el hormigón se haya vaciado. No se permitirá una vibración excesiva ni tampoco el uso de vibradores que hagan mover al hormigón horizontalmente dentro de los encofrados.

El apisonado, varillado o paleteado será efectuado a lo largo de todas las caras para mantener el agregado grueso alejado del encofrado y obtener superficies lisas.

25.4 Encofrados

Los encofrados se realizarán de acuerdo con las normas líneas y dimensiones de los miembros que se indican en los planos, serán resistentes y suficientemente ajustados para prevenir el escape del hormigón.

Deberán ser apuntalados adecuadamente o afianzados en conjunto para mantener posición y forma. No se permitirá pandeo, alabeo, ni desplazamiento de los encofrados. Los amarres se harán de tal forma que no dejen ningún metal en el hormigón en una distancia menor de 4 cm desde la superficie expuesta. Se proveerá en un medio adecuado para permitir que los encofrados sean completamente limpiados inmediatamente antes de vaciar el hormigón.

Los encofrados para caras expuestas tendrán superficies uni-

formas impermeables y estarán libres de defectos que causen imperfecciones. Antes de colocar el hierro serán completamente limpiadas y cubiertas con aceite que no manche u otro material aprobado. Los encofrados serán contruidos de madera laminada, cartón prensado, madera machiembrada dimensionada y cepillada o, metal en el cual todos los pernos y taladros de remache estén empotrados para obtener una superficie plana y lisa.

En las estructuras hidráulicas no se usarán materiales que produzcan sabor, olor o efectos tóxicos al agua.

Los encofrados serán diseñados para soportar cargas verticales y laterales del hormigón fresco, así como cualquier carga de construcción a las que se encuentren sometidos.

25.5 Retiros de encofrados

Los encofrados serán retirados de una manera tal que aseguren la estabilidad completa de la estructura. Los encofrados de cargas verticales que no soportan cargas, pueden ser cuidadosamente retirados 24 horas después de vaciar el hormigón. Los encofrados horizontales serán mantenidos por un mínimo de 14 días o hasta que el hormigón haya alcanzado una resistencia a la compresión del 80% de la resistencia total o a los 28 días, pero en ningún caso menor de 7 días.

Ningún encofrado o apuntalamiento será retirado hasta que los miembros sean lo suficientemente fuertes para soportar su peso y las cargas de construcción anticipadas.

Todas las reparaciones se harán dentro de 21 horas después - que se haya retirado el encofrado.

25.6 Juntas de construcción

Las juntas de construcción serán colocadas conforme se indica en los planos. Todos los diafragmas impermeables serán fundidos sin interrupción de acuerdo con las recomendaciones del fabricante para asegurar continuidad y juntas impermeables. Todos los empalmes serán aprobados físicamente y se tomarán las provisiones - adecuadas para soportar y proteger los diafragmas impermeables durante el proceso de la construcción, contracortes y desgarraduras, dobladuras, etc. El hormigón deberá colocarse alrededor de las membranas impermeables cubriéndolas totalmente de manera que se obtenga una máxima densidad e impermeabilidad. Durante el vaciado se deberá verificar que las membranas impermeables no se hayan doblado por causa de las operaciones de fundición.

A menos que en los planos se indique lo contrario, todas las juntas estarán provistas de una dentada de aproximadamente 3 cm - de profundidad y un ancho igual a 1/3 del espesor de la sección más delgada. El refuerzo será cubierto de hormigón en una forma continua a lo largo de las juntas de construcción. Las membranas impermeables se colocarán en las juntas de construcción situadas bajo el máximo nivel de agua en las estructuras hidráulicas.

En caso que el hormigonado deba ser interrumpido por más de 45 minutos, se instalará una junta de construcción del tipo aprobado. El contratista de la obra mantendrá a disposición en todo momento una suficiente cantidad de material para diafragma con dicho propósito.

25.7 Acero de refuerzo

- A. La resistencia a la fluencia especificada del re fuerzo será 2.800 Kg/cm².
- B. Colocación. Al momento de vaciar el hormigón, el refuer zo estará libre de escamas sueltas, herrum- bre y otras impurezas que puedan destruir o reducir su adherencia - con el hormigón. El refuerzo será colocado exactamente de acuerdo con los planos y será asegurado adecuadamente en posición firme me- diante soportes de hormigón y espaciadores metálicos aprobados, o en casos especiales mediante soldaduras.
- C. El área de refuerzo ha sido calculada para varillas di- mensionadas en pulgadas. En caso que el contratista de- seare usar hierro dimensionado en mm podrá hacerlo con varilla cu- ya área sea equivalente a la calculada.
- D. El recubrimiento mínimo para la armadura en las estructu- ras que estén en contacto permanente con el agua será de 4 cm.

25.8 Acabado de superficies de hormigón

- A. Acabado de llana de madera. Luego que el hormigón haya sido colocado, - enrasado, compactado y nivelado, no será manipulado hasta que esté listo para el fratasado que se realizará cuando existe cierta dure- za en la superficie del hormigón y la capa de humedad o lustre haya desaparecido. Se dará a la superficie la cantidad mínima de manipu- leo para producir una superficie libre de marcas de la regla enrasa

dora y tenga una textura granular, lisa y uniforme. El fratasado - será realizado a mano mediante equipo mecánico. La máxima irregularidad medida con una regla enrasadora de 3 m de largo, no excederá de 6 mm.

B. Acabado de llana metálica. Será obtenido continuando el acabado de llana de madera, cuando haya endurecido suficientemente para prevenir que un exceso de material fino sea arrastrado a la superficie. Se realizará el fratasado a llana metálica con una presión firme para producir una superficie uniforme, densa y lisa.

25.9 Curado del hormigón

A. Todo hormigón será curado en forma apropiada de acuerdo a estas especificaciones, cuyas estipulaciones son las mínimas requeridas.

B. Para condiciones normales se mantendrá el hormigón a una temperatura por encima de los 10°C, en una condición húmeda continua por lo menos 7 días después del vaciado. Las superficies serán mantenidas en una condición húmeda utilizando dos capas de arpilleras saturadas, carpetas de algodón o encofrados humedecidos.

25.10 Pruebas de las estructuras hidráulicas de hormigón

Las estructuras de los depósitos de agua deberán ser sometidos a pruebas de filtración. La prueba se efectuará inmediatamente después que se haya terminado la construcción de la estruc-

tura. Si ésta no obtuvo resultados satisfactorios, se hará una nueva prueba después de la corrección de cualquier defecto presentado.

Con anterioridad a la realización de la primera prueba se colocará el relleno de la estructura solamente hasta una altura igual a la parte superior de la losa del fondo. El relleno de las pare - des de la estructura se efectuará una vez que se haya realizado sa - tisfactoriamente la primera prueba.

La cantidad total de pérdidas de filtración a través de la estructura no será mayor que la del valor Q en litros por minuto, - calculada por la expresión:

$$Q = \frac{A \cdot H}{400.000}$$

en donde:

A = Area del fondo y de las paredes mojadas en m²

H = Altura del agua en metros.

La duración del ensayo no será menor de 24 horas. En el ca - so de que las pérdidas por filtración fuesen mayores que el valor Q calculado, se determinará la causa de la pérdida, y se procederá a realizar las respectivas reparaciones.

8.18 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La instalación de un sistema de agua potable constituye el auténtico cimiento del urbanismo moderno.
- Un sistema de agua potable debe diseñarse con el fin de abastecer las necesidades presentes y futuras.
- El agua debe ser provista en cantidad, calidad y presión satisfactorias.
- Cuando no es posible abastecer de agua a una población por el sistema de gravedad como en el presente caso, se diseñan estaciones de bombeo que desplacen el caudal requerido a una presión tal que permita conducirla al tanque de almacenamiento.
- El sistema de agua potable adoptado para el presente proyecto, es a bombeo, alimentado desde la red de agua potable de la ciudad de Loja.
- Es preferible que la tubería de alimentación empiece de un punto donde garantice que el caudal de alimentación a la estación de bombeo sea por lo menos igual al caudal de bombeo, con proyección futurista, para evitar que los equipos de bombeo en algún momento queden desprovistos del líquido paralizando consecuentemente el funcionamiento de los mismos.
- La tubería de alimentación debe ser independiente del resto de tuberías, no debe realizarse conexiones domiciliarias en ella para asegurar que el caudal de alimentación sea constante.

te.

- Las estaciones de bombeo deben ser diseñadas en lo posible , de tal forma que su altura de succión sea positiva a fin de evitar el cebado de las bombas y con ello eliminar los riesgos de cavitación. Si esto no es posible, entonces deberá verificarse previamente la altura máxima de succión a la que debe hacerse la instalación, mediante las curvas características de las bombas proporcionadas por el fabricante.
- Un motor eléctrico que esté bien montado y conservado tiene una vida ilimitada, es por tanto muy importante que los motores de los equipos de bombeo estén sujetos a revisiones periódicas y mantenimiento adecuado para evitar averías y más daños que en muchas veces son causados por la negligencia del personal operador.
- Es necesario proveer al personal de mantenimiento, los prospectos y manuales de operación proporcionados por los fabricantes a fin de instruir de manera eficiente en el manejo de los equipos de bombeo.
- Se debe dar máxima protección a las bombas que deben estar disponibles para funcionamiento continuo durante una emergencia.
- La ubicación de válvulas conforme al diseño, permite el normal funcionamiento de la red de distribución.
- Para obtener el buen funcionamiento del sistema y su óptimo

servicio, es necesario contar con elemento humano calificado responsable, esto implica la aplicación de una política correcta en lo que a selección del personal y su capacitación se refiere.

BIBLIOGRAFIA

1. CLAUDIO MATAIX. Mecánica de Fluídos y Máquinas Hidráulicas, - México, 1982
2. J. M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA ALVAREZ, Manual de Hidráulica, México, 1975
3. STREETER y WYLIE, Mecánica de Fluídos, México, 1975
4. FREDERICK S., MERRIT. Manual del Ingeniero Civil, Volumen - III, México, 1985
5. GORDON MASKEW FAIR, JOHN CHARLES GEYER, DANIEL ALEXANDER OKUN Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales Volumen 1 y 2. México, 1987
6. TYLER G. HICKS, Bombas de Selección y Aplicación México - 1985
7. JOSE MANUEL SAEZ DE ECHEVERRIA, Bombas Hidráulicas Instalación y Reparación. Barcelona (España), 1966
8. MANUEL VIEJO ZUBIRACAY, Bombas, Teoría, Diseño y Aplicaciones. México, 1979
9. IEOS. Normas de Diseño para Sistemas de Agua Potable y Eliminación de Residuos Líquidos. Reproducción, Universidad Central, 1988
10. ZURITA, J. Obras Hidráulicas, Segunda edición, España, 1976