

Universidad Técnica Particular de Loja
BIBLIOTECA GENERAL



Revisado el 21-V-80

Valor \$ 200⁰⁰

Nó Clasificación 1980 A142-IC9

Donación



2V.

628
Abastecimiento de agua potable
Ehuquillaamba

628.1

628

628 X 415

628.1 CH

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TOMO I

**Estudio y Diseño de Abastecimiento
de Agua Potable, para la parroquia
de Chuquiribamba**

Simón T. Abendaño Herrera

TESIS
Ingeniero Civil

Loja -- Ecuador
1980



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



Tomo I

DEDICATORIA:

Para mi esposa Dora; y,
mis hijos:
Roberth Augusto
Branly Leonardo y
Claudio Alexander.

A G R A D E C I M I E N T O

Profundamente agradezco a los Sres. Ings.

Dn. Marcelo Reyes

Dn. Jorge Aguirre A.

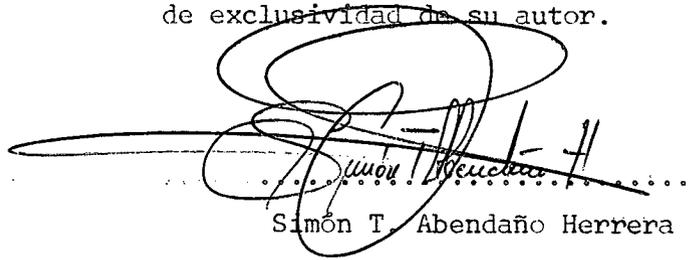
Dn. Máximo Ramón

Director y Asesores de Tesis, por su valiosa ayuda, crítica y revisión del presente trabajo.

Agradezco en forma preferente al Sr. Jefe del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias Ing. Walter Clavijo por su activa colaboración y útiles consejos técnicos en el desarrollo del proyecto.

Por otra parte dejo testimonio de reconocimiento a todos aquellos profesores de la Universidad Técnica Particular de Loja que supieron ser y son: Maestro, Orientador y Amigo.

Los criterios técnicos, resultados, conclusiones y recomendaciones son de exclusividad de su autor.



Simón T. Abendaño Herrera

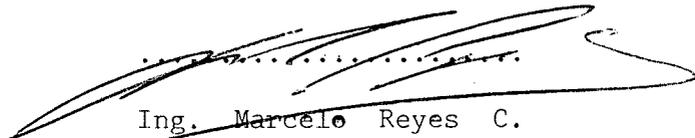


Ing. Marcelo Reyes C.

C E R T I F I C A :

Que el trabajo realizado por el Sr. Simón Abendaño Herrera en el "ESTUDIO Y DISEÑO DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA PARROQUIA DE CHUQUIRIBAMBA" previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil; ha sido realizado con criterios técnicos bien concebidos, cumpliendo con normas y especificaciones de diseño, elaborados por el IEOS; por consiguiente, considera que es apta para su publicación.

Loja, 10 de enero de 1980



Ing. Marcelo Reyes C.

DIRECTOR DE TESIS

I N D I C E

INTRODUCCION PAGINAS.

CAPITULO I

RECOPIACION DE DATOS

I.	Estudios Económicos y Sociales	1
I. I	Estudio Eduacacional	3
I. II.	Facilidades de acceso a la población	4
I. III.	Encuesta sanitaria	4

CAPITULO II

ANALISIS POBLACIONAL

II. I	Generalidades	6
II. II	Datos de Natalidad y Defunciones	6
II. III	Cálculo de la Población probable	6
	1. Tasa de Natalidad	8
	2. Tasa de Mortalidad	8
	3. Índice Vegetativo	9
II. IV	Cálculo de la Población Futura	9
	1. Método Aritmético	10
	2. Método Geométrico	11

CAPITULO III

DEMANDA Y CONSUMO DE AGUA

III. I	Demanda	12
III. II	Consumo	12
	1. Consumo Doméstico	13 ✓
	2. Consumo Industrial	13
	3. Consumo Comercial	13
	4. Consumo Público	14 ✓
	5. Pérdidas y Fugas	14
III. III	Factores que afectan a la Demanda	14
III. IV	Dotación Futura	15
	1. Cálculo de la Dotación actual	15
	2. Cálculo de la Dotación Futura	16

III. V	Cálculo de la Población y Dotación Estudiantil ...	16
III. VI	Cálculo de Caudales Futuros	17
	1. Variaciones que se producen en la Demanda	18
	2. Caudales de Incendio	19 ✓
	3. Caudales de Diseño	19
	4. Almacenamiento	19
III. VII	Volúmenes de Almacenamiento	20 ✓
	1. Volumen de Regulación	20
	2. Volumen de Incendio	20
	3. Volumen de Emergencia	20

CAPITULO IV

CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA

IV. I.	Volumen o Cantidad de agua	21
	1. Análisis de las Fuentes de Abastecimiento	21
	1. a. Manantial de Cacheturo	21
	1. b. Quebrada de Jarallagua	21
	1. c. Quebrada de Piruro Grande	21
	1. d. Manantial de Piruro Chico	22
	2. Aforación de las Fuentes de Abastecimiento ...	22
IV. II	Calidad del Agua	23
	1. Toma de Muestras	24
	2. Análisis Físico	24
	2. a. Turbiedad	24
	2. b. Temperatura	25
	2. c. Olor y Sabor	25
	2. d. Color	25
	3. Análisis Químico	26
	3. a. Dureza	27
	3. b. Alcalinidad	28
	3. c. PH.	28
	3. d. Cloruros	28
	3. e. Hierro y Manganeso	29
	3. f. Compuestos Nitrogenados	29
	3. g. Sulfatos	29
	3. h. Fluoruros	29
	3. i. Dióxido de Carbono	30
	3. j. Oxígeno	30

4.	Análisis Bacteriológico	30
4. a.	Método Presuntivo	31
4. b.	Método Confirmativo	31
IV. III	Conclusiones y Resultados	32

OBRAS CIVILES

Estudio Topográfico	34
1. Trabajo de Campo	34
2. Trabajo de Gabinete	35
Análisis Geológico de la Zona	36
1. Introducción	36
2. Geología y su Definición	36
3. Formación Sacapalca (Paleoceno)	36
4. Estratificación	36
5. Análisis en Zona de Captación y Planta de Trat.	37
6. Recomendaciones	38

CAPITULO V

CAPTACION Y CONDUCCION

V. I	Quebrada de Jarallagua	40
1.	Obras de Tipo Convencional	40
1. a.	Tomas con Azud Fijo	40
1. b.	Tomas con Azud Móvil	41
1. c.	Tomas de Rejilla de Fondo	42
2.	Toma Caucaçiana	42
2. a.	Proceso de cálculo del Azud	45
2. b.	Cálculo de la carga de la Cresta del Verted.	46
2. c.	Cálculo de la Rejilla	48
2. d.	Cálculo del calado necesario en Cámara de - Azud	50
3.	Diseño de Tubería a Presión para conducir el -- caudal de 1.419 l/seg desde la captación al de sarenador	51
4.	Diseño del Canal de Rebecadero en cámara de Cap.	52
5.	Comprobación de la Estabilidad y volcamiento -- del Azud	53
V. II	Desarenador	55
1.	Diseño del Desarenador	57

	2. Cámara de Entrada	59
	3. Cálculo del Vertedero de desborde	60
V. III.	Conducción	61
	A. Definición, Trazado y Clases de Línea de Cond. .	61 ✓
	B. Material de Línea de Tubería	62
	C. Accesorios en la Línea de Conducción	62
	C. 1. Válvulas de Cierre y de Compuerta	62
	C. 2. Válvulas de Aire y de Drenaje	63
	D. Pérdida de Carga	64
	E. Diseño y Fórmulas para el cálculo de Tubería ...	64 ✓
	E. 1. Fórmula de Darcy - Weisbach	64
	E. 2. Fórmula de Hazen - Williams	65
	1. Líneas de Conducción de la Quebrada de Jarall166	
	1. a. Cálculo Hidráulico de la Tubería de Con-	
	ducción	66
V. IV .	Diseño del Tanque Rompe Presión	72 ✓
V. V.	Manantial de Cacheturo	74
	1. Caudal de la Fuente	75
	2. Cálculo hidráulico de la captación	76
	3. Conducción del Manantial de Cacheturo	77
	3. 1. Cálculo hidráulico de la Tubería de Conduc..	78
	3. 2. Diseño del Tanque Rompe Presión en este tra-	
	m0	80
V. VI.	Reserva	81
	1. Reserva para variaciones horarias	81
	1. a. Método gráfico de áreas	82
	1. b. Método de Curvas acumuladas	83
	2. Ubicación	85
	3. Diseño del Tanque de Reserva	86 ✓
	3. 1. Materiales a utilizarse en la construcción .	86
	3. 2. Cálculo de la Tapa del Tanque	87
	4. Cálculo del Tanque de Reserva tipo circular	88
	4. 1. Cálculo de la Cubierta	90

CAPITULO VI

POTABILIZACION

GENERALIDADES	93
VI. I Filtración	94

1.	Objetivos	94
2.	Tipo de Filtros	95
2.	a. Filtros Lentos	95
	Filtros Lentos de Gravedad	96
	Filtros lentos ascendentes; ventajas	100
	Filtros Dinámicos	101
2.	b. Filtros Rápidos	103
	Filtros rápidos de gravedad	103
	Filtros rápidos declinantes	113
2.	c. Filtros a Presión	115
2.	d. Filtros de carbón activo	115
3.	Cuadro Sinóptico de las características generales- de los filtros	116 ✓
4.	Diseño de filtro lento ascendente	119
4.	a. Pérdida de carga del filtro	120
4.	b. Cálculo de Presión máxima en plano horizont:	126
4.	c. Momentos de Flección y Tracciones en los dife- rentes tramos horizontales	127
4.	d. Momentos en los pórticos en U verticales ...	131
4.	e. Cálculo de Presión Máxima para la flección en plano vertical (PV)	132
4.	f. Cálculo de espesor útil	133
4.	g. Cálculo de armadura horizontal en las paredes.	134
VI. II	Desinfección	139 ✓
1.	Concepto	139
2.	Clases de Desinfección	139
2.	a. Desinfección mediante la luz	139
2.	b. Ebullición del agua	139
2.	c. Desinfección por métodos químicos	140
	Ozono, Permanganato, de Potacio y el Peróxido - de Hidrógeno	141
	Cloro	142
3.	Demanda de Cloro	143
4.	Cloro residual	144
5.	Tratamientos con Cloro y Amoníaco	144
6.	Dióxido de Cloro	145
7.	Control de Proceso de Cloro	145
7.	1. Métodos Yodométricos	146
7.	2. Métodos de Ortolidina	146

8. Tipo de Cloro a utilizarse	147
8. 1. Clorinador 100 L	148
8. 2. Instalación y Operación	148
9. Cálculo de la cantidad de Cloro, para consumo actual y para consumo futuro	150 ✓

CAPITULO VII

DISTRIBUCION DEL AGUA

VII. I Concepto	152 ✓
VII. II Capacidad y Presión del Sistema	152
VII.III Forma y clasificación	153 ✓
1. Sistema Ramificado	153
2. Sistema Reticulado	153
3. Sistema de malla con alimentación circular	153
4. Sistema de malla con áreas en pendiente	153
VII. IV Características del Diseño	153
1. Zonas de Presión	154
2. Trazado de Tuberías	154
3. Localización de Accesorios	154
4. Materiales y selección inicial de diámetros	154
VII. V Cálculo de la Red	155
1. Detalles y esquema de la red.....	156
2. Métodos de Cálculo	156
2. a. Método de las secciones	156 ✓
2. b. Método de Hardy Cross	157
3. Areas de Influencia	158
4. Caudales de Descarga	158 ✓
5. -Suposición de Caudales de circulación	159
VII. VI Materiales y Accesorios	159
1. Tubería	159 ✓
1. a. Tubería de asbesto cemento	160
1. b. Tubería de plástico	161 ✓
2. Medidores de Velocidad	164
3. Especificaciones	165
VII.VII. Cálculo de la línea de Alimentación	
(Manantial de Cacheturo)	167
1. Cálculo Hidráulico	167 ✓
VII.VIII Cálculo de la línea de alimentación	
(Quebrada de Jarallagua)	168

1. Cálculo hidráulico	169
-----------------------------	-----

CAPITULO VIII

PRESUPUESTO

BIBLIOGRAFIA	210
--------------------	-----

APENDICE

# 1. Censo Poblacional de la Parroquia de Chuquiri-- bamba (Zona urbana y sus alrededores)	212
# 2. Curva del crecimiento poblacional	
# 3. Resultados de los diferentes Análisis del Agua	

PLANOS

I N T R O D U C C I O N

La Ingeniería Sanitaria, abarca grandes disciplinas que conciernen al mejoramiento de las condiciones de vida y a la salud colectiva de la población, por consiguiente, la salubridad busca adoptar el ambiente físico que rodea al hombre dentro de márgenes aceptables.

El factor de saneamiento es el más importante dentro del desarrollo de los pueblos, ya que el medio ambiente insalubre se corrige mediante obras de saneamiento como: Abastecimiento de agua potable, disposición de excretos, tratamiento de basuras, etc. Su objetivo es prevenir y evitar enfermedades, destruyendo el efecto nocivo del medio sobre el individuo para lograr un mejor estado de salud: físico, mental y moral e incrementar la potencialidad económica.

La planeación, diseño, construcción y supervisión son los puntos de partida para la realización de estas grandes obras, específicamente en nuestro caso el abastecimiento de Agua Potable para la Parroquia de Chuquiribamba; en cuyos estudios y ejecución se incluyen muchos factores como: características de la zona; entre ellas: climáticas, geográficas, hidrológicas, socio-económicas, administrativas y educativas.

El desarrollo del presente proyecto, se lo ha realizado en su totalidad, ya que el compendio abarca ocho capítulos, apéndices y planos basados en la investigación y aplicación de principios y normas sanitarias (I.E.O.S.). Cada capítulo se lo ha elaborado detalladamente y se presentan en su orden.

El primer capítulo trata de la recopilación de datos de dicha parroquia como: Estudios socio-económicos, problemas educativos, número de habitantes, descripción del problema sanitario; se los ha efectuado en el propio lugar y obteniendo las bases fundamentales para la elaboración del proyecto, se ha determinado en realidad que tipo de población se va a servir.

El segundo capítulo abarca el análisis poblacional de la parroquia, se ha tomado como base datos de natalidad y mortalidad de los años anteriores recopilados en la oficina del Registro Civil, para efectuar el cálculo de la población futura por diferentes métodos, obteniéndose por el método geométrico I.E.O.S., una población futura de 1557 habitantes para un período de diseño de veinte años.

En el tercer capítulo se estudia Demanda y Consumo de Agua, analizando los factores que afectan a la demanda, clases de consumos-cálculos de dotaciones actual y futura y caudales de diseño.

En el capítulo inmediato denominado Cantidad y calidad del Agua, se considera aspectos básicos como: Investigación de las posibles fuentes de abastecimiento y después de una serie de estudios y resultados, se ha concluido como fuentes de dotación para la parroquia de Chuquiribamba: El Manantial de Cacheturo y la Quebrada de Jarallagua; caudales que han reunido los requisitos del presente proyecto, que en el acápite correspondiente nos explican.

De esta forma, se ha detallado capítulo tras capítulo como se presentan, dándoles el énfasis y la importancia de cada uno. Para el estudio de obras civiles como captación, conducción, planta de tratamiento, red de distribución, obras anexas, se ha iniciado realizando los levantamientos topográficos y el estudio geológico respectivo; siendo las bases de la ingeniería y las fuentes principales para su diseño y construcción.

En lo que concierne a la planta potabilizadora se ha diseñado requerimientos modernos de calidad, ya que el abastecimiento debe ser saludable y presentar características satisfactorias desde el punto de vista estético.

También se ha realizado el presupuesto detallado de la obra; analizando cada rubro y se ha estimado en la suma de 3'076.633 sucres. A continuación se presenta el apéndice y una serie de planos correspondientes al diseño y construcción del abastecimiento de Agua Potable para la parroquia de Chuquiribamba.

Con la importancia que se concede al servicio público:
Dotación de Agua Potable de una comunidad, creo con lo expuesto
haber justificado la utilidad de esta obra, puesta a consideración
de ustedes.

Capitulo I

C A P I T U L O I
R E C O P I L A C I O N D E D A T O S



1.- ESTUDIOS ECONOMICOS Y SOCIALES

La Parroquia de Chuquiribamba se encuentra al Nor-Este de la ciudad de Loja, a 45 Kms. de distancia, tras la Hoya Septentrional. Sus límites son:

Norte: Parroquia de Gualiel, distancia 15 Kms.

Sur : Parroquia de Catamayo y Taquil, distancia - 30 Kms. y 15, respectivamente.

Este : Parroquia de Santiago, distancia 20 Kms.

Oeste: Parroquia del Cisne, distancia 25 Kms.

Su altitud, es de 2.701 mts. sobre el nivel del -- mar.

Ubicación Geográfica: Longitud Este, 79°20'; Latitud Sur, 3° 50'

Clima : Frío

Idioma: Español

Raza : Mestiza

Chuquiribamba presenta un panorama singular, tiene aspectos muy diversos, precisamente por ser una típica Parroquia Sub-desarrollada, en el espacio y en el tiempo. -- Existen manifestaciones de evolución muy reciente y progresista, ocurren en todos los ámbitos de la vida; así observamos que se construyen las viviendas con hormigón armado, pero todavía se levantan chozas de barro. Notamos que el hombre, es aún bestia de carga. Se utiliza tractor para obras agrícolas, pero aquí se conserva aún el arado de madera. Se difunden las ideas, pero gran parte de la población adulta no puede leer un diario.

El crecimiento de la población es uno de los más-altos, mantiene un índice elevado de crecimiento, debido al bajo nivel cultural, alcoholismo, miseria económica y a esto se debe en general, que todos sus lugares que lo componen se encuentran en un retroceso económico.

La insuficiencia de desarrollo de las actividades

productivas ahonda más las condiciones miserables de vida de la población, se aumentan las necesidades y la producción camina muy lenta. La necesidad de conseguir un ingreso, obliga a gran parte de la sociedad a ofrecer su potencial, solamente para el cumplimiento de servicios, porque las actividades productivas no pueden absorber todas las ofertas de trabajo, pero orientados hacia la producción de bienes materiales,

El crecimiento de la población hace que día a día aumente la oferta de trabajo, pero el sector productivo donde radica la creación de riqueza no puede absorber este ejército de trabajadores, por lo tanto, tenemos población desocupada imposibilitada para aplicar medios técnicos dentro de su principal ocupación tenemos la agricultura. El medio ambiente, incluye además del medio físico que rodea al hombre, aquellas influencias que resultan de su manera de vida, tales como: La ocupación, los ingresos, los hábitos alimenticios y el tipo de comunidad en que vive.

La familia campesina, célula biológica y económica del factor humano de la organización agraria, sobre la que se edifica todo el andamiaje del actual sistema, es la familia campesina, fuertemente entrelazada en la intimidad de su seno, por un sentido instintivo de unión, para la defensa eficaz contra los factores externos que la afectan. Como entidad biológica la familia campesina actual, encerrada en su marco monogámico, es la vanguardia de la raza y del valor potencial de la población. Como unidad económica la familia, es la base de la organización en el campo y sobre ella pesa el sistema social de la servidumbre.

En lo que se refiere a la población flotante, es muy notable y explicable que los campos vayan quedando sin brazos, porque los campesinos acuden a ciudades industrializadas, donde tengan la seguridad de mejores salarios y condiciones de vida. Es el problema social y humano que sufre dicha parroquia, debido en gran parte a la no atención de las autoridades del estado.

Otro de los factores es el de la vivienda, que es el recinto de alojamiento, destinado a la habitación notamos que la mayoría están compuestas por uno o dos cuartos, -

siendo los materiales predominantes; en las paredes, adobe o tapia; en los pisos ladrillo y tierra y en la cubierta teja. Pertenece la vivienda por lo general a las personas que la habitan y existen muy pocas casas de arrendamiento. Más adelante, hablaremos del sistema sanitario que disponen las viviendas y en cuanto al servicio eléctrico, podríamos anotar que posee un grupo electrógeno a diesel, donado por el Ilustre Municipio de Loja; lo cual ha venido a satisfacer en gran parte una de las principales necesidades como es el alumbrado.

Con relación al turismo, no se puede hablar nada, pero en todo caso se afirma que aprovechando las facilidades -- del clima, de su tierra y la paz serena que acompaña a sus habitantes se mostrará favorables nuestras aspiraciones, que el pueblo de Chuquiribamba dará a conocer a plenitud con sus valores, morales, con su belleza deslumbrante y con su espontánea generosidad.

En resumen, la población es mal nutrida; existe bajo poder alimenticio, ya que la alimentación de la mayoría de -- las personas, está constituida por: papas, mote, trigo, cebada, fréjol, leche y aproximadamente una vez a la semana consumen carne. A ésto se suma el alza immoderada de los precios -- y por consecuencia el rendimiento de las personas en sus actividades físicas e intelectuales, es bajo.

1. 1.- ESTUDIO EDUCACIONAL.-- En el campo educacional se puede anotar, un exceso a la cultura; por lo -- tanto, constituye un requisito esencial de todo proceso en -- vías de desarrollo, podemos recalcar que este medio es instrumento, para un mejor rendimiento en el trabajo y aprovechamiento de los bienes y recursos naturales, ya que la educación -- ción y la capacitación posibilita la movilidad social, permiten a los individuos mejorar sus ingresos y perfeccionar su -- participación en las diversas instituciones sociales. El Colegio Fisco Misional "San Vicente Ferrer", es agropecuario y ha entregado hasta hoy dos promociones de Bachilleres Técnicos.

Chuquiribamba cuenta con los siguientes centros educacionales:

NOMBRE DEL CENTRO EDUCACIONAL	NUMERO DE ALUMNOS	NUMERO DE PROFESORES
Escuela "González Suárez"	193 varones	6

NOMBRE DEL CENTRO EDUCACIONAL	NUMERO DE ALUMNOS	NUMERO DE PROFESORES
Escuela "Isabel de Aragón"	178 mujeres	7
Colegio "San Vicente Ferrer"	105 (mixto)	12

1. 11.- FACILIDADES DE ACCESO A LA POBLACION.- Es otro problema de demanda social y de Ingeniería. Chuquiribamba no cuenta con una red de carreteras de primer orden, a pesar de ser una vía que une a varios pueblos, como es el medio principal de transporte de personas y bienes. Tenemos que se une con la Capital de Provincia Loja, con una carretera que se le esta mejorando por el Ministerio de Obras Públicas. La longitud de la carretera es de 32 Kms. el ancho de vía es de 7.20 m. cuyo costo del proyecto es aproximadamente de 23'381.777.00 sucres. También dicha parroquia se une con la de Catamayo, mediante una carretera de una sola vía, cuya longitud es de 30 Kms. y el ancho de 4 m.

Por lo general, estas carreteras son de verano ya que en invierno no presta ningún servicio. Este tráfico se produce por la incorporación de nuevas áreas a la explotación y por el incremento de la producción de las tierras localizadas dentro del área de influencia de la carretera.

1. 111.- ENCUESTA SANITARIA.- Las diferentes condiciones sanitarias -- que rodean la vida de nuestra población, se expresa en la baja esperanza de la vida, en el déficit de servicios médicos y hospitalarios y en los elevados índices de mortalidad.

Las enfermedades infecciosas, parasitarias y del aparato digestivo, prueban la falta de desarrollo, conocimiento de la técnica. Esta falta de atención médica, característica de esta zona, obliga que la gente acuda ante curanderos y comadronas.

Se puede lograr una importante reducción de estas enfermedades, de una manera independiente de las diferencias sociológicas de la región mediante la provisión de agua potable en suficiente cantidad, libre de grave contaminación bacteriológica y que sea accesible a la población.

La población de Chuquiribamba se abastece de agua en tubada, sin ningún tratamiento, proveniente de agua subterránea, que nace a una cima de 800 m. del pueblo y a una altura-

de 80 m.

El abastecimiento de agua que reciben sus habitantes tiene como principal uso el doméstico.

Con relación a las condiciones sanitarias de la fuente, hay polución en el suelo, debido a letrinas provenientes del ganado que se encuentra muy cerca de la captación.

El diámetro de tubería que conduce desde la captación al pueblo, es de \varnothing 1 1/2 de pulgada de asbesto cemento y desde la red pública hasta el domicilio \varnothing de 1/2 pulgada. El material de la tubería es de hierro galvanizado, este sistema fue constituido en el año de 1930.



Capítulo II

C A P I T U L O II

A N A L I S I S P O B L A C I O N A L

1.- GENERALIDADES.- En el presente análisis se refleja el crecimiento de población, que en síntesis diremos que crece por nacimientos y decrece por muertes, lo cual se debe a muchos factores que afectan a la comunidad entre ellos podemos citar algunos como: el clima, la situación geográfica, área de expansión futura, fuentes de trabajo, actividades económicas, avances en higiene maternal e infantil, etc.

Los índices de Natalidad y Mortalidad, se mueven hacia valores más o menos estables y ellos han sido calculados mediante datos que nos ha proporcionado en la oficina del Registro Civil de dicha Parroquia.

1. 1.- DATOS DE NATALIDAD Y DEFUNCIONES

AÑO	NACIM.	DEFUNC.	NACIM.-DEFUNC.
1.966	51	15	36
1.967	46	21	25
1.968	53	18	35
1.969	46	19	27
1.970	41	16	25
1.971	38	14	24
1.972	37	14	23
1.973	44	20	24
1.974	40	15	25
1.975	43	9	34
1.976	41	16	25
1.977	41	3	38
1.978	31	7	24

1. 11.- CALCULO DE LA POBLACION PROBABLE.- Se la ha efectuado mediante datos de los censos realizados en los de 1.962, 1.974 y 1.978 tomados para el presente trabajo. Estos cálculos nos servirán para los respectivos índices de natalidad, mortalidad, etc. de la parroquia. Datos del Censo de 1.962 - Zona Urbana, 590 habitantes. Datos del Censo de 1.974 - Zona Urbana, 553 ha

bitantes. Razón de Crecimiento (r) para el período 62-74.

P = Población actual = 590 habitantes

PF= Población futura = 553 habitantes

r = Razón de crecimiento en determinado período

n = Número de años = 12

$$r = \frac{Pf - Pa}{n \cdot Pa}$$

$$r = \frac{553 - 590}{12 \times 590} = - 0.00523.$$

Dato del Censo de 1.974 - 553 habitantes.

Dato de población de 1.978 - 590 habitantes.

Razón de Crecimiento (r) para el período 74 - 78

Pa = 553

Pf = 950

n = 4

$$r = \frac{950 - 553}{4 \times 553} = 0.1.795$$

Luego aplicando la fórmula de

$$Pf = Pa (1 + rn)$$

Población probable para el período de 1966 - 1978. Así por ejemplo.

Pf 1.966 = 590 (1- 0.00523 x 4) = 578 habitantes.

Pf 1.978 = 553 (1+ 0.1795 x 4) = 950 habitantes.

AÑO	POBLACION PROBABLE
1.966	578
1.967	575
1.968	571
1.969	568
1.970	565
1.971	562
1.972	559
1.973	556
1.974	553
1.975	652
1.976	751
1.977	850
1.978	950

La curva de crecimiento poblacional de la parroquia de Chuquiribamba, se encuentra en el anexo No. 1 del presente trabajo.

1. 11.1.-TASA DE NATALIDAD.- La tasa bruta de natalidad, se ha calculado, mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Tasa de Natalidad \%} = \frac{\text{número anual de nacidos por } 100\%}{\text{Población Probable.}}$$

Ejemplo:

$$\text{Tasa de Natalidad} = 1.966 = \frac{51 \times 100 \%}{578} = 8.82 \%$$

AÑO	NACIM.	POBLAC. PROBABLE	TASA %
1.966	51	578	8.82
1.967	46	575	8.00
1.968	53	571	9.28
1.969	46	568	8.10
1.970	41	565	7.26
1.971	38	562	6.76
1.972	37	559	6.62
1.973	44	556	7.91
1.974	40	553	7.23
1.975	43	652	6.60
1.976	41	751	5.46
1.977	41	850	4.82
1.978	31	950	3.26

1. 11.2.-TASA DE MORTALIDAD.- La tasa bruta de mortalidad se halla dividiendo el número anual de defunciones por la población total del año.

$$\text{Tasa de Mortalidad} = \frac{\text{número anual de defunciones} \times 100 \%}{\text{población probable}}$$

Ejemplo:

$$\text{Tasa de mortalidad } 1966 = \frac{15 \times 100 \%}{578} = 2.60 \%$$

AÑO	DEFUNC.	POBLAC. PROBABLE	TASA %
1.966	15	578	2.60
1.967	21	575	3.65
1.968	18	571	3.15
1.969	19	568	3.35

1.970	16	565	2.83
1.971	14	562	2.49
1.972	14	559	2.50
1.973	20	556	3.60
1.974	15	553	2.71
1.975	9	652	1.38
1.976	16	751	2.13
1.977	3	850	0.35
1.978	7	950	0.74

Notamos que en los últimos años, el índice de mortalidad es muy bajo, debido a la presencia de la Medicina Rural, Dispensario Médico y en general a mejores condiciones de vida.

1. 11. 3.- INDICE VEGETATIVO.- El índice vegetativo se lo halla dividiendo la diferencia entre nacidos y fallecidos por la población probable.

$$\text{Tasa \%} = \frac{\text{Crecimiento vegetativo}}{\text{Población probable.}}$$

Ejemplo:

$$\text{Tasa \% 1.966} = \frac{36 \times 100 \%}{578} = 6.23 \%$$

AÑO	CRECIM. VEGET.	POBLAC.PROB.	TASA %
1.966	36	578	6.23
1.967	25	575	4.35
1.968	35	571	6.13
1.969	27	568	4.75
1.970	25	565	4.42
1.971	24	562	4.27
1.972	23	559	4.11
1.973	24	556	4.32
1.974	24	553	4.52
1.975	34	652	5.21
1.976	25	751	3.33
1.977	34	850	4.47
1.978	24	950	2.53

11.- CALCULO DE POBLACION FUTURA.- La buena administración y el diseño elevado del sistema --

del sistema de abastecimiento de agua, demanda un buen conocimiento sobre el estudio de la población futura y el tiempo en que la estructura va a entrar a pleno funcionamiento, porque no se puede desarrollar métodos exactos para la predicción del crecimiento de la población y debido a los muchos factores, que ya los hemos enunciado anteriormente, no se puede tener exactitud nunca. Sin embargo, el cálculo de la población futura es un pre-requisito en la determinación de los factores del proyecto de abastecimiento de agua. En el presente diseño realizado para un período de 20 años y hay varios métodos para el cálculo de la población futura aplicándose cada uno con sus caracteres propios entre ellos:

11. 1.- METODO ARITMETICO.- Se aplica este método, porque se trata de una población vieja, con alto crecimiento agrícola. Su fórmula es:

$$a) Pf = Pa (1 + r.n)$$

D = Defunciones

N = Nacimientos

Pf= Población futura

Pa= Población actual

n= Período de tiempo en años

r= Índice de crecimiento

Para el cálculo de r utilizaremos la siguiente fórmula:

$$r = \frac{N - D}{Pa}$$

Para la parroquia de Chuquiribamba, el índice de crecimiento será:

$$r = \frac{58.64}{950} = 0.0617$$

Y por lo tanto, población futura para un período de 20 años, es:

$$Pf= 950 (1 + 0.0617 \times 20)$$

$$Pf= 2122 \text{ habitantes.}$$

b) Consiste en adicionar cantidades fijas de población por cada período de tiempo. Su expresión matemática es la siguiente:

$$Pf= Pa + P \times n$$

$$p = \frac{Pf - Pa}{n} = \frac{950 - 590}{16}$$

$$P = 22.50$$

$$Pf = 950 + 22.50 \times 20$$

$$Pf = 1400 \text{ Habitantes.}$$

Pf = Población futura

Pa = Población actual

p = Incremento poblacional

n = Número de períodos

Además de este método, hay otros que son: Método de los mínimos cuadrados, Fórmula de Newton Gregory, Fórmula de Malthus o de crecimiento geométrico. En el presente estudio se aplicará la norma que utiliza el I. E. O. S., para el cálculo de la población futura, correspondiente a la del método geométrico.

11. 11. METODO GEOMETRICO.- Intenta suponer que la variación de la población con respecto al tiempo, depende del tamaño de la población y que es semejante al aumento de una cantidad colocada al Interés Compuesto, cuya gráfica del crecimiento poblacional estará representada por una curva semi-logarítmica:

Hay dos formas:

$$a) \quad \frac{dp}{dt} = Cg \times P \qquad (\ln P)^{Pf} = Cg \quad (t) \quad \frac{tf}{ta}$$

$$\ln \frac{Pf}{Pa} = Cg \times t$$

$$Cg \times t$$

$$Pf = Pa \times C$$

De donde:

$$Cg = \frac{\ln Pf - \ln Pa}{t2 - t1}$$

$$Cg = \frac{\ln 950 - \ln 590}{16}$$

$$Pf = 950 \times C^{0.03 \times 20}$$

$$Pf = 1.728 \text{ habitantes}$$

b) Esta es la expresión matemática que utiliza el I.E.O.S. para el cálculo. Determina la razón del crecimiento en un 2 % al 3 % anual.

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

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Razón de crecimiento, adopto 0.025 por tratarse de un pueblo pequeño.

$$\begin{aligned} Pf &= 950 (1 + 0.025)^{20} \\ &= 1.557 \text{ habitantes.} \end{aligned}$$

Capitulo III

C A P I T U L O I I I

D E M A N D A Y C O N S U M O D E A G U A

3. 1. - DEMANDA.- Es el volumen de agua que requieren los habitantes de una población para satisfacer las principales necesidades. Se expresa la demanda en litros / habitantes / día.
3. 2.- CONSUMO.- Se lo encuentra dividiendo el volumen total del agua utilizada en un año, por el número de habitantes y el número de días. Valor con el que podemos diseñar para el abastecimiento de agua.

Las tuberías de servicio suministran agua a habitaciones, propiedades mercantiles o comerciales, establecimientos industriales y edificios públicos; debido a lo expuesto, el consumo de agua se clasifica generalmente en:

Consumo doméstico
Consumo industrial
Consumo comercial
Consumo público
Pérdidas y fugas

3. 2. 1.- CONSUMO DOMESTICO.- El consumo doméstico de agua puede variar entre límites más o menos amplios dependiendo de muchos factores, entre ellos tenemos: hábitos higiénicos de la población, tarifas, condiciones climáticas, estaciones del año, etc. Por consiguiente, es difícil establecer una cifra. Sin embargo se estima, de acuerdo al I.E. O.S. en 75 a 80 litros/ habitante/día, siendo esta la cantidad doméstica de agua.
3. 2. 2.- CONSUMO INDUSTRIAL.- Depende fundamentalmente del tipo de industrias que existan en la comunidad las cuales necesitan cada día más agua, para la elaboración de sus productos.
3. 2. 3.- CONSUMO COMERCIAL.- Algunas empresas comerciales, emplean mucho el agua, ya que cuanto menos cuesta, mayor es ordinariamente su consumo, particularmente para esta clase de fines.

3. 2. 4.- CONSUMO PUBLICO.- Los suministros públicos se seleccionan-- preferentemente cuando suplen agua limpia de buen gusto e indudablemente segura para fines culinarios, Ejm. cuando el agua es blanda para el lavado. En fín, este-gasto de agua, está en relación con el consumo de edificios- de uso público, escuelas, cuarteles, hospitales, casas de - baño, mercado, lavado de calles, riego de jardines, es muy - variable y se puede estimar en 30 a 40 litros/habitante/día.
3. 2. 5.- PERDIDAS Y FUGAS.- Las pérdidas y fugas en las conducciones redes de distribución y desperdicios en- determinadas circunstancias, constituyen un porcentaje impor- tante del consumo total. Depende esta clase de consumo del- tipo de servicio que se dote al pueblo, como es longitud de- la tubería, presión elevada, sistema gravitacional, materia- les y juntas empleadas en los sistemas, etc.
3. 3.- FACTORES QUE AFECTAN LA DEMANDA.- Entre los factores que mo- difican la demanda de a-- gua, tenemos:

- 1.- Disponibilidad del Alcantarillado
- 2.- Clima
- 3.- Costo de Agua
- 4.- Características de la Población
- 5.- Calidad del Agua
- 6.- Población Flotante
- 7.- Tamaño de la Ciudad
- 8.- Administración del sistema
- 9.- Presiones de servicio

Existen valores de los principales factores que afectan la -- demanda de agua, estos son:

No.	RUBRO	LIMITES	FACTOR ADOPT.
1	Tamaño de la población	0.85 - 1.20	1.00
2	Industrial	0.90 - 1.30	0.95
3	Clima	0.95 - 1.10	1.05
4	Carácter de la poblac.	0.80 - 1.20	1.00
5	Medición y costo	0.80 - 1.20	1.00
6	Alcantarillado	0.70 - 1.00	0.90
7	Calidad del agua	0.80 - 1.10	1.05
8	Presiones	0.80 - 1.20	1.00
9	Administración	1.00 - 1.10	1.00

Se ha tomado en consideración el criterio anteriormente expuesto en base al estudio socio-económico especialmente de la población y zona en análisis.

3. 4.- DOTACION FUTURA.- Análisis de criterios tomados.

a) Para el futuro se incrementarán de 2 a 3 litros /habitante / día. a partir de la dotación actual. Su fórmula es la siguiente:

$$Da = Db \times C \times C_2 \times C_3 \times C_4 \times \dots \times C_n$$

Da = Dotación actual

Db = Dotación básica

C = Factor que modifica la demanda.

b) Un 10% de incremento de la población (a partir de la población actual) produce un 10% de incremento de la dotación para el futuro partiendo de la actual.

c) Por la fórmula:

$$Df = Da \left(\frac{Pf}{Pa} \right)^n$$

Df = Dotación futura

Da = Dotación actual

Pf = Población futura

Pa = Población actual

n = Período de diseño

3. 4. 1.- CALCULO DE LA DOTACION ACTUAL.- Especifica el I.E.O.S. las siguientes dotaciones básicas

para el consumo doméstico de una población:

Población de clima frío 30 lit/ hab/ día.

Población de clima templado 40 lit/ hab/ día.

Poblaciones de clima caliente 50 lit/ hab/ día.

El valor que lo adoptaremos en el presente trabajo es:

$$Db = 35 \text{ lit/ hab/ día}$$

Por lo tanto, la Dotación actual, quedará:

$$Da = Db \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4 \dots C_n$$

$$Da = 35 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.05 \times 1.0 \times 1.05 \times 0.90 \times 1.05 \times 1.0 \times 1.0$$

$$Da = 36.57 \text{ lit/ hab/ día.}$$

3. 4. 2.- CALCULO DE LA DOTACION FUTURA.- Se la calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Df = Da + 2 \times n$$

$$Df = 36.57 + 2 \times 20$$

$$Df = 76.57 \text{ Lit/hab/día}$$

La dotación futura de 76.57, se multiplica por 1.15 debido a pérdidas y fugas que se presentan en el sistema.

$$Df = 76.57 \times 1.15 = 88.06 \text{ lit/hab/día}$$

3. 5 .- POBLACION Y DOTACION ESTUDIANTIL.- Se ha calculado de acuerdo a los datos recopilados en los centros educacionales de dicha parroquia.

ESCUELA "GONZALEZ SUAREZ" (Masculina)

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIAL BARRIOS		r
		70%	30%	
1.973	248	174	74	0.135
1.974	214	150	64	0.031
1.975	219	153	66	0.030
1.976	215	151	64	0.047
1.977	205	144	61	0.033
1.978	<u>210</u>	147	63	--
	1311			Er= 0.276

$$r = \frac{\text{Suma.r}}{n} = \frac{0.276}{6} = 0.046$$

$$Pfe_1 = 63 (1 + 0.046)^{20}$$

Pfe = Población futura estudiantil

n = Período de diseño

Pfe₁ = 155 alumnos

ESCUELA "ISABEL DE ARAGON" (femenino)

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIAL BARRIOS		r
		70 %	30 %	
1.973	218	153	65	0.108
1.974	192	134	58	0.034
1.975	186	130	56	0.018
1.976	182	127	55	0.018
1.977	188	132	56	0.036
1.978	194	136	58	--
				r= 0.214

$$r = \frac{0.214}{6} = 0.036$$

$$Pfe_2 = 58 (1 + 0.036)$$

$$Pfe_2 = 118 \text{ alumnos.}$$

COLEGIO "SAN VICENTE FERRER" (Fiscomisional).

AÑO	TOTAL ALUMNOS	CENTRO PARROQUIAL	BARRIOS	INCREMENTO
		85 %	15 %	
1.974	72	61	11	7
1.975	120	102	18	6
1.976	158	134	24	2
1.977	175	149	26	1
1.978	182	155	27	-

$$\Delta r = 16$$

$$\Delta = \frac{16}{4} = 4 \text{ alumnos/año}$$

$$\begin{aligned}
 Pfe_3 &= Pa + n \\
 &= 27 + 4 \times 20 \\
 &= 107 \text{ alumnos}
 \end{aligned}$$

Total de la población futura estudiantil

$$Pfe_1 = Pfe_1 + Pfe_2 + Pfe_3$$

$$\begin{aligned}
 Pfe &= 155 + 118 + 107 \\
 &= 380 \text{ alumnos.}
 \end{aligned}$$

1.- CALCULO DE LA DOTACION ESTUDIANTIL. Hay varias normas entre ellas

Española: considera 15 - 20 lit/alumno/día

Italiana: considera 80 lit/alumno/día

Adopto el valor de 30 lit/alumno/día; puesto que se la considera dotación permanente, ya que no sufre variaciones de gran valor en su demanda.

3. 5. 1.- CALCULO DE CAUDALES FUTUROS. Para ello, tenemos la siguiente fórmula:

la :

$$Qf = Pf \times Df$$

$$Qf = \text{Caudal futuro}$$

$$Pf = \text{Población futura}$$

$$Df = \text{Dotación futura}$$

El caudal total será:

$$Q_f = P_f \times D_f + P_{fe} \times D_{fe}$$

$$Q_f = 1.557 \times 88.06 + 380 \times 30$$

$$Q_f = 148509,42 \text{ lit/día}$$

$$Q_f = 1.72 \text{ litros/seg. (consumo del día promedio)}$$

3. 5. 2.- VARIACIONES QUE SE PRODUCEN EN LA DEMANDA.- Por lo general las variacio--

nes son del tipo:

1.- Estacional

2.- Mensual

3.- Semanal

4.- Diario

5.- Horario

a) VARIACIONES DE TIPO ESTACIONAL.- El consumo de agua, -- cambia con las estacio-- nes. Así en un verano existe un alto consumo y baja en invierno; por lo tanto, hay grandes almacenamientos.

b) VARIACIONES DE TIPO MENSUAL Y SEMANAL.- Tenemos que cuan-- do las Escuelas-- y Colegios, entran al período vacacional notamos que aumen-- ta la dotación para el resto de la población.

c) VARIACIONES DE TIPO DIARIO.- Las variaciones de día a -- día, reflejan la actividad doméstica; así los sábados y domingos para descansar, hay -- un consumo máximo.

El I.E.O.S. considera entre el 130 % a 150 % del consumo diario promedio como consumo máximo diario.

Escogeré para el presente estudio, el 150% por ser el más desfavorable.

$$Q \text{ máx. diario} = Q_{dp} \times 150 \%$$

$$Q_{dp} = \text{Caudal día promedio}$$

$$Q \text{ máx día} = 1.72 \times 1.5$$

$$= 2.58 \text{ lt/seg.}$$

d) VARIACIONES DE TIPO HORARIO.- Las fluctuaciones de tipo-- horario, producen un máxi-- mo cercano al medio día; y un mínimo en las primeras horas -- de la mañana.

En general, deben conocerse las variaciones normales de consumo para el diseño apropiado de las tuberías de abas

tecimiento, ya que conforme es menor la comunidad, más variable es la demanda.

El I.E.O.S. indica como caudal máximo horario, se considera del 202% al 300% del caudal promedio diario. Por lo tanto, adopto el valor del 250%

$$\begin{aligned} Q \text{ máx hor.} &= 250\% \times Q_{dp} \\ &= 2.5 \times 1.72 \\ &= 4.3 \text{ lit/seg.} \end{aligned}$$

3. 6.-CAUDALES DE INCENDIO.- En el proyecto a nivel rural, no se justifica este tipo de caudales para demanda por incendios, las razones son:

Se ha considerado, el consumo de pérdidas y fugas, y hemos tomado coeficientes altos.

Sin embargo, el caudal de incendios puede estimarse en:

$$Q_i = 10 \frac{V \bar{P}}{P}$$

Q_i = Caudal de incendios
 P = Población en miles

3. 7.-CAUDALES DE DISEÑO.- Es muy importante para el diseño, de las diferentes fuentes de abastecimiento, tanto para el presente como en el futuro. Por consiguiente, el caudal de diseño, viene hacer la demanda, en el día de máximo consumo, Las normas del I.E.O.S., establece para el diseño de caudales lo siguiente:

- a) Captación de aguas superficiales.- Consumo máximo diario =
+ 10%
- b) Captación de aguas subterráneas .- Consumo máximo diario
- c) Conducciones.- Consumo máximo diario
- d) Red de distribución.- Consumo máximo diario
+ Incendio
- e) Planta de Potabilización.- Consumo máximo diario

Adjunto, un cuadro de Consumo realizado para el plazo de previsión; he escogido, períodos de cinco años.

3. 8.-ALMACENAMIENTO.- En los sistemas de abastecimiento, sea cual fuere la fuente de agua utilizada, está sujeta a reserva, por cierto período de tiempo, antes de ser consumida. Esto nos asegura una dotación continuo y adecuado para la población.

El I.E.O.S., considera para reserva, las siguientes normas:

3. 8. 1.- VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO.-

1.- VOLUMEN DE REGULACION.-

- Para poblaciones de diseño menores de 1.000 habitantes, se tomará para volumen de regulación el 25% del consumo medio diario.

- Para poblaciones de diseño de 1.000 a 5.000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación el 35% del consumo medio diario.

- Para poblaciones de diseño mayores de 5.000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación el 40% del consumo medio diario,

3. 8. 2.- VOLUMEN DE INCENDIO.-

- Para poblaciones menores de 3.000 habitantes-futuros, en la Costa y 5.000 en la Sierra, no se considera almacenamiento para incendios.

- Para poblaciones de hasta 20.000 habitantes-futuros, se aplicará la fórmula $V_i = 50 \sqrt{P}$ en m^3 .

- Para poblaciones de más de 20.000 habitantes-futuros, se aplicará la fórmula $V_i = 100 \sqrt{P}$ en m^3 . Siendo P población en miles.

3. 8. 3.- VOLUMEN DE EMERGENCIA.-

- Para poblaciones mayores de 5.000 habitantes, se tomará el 25% del volumen de regulación.

CAUDALES DE CONSUMO EN EL PERIODO DE DISEÑO

CONSUMO DOMESTICO

año	Población	Dotación Actual: lt/h/día	Consumo m ³ /día	Medio Diario lit/seg	Consumo m ³ /día	Max. Diario lit/Seg	Consumo m ³ /día	Max. Horario lit/seg
1978	950	36.57	34.74	0.40	52.11	0.60	86.85	1.01
1983	1075	46.57	50.06	0.58	75.09	0.87	125.15	1.45
1988	1216	56.57	68.79	0.80	103.19	1.19	171.98	1.99
1993	1376	66.57	91.60	1.06	137.40	1.59	229.00	2.65
1998	1557	76.57	119.22	1.38	178.83	2.07	298.05	3.45

① $P_f = P_a (1+r)^n$
 $r = 0.025$
 $n = 5$

CONSUMO ESTUDIANTIL

2.- Dotación Actual = D a.

1978	148	30	4.44	0.051	6.66	0.077	11.10	0.128
1983	195	30	5.85	0.068	8.775	0.102	14.625	0.169
1988	240	30	7.20	0.083	10.80	0.125	18.00	0.208
1993	308	30	9.24	0.107	13.86	0.160	23.10	0.267
1998	380	30	11.40	0.132	17.10	0.198	28.50	0.330

3.- $950 \text{ hab.} \times 36.57 \text{ lt/hab/día} \times 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{lt}} = 34.74 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$

5.- $34.74 \times 1.5 = 52.11$

7.- $38 \times 2.5 = 95$ ↑ TEOS d 250%

4.- $\frac{34.74 \text{ m}^3 \times 1000 \frac{\text{lt}}{\text{m}^3}}{24 \text{ hor} \times 3600 \text{ seg}} = 0.40$ $r = 0.02$

6.- $\frac{52.11 \times 1000}{24 \times 3600 \text{ seg}} = 0.603$

8.- $\frac{95000}{24 \times 3600} = 1.10$



Capitulo IV

C A P I T U L O IV

C A N T I D A D Y C A L I D A D D E L A G U A

En el abastecimiento de agua potable para una población se deberá considerar dos aspectos básicos:

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

4. 1.- VOLUMEN O CANTIDAD DEL AGUA.- Entre otros factores es el principal, puesto que la salubridad

de un pueblo depende de la cantidad de agua suficiente para sus necesidades, siendo una de las preocupaciones fundamentales verificar si el servicio es capaz de satisfacer el consumo de la población a servir, tanto en el presente como en el futuro, para ello hemos hecho el respectivo estudio de la fuente de abastecimiento.

4. 1. 1.- ANALISIS DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO.- Para el presente trabajo se ha he

cho un estudio exhaustivo de todas las posibles fuentes de captación de agua, que rodean a la zona urbana de dicha parroquia: así tenemos:

a) MANANTIAL CACHETURO.- El pueblo se ha servido de dicha fuente, por el espacio de más de 30 años. Se encuentra al Oeste y a 500 m. de la población y en época de estiaje presentó un caudal de 1.7 l/seg. Tiene muy buena calidad, principalmente en el análisis bacteriológico y parasitológico, conforme adjunto los resultados.

Este manantial está formado por dos vertientes, separadas por una distancia de 30 m. Abastece acualmente a la población, pero no en una cantidad suficiente; razón por la cual se ha recurrido a hacer estudio de otras fuentes.

b) QUEBRADA DE JARALLAGUA.- Se encuentra al Nor-Oeste y aproximadamente a 1.500 m. del centro parroquial pasa por el contorno del poblado. Unifica dicha quebrada a varias vertientes, cuyo caudal total en época de estiaje es de 2.0 l/seg. Al igual que el anterior presenta buena calidad.

c) QUEBRADA DE PIRURO GRANDE.- Se encuentra ubicada al Nor-Este y a 3.500 m. del centro parroquial. Tiene un caudal en estiaje de 2.0 l/seg. Por estar muy distante a la población y su recorrido lo hace por

lugares montañosos, motivos por los cuales dificulta su acceso a la población.

d) MANANTIAL PIRURO CHICO.- Ubicado al este de la población y a una distancia de 3.000 m.

El caudal en estiaje es de 2.2 l/seg.

De acuerdo al estudio realizado, hemos escogido para el presente trabajo las dos primeras fuentes de abastecimiento por las siguientes razones:

- 1.- Por estar ubicadas muy cerca de la población.
- 2.- Porque al sumar, ambos caudales obtenemos una cantidad mayor a la necesaria, capaz de satisfacer tanto en el presente como en el plazo de previsión.
- 3.- Los dos líquidos, presentan buena calidad, según análisis Físicos, Químicos y Bacteriológicos realizados.
- 4.- Los caudales han sido permanentes en época de estiaje, de ahí que la cantidad suministrada a la población, es suficiente.

4. 1. 2.- AFORACION DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO.- Para facilitar una información

adecuada, la aforación de las fuentes se las realizó en el mes de noviembre, donde se presenta en estos lugares la época de estiaje. Se utiliza para las aforaciones el método volumétrico, ya que ninguno de los otros métodos, como son el método de corcho, métodos químicos, ni mediante vertederos, se pudieron utilizar. Los resultados del aforamiento por el método volumétrico son:

a) EN EL MANANTIAL DE CACHETURO.-

Su volumen promedio fue de 10 litros. El tiempo se registró con un reloj marca Zeiko, se lo midió tres veces:

$$t_1 = 5.5 \text{ segundos}$$

$$t_2 = 6.0 \text{ segundos}$$

$$t_3 = 6.0 \text{ segundos}$$

El tiempo promedio es de 5.8 segundos.

Por lo tanto, su caudal:

$$Q = \frac{V}{t}, \text{ de donde}$$

$$Q = \frac{10}{5.8}$$

$$Q = 1.7 \text{ l/seg.}$$

b) QUEBRADA DE JARALLAGUA.- (abscisa 0 ≠ 000

Su volumen fue calculado en su valor medio, obteniéndose:

$$V = 10 \text{ litros}$$

El tiempo registrado es

$$t_1 = 9.5 \text{ segundos.}$$

$$t_2 = 10.0 \text{ segundos}$$

$$t_3 = 10.0 \text{ segundos}$$

El tiempo promedio es $t = 9.83$ segundos

$$Q = \frac{V}{t}$$

$$Q = \frac{10}{9.83}$$

$$Q = 1.02 \text{ l/seg.}$$

Varias vertientes ($o \neq 550$). El volumen del recipiente utilizado es $V = 10$ litros

De la misma forma, como en los casos anteriores, tenemos:

$$t_1 = 10 \text{ segundos}$$

$$t_2 = 10.5 \text{ segundos}$$

$$t_3 = 10.5 \text{ segundos}$$

Tiempo promedio $t = 10.33$ segundos

$$Q_2 = 0.98 \text{ l/seg.}$$

Por consiguiente, el caudal total de la quebrada de Jarallagua, es:

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

$$Q_t = 1.02 + 0.98$$

$$Q_t = 2.0 \text{ l/seg.}$$

En general, la suma de caudales que abastecerá a la población es de $1.7 + 2.0 = 3.7$ l/seg.

4. 2. CALIDAD DEL AGUA.- El término "calidad del agua", es de un significado muy amplio, así sus características deseables varía según la utilización a la que quiera destinarsela, ya sea doméstico, comercial, industrial, recreativo.

El agua para la bebida y la preparación de los alimentos debe estar excenta de organismos capaces de provocar enfermedades de minerales y substancias orgánicas que puedan producir efectos fisiológicos. Por lo tanto, para fomentar el consumo debe ser aceptable desde el punto de vista estético: Excenta de turbiedad, color y olor aceptable, sabor agradable, temperatura razonable. Si cumple estos requisitos el agua toma el nombre de "potable" cuyo significado es que puede consumirse-

en cualquier cantidad, sin provocar efectos perjudiciales sobre la salud de los seres humanos y también sobre los materiales empleados para su diseño.

De acuerdo a lo expuesto vemos la importancia de los análisis: físicos, químicos, bacteriológicos y parasitológicos.

4. 2. 1. TOMA DE MUESTRAS.- La toma de muestras para los exámenes físicos y químicos se la efectuó en época de estiaje y en tiempo lluvioso. Su cantidad fue de cinco litros y se la recogió en un recipiente de plástico de un lugar cercano a la captación. Se trató de que el período de tiempo que transcurrió entre la toma y el análisis fuera mínimo.

Para los exámenes bacteriológicos y parasitológicos se obtuvo la muestra de dos frascos de vidrio con tapa esmerilada, de capacidad 200 cc. cada uno.

Se tomó la precaución de evitar posibles contaminaciones. El tiempo que transcurrió entre la toma y el análisis fue aproximadamente de cuatro horas.

En resumen, para la toma de muestras se procedió a seguir estrictamente las normas del I.E.O.S.

4. 2. 2. ANALISIS FISICO.- Las características físicas son las que más impresionan al pueblo consumidor, apesar de tener la menor importancia en el aspecto sanitario, -- pues el agua de bebida no deberá tener ninguna impureza que sea ofensiva al sentido de la vista u olfato.

En la calidad del líquido las substancias que pueden alterar se hallan bajo los estados de: Suspensión, coloidal o de disolución.

Cuando los tamaños de las partículas sea de 0.1 a 1 μ (1 μ = 10^{-6} mm), estarán en estado de suspensión.

Estas partículas pueden ser: tierra, areniscas, etc. Se podrá eliminar por filtración o sedimentación.

Se hallará en estado coloidal, cuando el tamaño de las partículas en suspensión fluctúa entre 1 a 100 μ . No pueden ser eliminadas facilmente por sedimentación ni filtración ordinaria.

Para tamaño de 0.2 a 0.3 μ estarán en disolución y puede eliminarse por precipitación química.

Las características físicas presentan las máximas -- concentraciones tolerables, por consiguiente conviene realizar un breve comentario de cada una de ellas.

- a) TURBIEDAD.- Es una condición física exigida para el a--

agua potable, la presencia de turbiedad débese a partículas en suspensión tales como: arcilla, limo, algas y otras sustancias inorgánicas. Se mide con el turbidímetro y se acepta como unidad de turbiedad la que produce en peso una parte de sílice en un millón de partes de agua destilada.

Según las normas internacionales para el agua potable para consumo dadas por la O.M.S. el límite fluctúa entre 5 UT y 25 UT. El I.E.O.S. no especifica normas para el presente caso.

Se elimina la turbiedad mediante tratamientos especiales como son: La coagulación, sedimentación y filtración.

b) TEMPERATURA.- La temperatura óptima del agua es de 5 a 15 °C. El agua demasiado fría puede ser perjudicial a la salud y muy caliente no resulta refrescante, también puede llegar a romper conductos de distribución; razón por la cual es necesario modificar la temperatura en una planta de tratamiento.

c) OLOR Y SABOR.- El agua potable no debe tener olor ni sabor extraños, En este caso hay muchos métodos para su eliminación, como son: aireación, sedimentación, filtración, desinfección, etc.

Olor es la impresión producida en el olfato debido a la presencia de materiales orgánicos descompuestos, organismos vivos, algas, gases como el amoníaco, hidrógeno sulfuroso etc. Todo esto puede afectar a los sentidos del olfato y gusto ya que aunque distintos se encuentran íntimamente relacionados.

El olor se mide por el método llamado "ensayo incipiente", consiste en diluir el agua hasta que el olor desaparezca; para lo cual se diluye 25 cc. del agua problema, en agua sin olor hasta completar 250 cc. El olor incipiente es 10.

d) COLOR.- El color es la impresión ocular producida por la presencia de materias en el agua. Hay dos clases de color: aparente y verdadero. El color aparente puede producirse por el enturbamiento, podrá eliminarse por precipitación o dejando en reposo por un largo período.

El color verdadero, depende de las sustancias minerales disueltas, especialmente sales de hierro y materias coloidales de naturaleza orgánica.

Se mide el color por comparación con colores patrones según la escala de platino - cobalto. Toma como medida la producida por 1 mg. de platino disuelto en un litro de agua.

El límite es de 20 ppm. La norma del I.E.O.S. fija para agua cruda un valor máximo de 300 unidades de color.

4. 2. 3.-ANÁLISIS QUÍMICO.- El agua que se utiliza en las comunidades para diferentes actividades debe estar en perfectas condiciones químicas, especialmente para ingerir;- Así las sales minerales deben encontrarse en el agua en cantidades determinadas para que el individuo de cualquier edad evite alteraciones de tipo fisiológico en su organismo, razón por la cual constituye un elemento cuantitativamente más importante.

El análisis químico es muy necesario para determinar las concentraciones de los constituyentes químicos de acuerdo a normas establecidas. Con relación a las normas del I.E.O.S. los compuestos químicos en la calidad del agua se dividen en:
a) COMPUESTOS QUE AFECTAN LA POTABILIDAD.-

Substancia	Concentración máxima aceptable .
Hierro	50,0 mg/l
Manganeso	5.0 "
Cobre	1.5 "
Zinc	1.5 "
Magnesio más sulfato sódico	1.000 ,0 "
Sulfonatos de Alquibencilo	0,5 "
Total de sólidos disueltos	1.500 ,0 "

b) COMPUESTOS PELIGROSOS PARA LA SALUD.-

Substancia	Concentración máxima aceptable.
Nitratos	45.0 mg/l
Fluoruros	1.5 "

c) COMPUESTOS TOXICOS.-

Substancia	Concentración máxima aceptable.
Compuestos fenólicos	0.002 Mg/l
Arsénico	0.05 "
Cadmio	0.01 "
Cromo	0.05 "

Cianuros	0.2	mg/ l
Plomo	0.05	"
Selenio	0.01	"
Radio núclidos (actividad beta total)	1.000.0	"

d) COMPUESTOS QUIMICOS INDICADORES DE CONTAMINACION.-

Substancia	Concentración máxima aceptable	
Demanda bioquímica de oxígeno	6.0	mg/l
Demanda química de oxígeno	10.0	"
Nitrógeno total (excluido nitratos)	1.0	"
Amoníaco	0.5	"
Extractos de carbón con cloroforma	0.5	"
Contaminantes orgánicos	1.0	"

He aquí una breve exposición sobre las principales características químicas del agua.

A.- DUREZA.- Se denomina al contenido de sales de calcio y magnesio . También por sales de hierro, magnesio, cobre, bario, zinc, plomo, las cuales se hallan en mínimas proporciones en el agua.

Las aguas según su dureza se clasifican en:

Aguas blandas	0 - 50	p.p.m.
Aguas moderadamente duras	50 - 150	p.p.m.
Aguas duras	150 - 300	p.p.m'
Aguas muy duras	pasa de 300	p.p.m.

Apesar de que la dureza es un factor sin importancia -- en el agua potable presentan las aguas duras las siguientes -- desventajas:

- a) Hace mayor el consumo de jabón.
- b) El tiempo de cocción de las legumbres y la carne es mayor.
- c) Produce incrustaciones en utensilios de cocina y en las tuberías de aducción.

La dureza total del agua está compuesta por la dureza en carbonatos (dureza temporal) y la dureza debida a otras sales (dureza permanente)

1.- DUREZA TEMPORAL.- La dureza temporal se debe a los carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio. Estos compuestos son solubles en ácido carbónico libre, el cual se desprende en forma gaseosa, al hervir el a--

gua . Por lo tanto, la dureza de carbonatos puede eliminarse por ebullición.

2.- DUREZA PERMANENTE.- La dureza permanente se debe a los cloruros, nitratos, sulfatos y silicatos de calcio y magnesio. Esta clase de dureza no es posible eliminarla por ebullición.

B) ALCALINIDAD.- La alcalinidad cuando tiene como indicador a la fenolftaleína estará expresada en carbonato de calcio. No excederá de 15 p.p.m. más 0.4 veces la alcalinidad total.

En cambio si se tiene como indicador a la heliantina la cual permite determinar la presencia de hidróxido de carbonato y bicarbonato.

En general, la alcalinidad puede ser identificada mediante dosificación de una solución de ácido sulfúrico, utilizando como indicadores los ya enunciados. De acuerdo a este procedimiento se reconoce lo siguiente:

a) Hay alcalinidad de carbonato, cuando la alcalinidad no es nula, pero es menor que la alcalinidad total.

b) Hay alcalinidad de hidroxido, cuando la alcalinidad es mayor de la mitad de la alcalinidad total.

c) Hay alcalinidad de bicarbonato cuando la alcalinidad es menor que la mitad de la alcalinidad total.

C) PH.- El PH significa potencial de ión hidrógeno. Cuando el PH es mayor a 7 el agua es alcalina, debido a la presencia de carbonatos; cuando es menor a 7 el agua es ácida, lo cual se debe casi siempre a la existencia de dióxido de carbono. Por lo tanto, el punto de transición no se encuentra exactamente en el PH = 7, lo cual indica la neutralidad del agua.

Existen varios métodos para su determinación, entre ellos: Junto al papel tornasol, método clorimétrico, método eléctrico.

La expresión cuantitativa del PH varía de 0 a 14,-- según normas del I.E.O.S. su límite recomendable es de 7 a 8- y el tolerable de 6 a 7.

D) CLORUROS.- Toda el agua natural contiene cloro en forma de cloruros.

El líquido será insípido o de sabor metálico, salado o amargo según que los cloruros que contenga sean de sodio, -

calcio o magnesio.

El límite admisible para agua potable se ha establecido en 250 miligramos /l . Si excede en concentraciones mayores indicará una posible contaminación.

E. HIERRO Y MAGNESIO.- El hierro y el magnesio pueden existir en el agua bajo dos formas: Como iones ferrosos o manganosos, de valencia (2) y como iones férricos o mangánicos de valencia (3). Cualquiera que sea su dosificación, no resulta perjudicial desde el punto de vista sanitario. Sus límites van desde 0.05 a 0.1 mg/l. Si excede a esta cantidad se produce: Enturbamiento, coloración y alteración en el sabor, manchas en la ropa, incrustaciones en las tuberías, proliferación de las bacterias de hierro y manganeso.

Debido a lo expuesto, es necesario considerar un tratamiento: Se elimina por aireación; si es que el hierro se halla en solución. Si se encuentra en forma orgánica puede eliminarse por coagulación.

F) COMPUESTOS NITROGENADOS.- El amoníaco y el ácido nitroso no son perjudiciales en la vida de los seres humanos si aparecen en pequeñas cantidades. Estos compuestos pueden ser consecuencia de la contaminación fecal, por lo tanto deben estar ausentes del agua potable, ya que en la mayoría se encuentran en aguas subterráneas profundas.

Se debe admitir hasta 50 mg/l sin embargo conviene que no pase de 30 mg/l y en este caso no existen reparos desde el punto de vista higiénico y la fuente de agua de abastecimiento puede ser desechable.

G) SULFATOS.- El ácido sulfhídrico altera el olor del agua. Su presencia puede ser debido a impurezas orgánicas; el agua que contenga ácido sulfúrico o sulfatos en cantidades mayores no puede emplearse porque ataca a la cal y al hierro produciendo corrosión en las tuberías y estructuras de concreto. No es apta para riego, pues tiene efectos nocivos para las plantas.

El valor máximo tolerable es de 250 mg/l según normas del I.E.O.S.

H) FLUORUROS.- Cuando el agua contiene fluor de 1 mg/l es beneficioso para evitar la caries dental, pero es imposible ya que el agua natural contiene hasta 0.5 mg/l como máximo, y además la caries no es una enfermedad pro



ducida por la carencia de fluor.

En proporción muy elevada, puede producir lesiones en los huesos, manchas en los dientes, dando el tipo de dientes conocidos como beteados.

I) DIOXIDO DE CARBONO.- Se encuentra ligado al calcio o al magnesio formando carbonatos (CO_3 Ca; CO_3 Mg).

El cálculo se lo efectúa a partir de la dureza de carbonatos.

Este compuesto se halla en el agua en forma gaseosa o bien disuelto como ácido carbónico. Cuando el dióxido de carbono se halla libre y en exceso toma el nombre de agresivo y ataca al hormigón y a los metales.

J) OXIGENO.- El contenido de oxígeno en el agua es necesario en cantidades adecuadas para la vida de organismos acuáticos. La concentración de oxígeno disuelto en el agua puede ejercer corrosividad sobre los metales. La determinación de este elemento disuelto es la base para la demanda bioquímica de oxígeno.

4. 2. 4.- ANALISIS BACTERIOLOGICO.- El análisis bacteriológico reviste gran importancia porque el agua para que sea potable debe estar ausente de bacterias que puedan originar trastornos en el organismo humano; desde el punto de vista sanitario hará destruir la confianza depositada en el producto. Este análisis consiste en examinar las aguas en busca de gérmenes patógenos, los cuales mueren muy pronto en el agua, por lo tanto requiere una serie de operaciones -- que reflejarán en los resultados finales del análisis.

El examen bacteriológico tiende a mostrar la contaminación fecal o presencia de los gérmenes del grupo coliforme, entendiéndose aquellas bacterias que fermentan rápida y precozmente la lactosa conformación de ácido-gas a la temperatura de 35°C.

Se ha escogido el grupo coliforme por las siguientes razones:

- a) Siempre esta presente en desechos humanos y animales.
- b) Sobrevive en el agua por un tiempo relativamente largo.
- c) Su número aumenta proporcionalmente con la contaminación fecal.
- d) En las aguas negras se hallan en grandes cantidades, comprendiendo entre 4 a 5 millones por milímetro.

Los principales métodos de investigación de gérmenes del grupo coliforme son:

- 1.- Método Presuntivo
- 2.- Método Confirmativo

1.- METODO PRESUNTIVO.- Su objetivo es demostrar en el agua la presencia de gérmenes fermentadores de lactosa, con desprendimiento de gas. Consiste el análisis en sembrar el agua en tubos de ensayo con caldo lactosado que en su interior llevan una campana invertida que permite acumular gas y leer el tubo. Se incuban los tubos sembrados a la temperatura de 35°C y se examina al final de 24 horas. Si no se forma gas el ensayo se considera dudoso y la presencia de un grupo coliforme deberá confirmarse más adelante.

2.- METODO CONFIRMATIVO.- Consiste el ensayo, en confirmar la presencia de gérmenes de cada uno de los tubos de la prueba presuntiva. Se agrega líquidos o sólidos como el agar Endo o el caldo bilis-lactosa - verde brillante, en los cuales pueden crecer ciertos gérmenes del grupo coliforme como la Eschrichia. La formación de gas a las 48 horas de incubación constituye un ensayo confirmado y se leerá los resultados obtenidos, los cuales se expresan en términos:

Número más probable (N.M.P.) de gérmenes del grupo coliforme por 100cc. de agua.

Las normas del I.E.O.S. en la calidad bacteriológica hace la siguiente clasificación:

CLASIFICACION	NMP/100 ml	DE BACTERIAS COLIFORMES.
A. Exige solo tratamiento de desinfección.		0 - 50
B. Exige métodos convencionales de tratamiento		50 - 5.000
C. Contaminación intensa que obliga a tratamientos más activos.		5.000 - 50.000
D. Contaminación muy intensa que hace inadaptable el agua.		Más de 50.000

4. 3.- CONCLUSIONES Y RESULTADOS.- Se puede concluir que los análisis realizados prolijamente, tanto del físico, químico como bacteriológico y parasitológico - se hallan dentro de las normas aceptables. Por consiguiente, las fuentes de abastecimiento escogidas para el presente estudio cumplen con todos los requisitos para el presente diseño.

Los resultados de los análisis son los siguientes:

4. 3. 1. PRIMERA MUESTRA DEL MANANTIAL CACHETURO.-

FECHA DE TOMA:	18 - XII - 78
HORA:	11 pm.
FECHA DE ANALISIS:	19 - XII - 78
HORA	9 am.
CONDICIONES AMBIENTALES	Caluroso

ANALISIS FISICO	RESULTADOS
Turbiedad	0.05 UT
Temperatura	10°C
Olor	Ninguno
Sabor	No objetable
Color	Incoloro

ANALISIS QUIMICO	RESULTADOS
PH	6.9
Cloro libre	0.0 mg/l
Ca ⁺⁺	2.34 "
Mg ⁺⁺	1.86 "
Na ⁺	0.54 "
K ⁺	0.015 "

Suma de Cationes 4.755 mg/l

PO ⁴⁻	0.02 mg/l
NO ₃ ⁻	0.0075 "
CO ₃ ⁻	0.0 "
HCO ₃ ⁻	0.45 "
SO ₄ ²⁻	0.0016 "
Cl ⁻	0.0 "
NO ₂ ⁻	0.0 "
Fe	0.45 "

CO ₂	2.99	mg/l
Dureza total (Ca, Mg, Fe)	196.74	P.p.m.
Alcalinidad a la Fenolftaleína	0.0	

ANALISIS BACTERIOLOGICO Y PARASITOLOGICO	RESULTADOS
--	------------

1.- Muestra: Grupo coliforme, negativo	N. M. O. = 21
Parásitos	0.0
2.- Muestra: Grupo coliforme, negativo	N. M. O. = 25
Parásitos	0.0

- Adjunto los respectivos certificados de los análisis efectuados.

(Anexo No. 3).

Obras Civiles

ESTUDIO TOPOGRAFICO

La topografía como base de la ingeniería nos permite determinar distancias, diferencias de elevación, direcciones, ángulos, situaciones, etc.

Sus principios se basan en los conocimientos de la Geometría, Trigonometría, Física, Astronomía y la Teoría de Probabilidades.

Para la práctica de la Topografía, se requiere habilidad en el arte de la observación, así como en la aplicación de los procedimientos de campo, para que sean traducidos en el gabinete en forma horizontal.

Los rasgos necesarios para obtener el éxito deseado incluye la precisión en la obtención de datos y su integridad a su vez debe añadirse iniciativa, ingenio y el razonamiento lógico; es indispensable el buen criterio y una actitud científica imparcial hacia todas las medidas y resultados.

En el presente proyecto el estudio topográfico ha sido realizado en dos partes:

- a) Trabajo de Campo
- b) Trabajo de Gabinete

a) TRABAJO DE CAMPO.- Se realizó a través de los siguientes levantamientos topográficos:

1.- Levantamiento de toda la zona urbana de Chuquiribamba incluyendo todas las posibles áreas futuras de expansión, tales como: la ampliación del Colegio "San Vicente de Ferrer", etc. Este estudio topográfico fue realizado directamente por el I.E.O.S.

2.- Topografía de la línea de conducción, desde los sitios determinados para la captación hasta la población.

En ambos estudios, se ha hecho primeramente el reconocimiento del sitio para determinar el trazado más factible del polígono, ya sea cerrado o abierto, según las circunstancias.

Para el levantamiento de la zona urbana, el polígono es obligadamente cerrado, para determinar con mayor facilidad la ubicación de manzanas y diferentes puntos de detalle que nos indicarán las irregularidades del terreno; en esta forma,

se ha obtenido toda la distribución del trazado de las calles localización de las principales Instituciones, etc.

La poligonal abierta enlaza ambas captaciones, tanto la del Manantial de Cacheturo como la de la Quebrada de Jara-llagua, así mismo en su recorrido une las principales obras de arte que se ubicarán como: Tanques rompe-presión, Planta de tratamiento, población y tanque de reserva llegando hasta la otra captación.

La medición de ángulos tanto horizontales como verticales se realizó a doble lectura con el Teodolito, se tomó a su vez el rumbo de partida como de llegada con la brújula del aparato. Las longitudes se midieron a cinta y a estadía, efectuándose la comprobación respectiva. En los vértices principales del polígono se colocó mojones de cemento del tamaño que indica las normas del I.E.O.S., los cuales han servido para la obtención de detalles, facilitando la elaboración de curvas de nivel en el trabajo de Gabinete. Estos mojones, nos han servido como puntos de referencia para la ubicación de BM y para hacer más viable cualquier comprobación posterior.

Con respecto a la nivelación, se procedió a nivelar la poligonal abierta cada 20 mts., comprobándose en cada BM ubicado, para luego en trabajos de oficina obtener la cota respectiva y el cálculo de puntos de detalle, los cuales nos reflejarán en curvas de nivel la altimetría del terreno.

Los aparatos empleados en el trabajo de campo fueron:

1 Teodolito, marca Sokkisha, # 115846

1 Nivel marca Kern

Brújula, estadía, cinta de acero, jalones.

1 equipo de 5 personas.

b) TRABAJO DE GABINETE.- Consistió en calcular y dibujar.

Los cálculos de las poligonales, se los realizó en base a los datos obtenidos en el trabajo de campo, determinándose los rumbos verdaderos, los mismos que fueron equivalentes a los leídos; en esta misma forma se determinó distancias horizontales, coordenadas parciales y corregidas, etc.

Para el cálculo de la nivelación se efectuó con la cota obtenida por el I.E.O.S. en la intersección de las calles García Moreno y Sucre de la mencionada Parroquia, así mismo se efectuó la comprobación respectiva admitiendo un error aceptable dentro de las normas del I.E.O.S. Cabe indicar que no e--

xiste en el centro parroquial un IGM.

Con respecto a los planos, se ha efectuado escalas convenientes tanto en horizontal como en vertical (ver en anexos). Aquí se han ubicado todas las obras de arte que se construirán en el presente trabajo con sus principales detalles .

A N A L I S I S G E O L O G I C O D E L A Z O N A

INTRODUCCION.- La parroquia de Chuquiribamba pertenece al área de Loja, se encuentra en la zona austral del Ecuador. El terreno es montañoso, con altitudes que varían entre 2.200 y 3.800 mts. Existen continuas y pequeñas lluvias, la temperatura estimada es de 12°C , se mantiene una ligera vegetación; de lo antedicho se puede estimar -- que el clima es predominantemente frío.

G E O L O G I A . -

DEFINICION.- De un estudio generalizado de la zona se ha determinado la inclusión de las rocas metamórficas y volcánicas, con tonos de cuerpos graníticos y sedimentos terciarios ocupando toda la cuenca de Loja y Catamayo.

Se cree que la serie Zamora es de edad Paleozoica, porque un granito semejante situado dentro de las rocas metamórficas se ha allado en la Hoya de Saraguro al Norte, con una edad radiométrica de 168 millones de años.

De los estudios anteriormente indicados en forma comparativa, se ha determinado que estos lugares pertenecen a la formación de Sacapalca.

FORMACION SACAPALCA.- (PALEOCENO).- Consiste en la acumulación de lavas Andesíticas con capas piroclásticas intercaladas y rellenan una zona tectónica de cerca de 15 Kms. de ancho, la misma que se prolonga en dirección Sur hacia la frontera con el Perú y las lavas Andesíticas y dioritas.

Entre los minerales se incluye inestatito, hipersteno, augita y raramente hornablenda, tenemos lavas basálticas en gran parte.

ESTRATIFICACION.- La estratificación en esta zona y en sus contornos presentan buzamientos fuertes al

Oeste y en ciertos lugares los estratos se encuentran verticales.

El espesor de la formación Sacapalca es desconocido, debido a que tiene miles de metros.

El caracter petrológico observado en los cortes a lo largo de la carretera Loja-Taquil-Chuquiribamba, da para observar que las ralias han cambiado muchísimo por efectos del metamorfismo, como consecuencia de las acciones orogénicas o magmáticas. Se ha notado que en dicha parroquia los estratos están desplegándose gigantescamente entremezclandose con interrupciones plutónicas.

ANALISIS DE CAPTACION.- De las muestras tomadas en el manantial de Cacheturo, se ha obtenido en forma general sedimentos arcillosos, similar al lastre, a una profundidad de 1.20 mts. determinándose una resistencia del suelo de 1.8 Kg/cm² medido en el sitio con un penetrómetro de bolsillo CL - 700 con el mismo que se efectúa todas las medidas. En este sitio se ha encontrado también esquistos micáceos, todos derivados de rocas eruptivas.

En la Quebrada de Jarallagua el lecho para la captación es totalmente petreo en su mayor parte conformado por roca fuertemente intemperada. En su interior predomina la roca llamada dierita totalmente metamorfizada.

ANALISIS EN PLANTA DE TRATAMIENTO.- Se ha encontrado en los análisis realizados presencia de suelos de caracter residual, de la variedad arcillosa, conforme se aumenta en la profundidad superior a 1.50 m. se encuentran asociados ferruginosos del tipo de mineral limonita.

ESCAVACION.-

PROFUNDIDAD	SUELO	RESISTENCIA EN	Kg/ cm ²
0.50 m.	Arcilla-Limos	1.8	
1.00 m.	Arcilla	1.5	capa freática
1.50 m.	Limonita	2.0	
2.00 m.	Cascajo	2.20	

NOTA.- Las resistencias han sido determinadas en sitios con el penetrómetro de bolsillo antes citado.

El nivel freático en todo el recorrido de la línea de conducción se encuentra a varios metros de profundidad, ya --

que en su mayoría son terrenos sedimentarios, con gran cantidad de rocas igneas. En la conducción de la Quebrada de Jarallagua, en la abcisa 0 + 550 practicamente el nivel freático es superficial; ya que el terreno es totalmente pantanoso.

RECOMENDACIONES.- El análisis petrológico de la zona nos ha permitido una clasificación litológica adecuada de las muestras tomadas.

Se procede a recomendar en la abcisa 0 + 850 en el lugar determinado para la construcción de la planta de tratamiento realizar plataformas hasta una profundidad de 1.50 m. (2 niveles) para que luego la cimentación se realice a - 0.60 m.

Se aconseja un dren de seguridad, que garantizará la construcción al rededor de la planta de tratamiento, lo que cortaría la infiltración de la capa freática superior.

La profundidad de este dren sería determinado con precisión por el Ing. Constructor de la obra.



Capitulo V

C A P I T U L O V

C A P T A C I O N

5. 1.- Para una obra de captación se debe tener las siguientes manifestaciones:

- a) El líquido debe ser una cantidad disponible suficiente para los fines previstos.
- b) La inversión, que sea lo mínimo posible.

En base a la primera idea, se ha escogido dos fuentes de captación: Subterránea y superficial, porque ambos caudales cumplen la determinada cantidad de agua que esta población necesita; apesar de que el costo de la obra de captación va a ser mayor, pero peor será que después de un período de tiempo exista carencia de agua.

5. 1. 1.-QUEBRADA DE JARALLAGUA.- Nace en la cima de la montaña, su cauce lo forman varias vertientes sirviendo de regulación que al unirse dan un caudal de $2.0 \frac{\text{lit}}{\text{seg.}}$ medido en época de estiaje y aproximadamente el caudal en época de creciente es de 150 l/seg.

Esta obra de toma debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La cantidad de agua debe ser constante en cualquier calado de la quebrada.
- b) El material sólido y flotante debe ser impedido en la entrada a la conducción y tratar de que éste siga por la quebrada.
- c) Satisfacer las condiciones de seguridad, por ejemplo en el caso de derrumbes.
- d) El cauce de la quebrada debe ser estable.

Para aguas superficiales, tenemos las siguientes clases de obras:

A.- OBRAS DE TIPO CONVENCIONAL.-

- a) Tomas con azud móvil
- b) Tomas con azud fijo
- c) Tomas de rejilla de fondo

A. 1.- TOMAS CON AZUD MOVIL.- Cuando el agua que no es captada por el canal, pasa por encima del azud, nos encontramos con un azud móvil, esto se explica en razón de que el caudal de estiaje es mucho menor al cau--

dal de creciente llegándose a inundar varios terrenos de cultivo generalmente planos.

No es conveniente aumentar demasiado la capacidad -- del azud, ya que este y el zampeado resultan lo más costoso -- en la obra de toma, por lo tanto la longitud del dique no debe ser muy grande y el resto se prefiere cerrar con un dique-ciego, por lo general con una presa de tierra que es lo más e conómico. La altura de la cresta, debe ser diseñada a una al tura mínima, porque es muy conveniente que los sedimentos acu mulados no sean tan difíciles de movilizar para su limpieza, -- dada su pequeña cantidad.

En vista de que el agua continuamente va a pasar por sobre las compuertas, como por vertedero siendo variable la -- altura de la cresta, es por esta razón que a esta estructura se la conoce con el nombre de azud móvil.

Es conveniente sentirse en la posición de mover las -- compuertas en cualquier momento útil, regulando por medio de -- éllas el calado, por este motivo las compuertas están ubica-- das en varios tramos del azud; generalmente cuando son accio-- nados a mano, su ancho no pasa de 5 metros; cuando es mayor se utiliza la fuerza eléctrica. Las compuertas más utiliza-- bles son de deslizamiento, las de sector y las rodantes.

Las compuertas de deslizamiento son tableros de madera o de hierro que se deslizan verticalmente sobre perfiles u bicados en el azud.

Las compuertas rodantes se usan cuando su diseño es -- grande y por su naturaleza son sumamente pesados, ejerciendo -- resistencia por fricción, necesitan de fuerza para ser moviliz ados, por lo tanto requieren de mecanismos especializados y -- complicados. Se utilizan rodillos en el costado del tablero -- unidos al marco y que ruedan sobre el perfil que sirve de --- guía.

Las compuertas de sector, constan de una chapa metá -- lica cilíndrica reforzada con perfiles y montada en una arma -- zón que gira al rededor del eje empotrado en los muros, lleva un contrapeso que compensa el peso de las compuertas.

El cálculo de este tipo de azud, se lo realiza en for -- ma similar al del azud fijo. Entre las desventajas para su -- construcción es el de mantenimiento costoso por tener muchas -- partes móviles, además son sensibles al paso de tormentadas, -- especialmente sus daños se producen en las compuertas.

A.2.- TOMAS CON AZUD FIJO.- Esta clase de tomas se construyen generalmente en ríos de montaña, porque tienen caudales pequeños y gradientes relativamente grandes se encuentran formadas por los siguientes elementos:

1.- Un dique que permite cerrar el cauce del río, para que toda el agua entre en la conducción por debajo de la cota de su cresta, y el exceso de agua que exista en época de creciente pase por encima de este dique con gran energía, haciendo las veces de vertedero; de ahí su nombre de azud.

2.- Una compuerta de admisión colocada entre la toma y la estructura con la finalidad de interrumpir totalmente el servicio en caso de reparación o inspección.

3.- Una reja de entrada que obstaculiza el paso de material sólido y flotante hacia la conducción. Se halla a una determinada altura sobre el fondo del río, mientras que los barrotes están más o menos a 20 cm. de separación; aún con esta protección sigue pasando material que a su vez es detenido por un desripiador. Este desripiador debe tener una salida para drenaje, la cual servirá para lavar esta cámara.

4.- Una transición de entrada al canal con el fin de que el material grueso, se detenga dentro del desripiador y no pase al canal. Por tal razón la conexión del desripiador se hace por medio de un vertedero, su ancho es mayor que el del canal que sigue. El objetivo de la transición es evitar pérdidas grandes de energía entre la salida del desripiador y el canal.

5.- Un zampeado y un colchón de aguas situado al pie del azud para que el líquido que vierte en creciente, disipe la energía y no ocasiona erosión, socavación que puede destruir la obra.

Existe filtración por debajo del azud, ejerciendo una subpresión en el zampeado que podría romperlo. Para disminuir esta subpresión como también para anclar el azud se construye por debajo del zampeado drenes con sus respectivos filtros y aguas arriba un dentellón.

6.- Una compuerta de purga o de limpieza situada a un extremo de la reja de entrada en un lado del azud. La función de esta puerta es eliminar todo el material grueso que puede traer la corriente, y en algunos casos llegar a tapar la reja de entrada y a veces hasta interrumpir el ser-

vicio. La compuerta se abre en las crecientes cuando sobra a gua, por lo tanto ayuda el trabajo del azud. •

A. 3.- TOMA DE REJILLAS DE FONDO.- Esta obra se aplica para ríos de montaña que tienen las siguientes características:

- a) Pendientes longitudinales mayores al 10%
- b) Crecientes momentáneas, causadas por aguaceros - de corta duración y que llevan gran cantidad de material (piedras, arena, etc).
- c) Grandes variaciones de caudal diarias, que provienen de nevados.
- d) Contenido de sedimentos finos y pequeños.

Estas obras de toma convencionales traen consigo las siguientes ventajas:

1.- El azud debe estar colocado a cierta altura sobre el fondo del río, con el objetivo de captar el agua y como consecuencia son necesarias obras de disipación de energía cuyo costo es muy elevado.

2.- La compuerta de limpieza tiene una eficiencia - muy baja y siempre queda material frente a la reja.

3.- El mantenimiento debe ser constante y cuidadoso puesto que el material se aglomera en la reja, trayendo perjuicios para la captación.

Debido a lo expuesto, se diseñará para nuestro proyecto en la Quebrada de Jarallagua un tipo diferente de toma llamada Caucaçiana, por haber sido ya empleado en otras regiones dando buenos resultados y subsanando varios defectos en lugares de este tipo.

B.- TOMA CAUCACIANA.- Este tipo de toma consiste en una rejilla fina de fondo ubicada con una pequeña inclinación sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

La presa que cierra el río está formada por tres partes:

a) Un tramo en la orilla opuesta del canal, se com pone de un azud macizo sobre el cual vierte el a gua en crecentada. El azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña con las coordenadas de Creager -

b) Un tramo central con la rejilla y,
c) Un tramo hueco, en su interior, se ubica la galería que conduce el agua desde la rejilla al canal. La galería esta tapada con una loza de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el azud macizo. Cuando la rejilla está pegada en la orilla no es necesario este tramo.

Al final de la presa se constituye un zampeado, sus dimensiones dependen de la altura de esta y del caudal creciente.

La rejilla es la parte más baja de la presa que cierra el río, así que cualquiera que sea el caudal el agua pasa forzosamente sobre ella.

Con relación a lo anterior, la rejilla se ubica a cualquier altura sobre el fondo de tal manera que la altura del azud puede hacerse cero, apesar de que oscila entre 20 a 50 cm. Esto permite que las piedras pasen por encima del azud, con lo que se evita la construcción de la costosa compuerta de purga.

Otra ~~des~~ventaja sería la baja altura del azud que permite disminuir la longitud del zampeado. Estas son economías que reducen el costo de una toma caucaciana al de una toma convencional.

Este sistema también tiene una desventaja que es la facilidad con que se tapa la rejilla; por lo tanto, es necesario construir un desripador muy eficiente a continuación de la toma.

La rejilla se compone de barras de hierro de sección rectangular (pletina) o pueden ser de sección trapecial ubicadas con la base mayor hacia arriba, paralelamente a la dirección del río. No es muy aconsejable las barras redondas por su obstrucción con piedras finas, arena, etc. y son más difíciles de limpiar. La desventaja de las pletinas es su posibilidad de deformarse o ceder en el sentido horizontal para evitar se utilizan barras en forma de T, lo cual obliga a aumentar las dimensiones de las rejillas.

La separación de las barras varía entre 2 a 6 cm. La rejilla tiene una inclinación con la horizontal de 0° y -20° .

Antes de entrar al cálculo del azud, cuyo perfil se lo realiza a base de tablas, me permito presentar a continua

ción la fórmula básica para el proyecto de un vertedero:

$$Q = M b H^{3/2}$$

Donde H es la carga máxima de agua sobre la cresta del vertedero en m.

Q = caudal en m³/seg.

b = ancho del vertedero en m.

M = coeficiente que depende de la forma del azud.

2. a.-CALCULO DE CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO.- En la quebrada de Jarallagua, el caudal de estiaje es 2 l/seg y el caudal de creciente es de 250 l/seg, aproximadamente.

1.- ANALISIS DEL CAUDAL EN ESTIAJE.-

Datos: Q = 2,0 l/seg

M = 2,2 (perfil trapezoidal)

b = 0.30 m (adoptado el ancho del vertedero)

Ho = altura total del azud

Para un vertedero no sumergido, su fórmula es:

$$H = (Q / Mb)^{2/3}$$

$$H = (0.002 / 2.2 \times 0.3)^{2/3}$$

$$H = 0.021 \text{ m.}$$

$$z = \frac{Q^2}{2 g b^2 H^2} ;$$

z = desnivel entre los niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedero.

$$z = \frac{0.002^2}{2 \times 9.8 \times (0.3)^2 (0.021)^2}$$

$$z = 0,00514 \text{ m.}$$

$$Ho = H + z$$

$$Ho = 0,021 + 0,00514$$

$$Ho = 0,0264 \text{ m.}$$

2. b.-CALCULO DE LA CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO.

Datos: Q = 250 l/seg

$$H = (Q / Mb)^{2/3}$$

2.- ANALISIS DEL CAUDAL EN CRECIENTE.-

Datos: Q = 250 l/seg.

b = 0,3 m.

M = 2,2

$$H = (Q / Mb)^{2/3}$$

$$H = (0,25 / 2,2 \times 0,3)^{2/3}$$

$$H = 0,139 \text{ m.}$$

$$z = \frac{0,25^2}{2 \times 9,8 \times 0,3^2 (0,021)^2}$$

$$z = 0,034 \text{ m.}$$

$$H_0 = 0,139 + 0,034$$

$$H_0 = 0,173 \text{ m.}$$

2. b. PROCESO DE CALCULO DEL AZUD.- La ubicación de esta obra será

en la abscisa 0 + 000 Km por las condiciones Topográficas y geológicas realizadas previamente.

El azud llevará un perfil trapezoidal, ligeramente redondeado, toma la forma de una parábola cuya curva tiene por ecuación

$$x^2 = 2,25 Ho y$$

Siendo x la distancia horizontal de b a cualquier punto de la napa inferior y y es la distancia vertical de b al mismo punto.

Cálculo de coordenadas del azud

x	y
0,369	0,35
0,342	0,30
0,312	0,25
0,279	0,20
0,242	0,15
0,197	0,10
0,140	0,05
0,108	0,03
0,090	0,02
0,060	0,01

Con el análisis anteriormente realizado, se deduce que el alto del azud es 0,35 m. y tiene una longitud de 0,37 m.

2.c- ZAMPEADO.- El zampeado tiene como finalidad evitar la erosión intensiva y la socavación del azud, ya que al pasar el agua sobre el azud lo hace con gran velocidad y llega al pié del mismo con un elevado contenido de energía; por consiguiente el propósito principal del zampeado es crear las condiciones necesarias para la disipación de energía, es decir que las velocidades altas se produzcan solamente sobre la parte revestida y que al entrar el agua al cauce no protegido, lo haga con velocidades bajas para no causar daño alguno.

Se consigue la disipación de energía con la producción de un resalto hidráulico sobre el zampeado.

1- CALCULO.- Aplicando la ecuación de Bernoulli entre dos puntos, como indica la figura tenemos:

$$T_o = d_{con} + \frac{v_{con}^2}{2g} + h_f$$

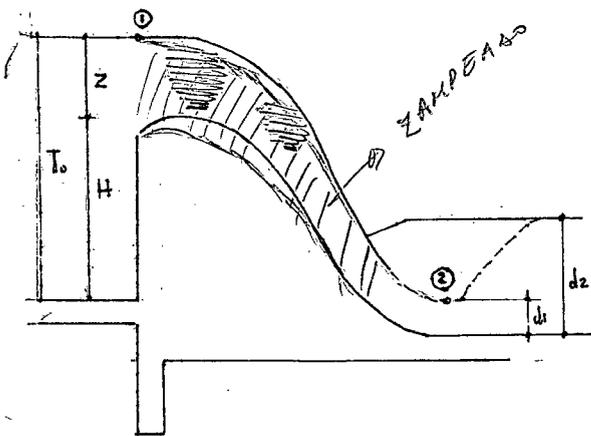
El zampeado lleva muros verticales en los extremos y forma un cauce rectangular. Su fórmula se simplifica a:

$$d_{con} = \frac{q}{K \sqrt{2g(T_o - d_{con})}}$$

T_o = altura del azud + altura de agua en época decreciente.

$$q = Q/b = \text{cauda unitario}$$

$K = 0,90$ para azud sin compuertas
(coeficiente de pérdidas).



Datos: $T_o = 0,173 + 0,35 = 0,5$

$$Q = 250 \text{ l/seg}$$

$$q = 0,25 / 2,20 = 0,114 \text{ m}^2/\text{seg.}$$

$$d_{con} = \frac{0,114}{0,90 \cdot 19,6 (0,5 - d_{con})}$$

$$d_{con} = 0,042 \text{ m.}$$

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pié del azud, se toma que $d_{con} = d_1$ (primera conjugada del resalto) y calculamos la segunda conjugada (d_2). Entonces:

$$d_2 = \frac{d_{con}}{2} \left(-1 + \sqrt{\frac{1 + 8 q^2}{g d_{con}^3}} \right)$$

$$d_2 = \frac{0,042}{2} \left(-1 + \sqrt{\frac{1 + 8 (0,114)^2}{9,8 (0,042)^3}} \right)$$

$$d_2 = 0,231$$

Además determinamos la velocidad crítica (V_c) y el Número de Froude, ya que en todo caso, éste último debe ser mayor a la unidad para que se produzca el resalto hidráulico.

$$V_c = q / d_{con}$$

$$V_c = 0,114 / 0,042 = 2,714$$

$$Fr = V_c / \sqrt{g d_{con}}$$

$$Fr = 2,714 / \sqrt{9,8 \times 0,042}$$

$$Fr = 4,23$$

Con el valor de Fr se entra al ábaco # 3 (Apéndice) para calcular la longitud del zampeado.

$$L/d_2 = 5,82 \text{ para } Fr = 4,23; \text{ por consiguiente } L = 5,82 \times 0,231$$

$$L = 1,34 \text{ m.}$$



LONGITUDES DE ZAMPEADO PARA CAUDALES ENTRE ESTIAJE Y
MAXIMA CRECIDA

Q m ³ /seg,	q	H	z	H _o	T _o	d _{con}	d ₂	V _c	F _r	L/d ₂	L'
0,0017	0,0008	0,005	0,001	0,006	0,306	0,0004	0,013	2,000	31,94	-----	-----
0,010	0,0045	0,016	0,004	0,020	0,320	0,002	0,044	2,25	16,07	2,78	0,122
0,020	0,0091	0,026	0,006	0,032	0,332	0,004	0,063	2,275	11,49	2,76	0,174
0,040	0,0182	0,041	0,010	0,051	0,351	0,008	0,088	2,275	8,13	2,62	0,231
0,080	0,0364	0,065	0,016	0,081	0,381	0,015	0,128	2,427	6,33	2,50	0,320
0,120	0,0545	0,085	0,021	0,106	0,406	0,022	0,166	2,477	5,33	2,38	0,395
0,160	0,0727	0,103	0,025	0,128	0,428	0,029	0,181	2,506	4,6985	2,98	1,082
0,200	0,0909	0,120	0,029	0,149	0,449	0,036	0,201	2,525	4,2515	3,85	1,176
0,250	0,1136	0,139	0,034	0,173	0,473	0,042	0,231	2,714	4,23	5,82	1,344

Longitud total del zampeado 1,35 m.

2. d.- CALCULO DE LA REJILLA.-

$$Q = 2,55 c K b L \sqrt{H_o} \quad (\text{fórmula tomada del libro Diseño Hidráulico de Krochin})$$

Hidráulico de Krochin)

Siendo:

Q = caudal

c = coeficiente de contracción,

que varía según la disposición de las varillas y según su inclinación con la horizontal.

t = ancho de una pletina = 3/8" =

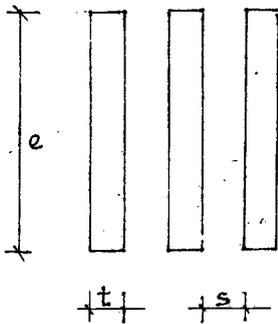
0,95 cm (adoptado por ensayo realizado oportunamente.)

S = espaciamiento entre platinas = 2 cm.

K = coeficiente de reducción entre el área total y el área efectiva. Según fórmula:

$$K = (1 - f) (s / s + t)$$

f = Porcentaje de área obstruida por arenas y gravas, incrustadas en las pletinas. Puede ser del 15 al 30 %.



Adopto el 20%.

Por consiguiente:

$$K = (1 - 0,2) (2 / 2 + 0,95)$$

$$K = 0,542 \text{ cm}^2.$$

$$c = C_0 - 0,325 i$$

$i = \text{tang } A$; $A = \text{ángulo de inclinación de la rejilla}$. Por criterio tomo $i = 0,20$.

$$C_0 = 0,6 ; \text{ cuando } e/s \text{ es mayor que } 4$$

$$C_0 = 0,5 ; \text{ cuando } e/s \text{ es menor que } 4$$

$e = \text{espesor de las pletinas}$. Para nuestro caso $e = 1'' = 2,54 \text{ cm}$.

$$e/s = 2,54/2 = 1,27 ; \text{ por lo tanto, } C_0 = 0,5$$

$$c = 0,5 - (0,325) (0,2)$$

$$c = 0,435$$

Para nuestro proyecto, adopto un ancho de rejilla $(b) = 10 \text{ cm}$.

$Q = 2,58 \text{ l/seg}$. Por tener dos captaciones tomo el 50% de este caudal de diseño más el 10% de incremento por tratarse de aguas superficiales

$$Q = 1,29 + 0,129 = 1,419 \text{ l/seg}$$

$$L = \frac{Q}{2,55 c K b \sqrt{H_0}}$$

$$L = \frac{0,00149}{2,55 \times 0,435 \times 0,542 \times 0,1 \times \sqrt{0,028}}$$

$$L = 0,15 \text{ m}$$

2.d. 1.- CAUDAL DE INGRESO POR LA REJILLA EN CRECIENTE

$$Q = 2,55 c K b L \sqrt{H_0}$$

$$Q = 2,55 \times 0,435 \times 0,542 \times 0,1 \times 0,15 \times \sqrt{0,173}$$

$$Q = 0,0038 \text{ m}^3/\text{seg} = 3,8 \text{ l/seg}$$

2.d.2.- ANALISIS DE LA RESISTENCIA DEL BARROTE UTILIZADO.- Las barras de la rejilla deben resistir el paso de una piedra de 50 cm de diámetro y cuyo peso específico es 2.6 T/m^3 . La consideramos a la piedra como una esfera, siendo su volumen

$$V = D^3/6$$

$$V = 3.14 \times 0.5^3/6 = 0.0655 \text{ m}^3$$

Peso específico de la piedra sumergida = $p - a = 2.6 - 1 = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Peso de la piedra sumergida W

$$W = V = 1.6 \times 0.0655 = 0.105 \text{ T/m}^3$$

El momento máximo se producirá, cuando la piedra se halle apoyada en dos barrotes y en el punto medio de la longitud de la reja; por lo tanto:

$$M = W L/4$$

$$M = 0.105 \times 0.13 / 4 = 0.0034 \text{ T/m}$$

$$\text{Resistencia del hierro } f_y = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{El módulo de resistencia } z = I/c; \quad z = M/f_y$$

$$z = 0.0034 \times 10^3 / 1200 = 0.28$$

$$z = \frac{b h^3 / 12}{h/2}$$

$$z = b h^2 / 6 = 0.28$$

$$b = 0.95 \text{ cm}$$

$$h = \sqrt{6 \times 0.28 / 0.95}$$

$$h = 1.33 \text{ cm}$$

Por seguridad adopto pletinas de 3/8 de pulgada x 1 pulgada

2. e.- CALCULO DEL CALADO NECESARIO EN CAMARA DE AZUD.- Es aquel calado requerido para el ingreso del caudal de diseño. La altura total será igual a la suma de las pérdidas de carga por entrada y salida, en la tubería que va al desarenador, más la pérdida de carga por rozamiento.

Datos:

$$\phi = 2''$$

h = pérdida de carga total

V = velocidad

Q = caudal = 1.419 l/seg

A = área

L = longitud = 10 m.

j = pérdida de carga unitaria

$$h = h_{\text{entrada}} + h_{\text{salida}} + h_{\text{rozamiento}}$$

$$h = 0.5 \frac{V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g} + jL$$

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{0.001419}{3.14 \times 0.05084/4}$$

$$V = 0.7 \text{ m/seg}$$

1.852

$$j = \frac{4 \times Q}{0.85 C (\phi/4)^{0.63} \times 3.14 \times \phi^2}$$

$$j = \frac{4 \times 0.001419}{0.85 \times 140 \times (0.05084/4)^{0.63} \times 3.14 (0.05084)^2}$$

1.852

$$j = 0.013 \text{ m/m.}$$

$$hf = j L = 0.013 \times 10 = 1.3 \text{ m.}$$

$$h = 1.5 \frac{V^2}{2g} + hf$$

$$h = 1.5 \times 0.7^2 / 19.6 + 1.3$$

$$h = 1.34 \text{ m.}$$

Para compensar esta pérdida de carga entre captación y desarenador se colocará tubería cerrada PVC con pendiente 1.3%

2. f.- DISEÑO DEL CANAL DE REBOSADERO, EN CAMARA DE CAPTACION.-

Se va a diseñar en el caso más desfavorable, es decir, cuando está llena, especialmente en la temporada de invierno. El exceso de agua desembocará en la misma quebrada.

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A \quad (\text{Fórmula de Manning para canales abiertos})$$

$$Q = 3.8 - 1.49 = 2.31 \text{ l/seg}$$

n = 0.010 (coeficiente de Manning, depende de la rugosidad, tomo el valor de hormigón acabado)

R = / A/8 (Radio hidráulico: Area sobre Perímetro mojado)

S = 2% (Gradiente hidráulica)

$$b = 2 h$$

$$A = b h = 2 h^2$$

$$0.0023 = \frac{1}{0.010} \quad A/8 \quad 2/3 \quad (0.02)^{0.5} \quad R = h / 2$$

$$R = \sqrt{A / 8}$$

$$0.012 = A$$

$$0.078 \text{ cm} = h ; \quad b = 0.157 \text{ cm}$$

Por construcción adopto 8 x 16 cm el canal de rebosadero.

2. g.- DISEÑO DE TUBERIA A PRESION PARA CONDUCIR EL CAUDAL DE 1.419 L/SEG. DESDE LA CAPTACION AL DESARENADOR.-

1.852

$$j = \frac{4 Q}{0.85 C (\phi / 4)^{0.63} \times 3.14 (\phi)^2}$$

j = pendiente de la gradiente hidráulica

Q = 1.419 l/seg

C = 140

ϕ = 2"

hf = $j L$ (Pérdida de carga total)

L = longitud de tubería = 10 m.

1.852

$$j = \frac{4 \times 0.001419}{0.85 \times 140 \times (0.05084/4)^{0.63} (3.14) (0.05084)^2}$$

j = 0.013 m/m

hf = 0.013 x 10 = 1.3 cm.

Observamos que la pérdida de carga es mínima por lo tanto el diseño es aceptable.

2. h.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD Y VOLCAMIENTO DEL AZUD.

El material de construcción del azud está formado por material petreo, por lo cual es necesario asegurarnos de que las fuerzas a que esta sometido el azud, no produzca hundimiento, deslizamiento o volcamiento.

Las fuerzas consideradas son el empuje del agua E, el peso propio G y la subpresión S.

Por la forma del azud, el agua pasa casi sin ejercer es fuerza alguno, ya que el empuje se contrarresta por las fuerzas de rozamiento.

$$F = (G - S) f$$

f = coeficiente de fricción del hormigón sobre el polo húmedo, adopto f = 0.55 (valor intermedio para grava, según Popov)

$$E = \gamma \times h \times A$$

$$\gamma = \text{peso específico del agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$h = \text{altura del azud} = 0.60 \text{ m}$$

$$A = \text{área de la cresta del azud} = 2.2 \times 0.28 \text{ m.}$$

$$E = 1000 \times 0.60 \times 0.28 \times 2.2$$

$$E = 369.6 \text{ Kg}$$

$$G = \gamma V$$

γ = peso específico del hormigón

V = volumen

$$G = 2200 (2.2) \quad 2.22 \times 0.25 + 0.40 \times 0.30 + 2 (0.35) (0.37)/3$$

$$G = 3683.24 \text{ kg}$$

$$S = t (W - 1)$$

$$t = \text{espesor} = 0.30 \text{ m.}$$

W = peso específico del hormigón armado

$$S = 0.30 (2.4 - 1)$$

$$S = 420 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Actúa sobre el área de } 2.2 \times 0.4)$$

$$S = 370 \text{ kg}$$

$$k_d = \frac{(G - S) f}{E}$$

k_d = coeficiente de estabilidad al deslizamiento $k_d = 1.4$

$$f = 0.4$$

$$K_d = \frac{(3683,24 - 370) 0.4}{369.6}$$

$$K_d = 3.59 \text{ (el diseño está correcto)}$$

Para realizar el control al volcamiento, tenemos que -
añadir a las fuerzas antes indicadas el peso del terreno T

$$T = \frac{W d^2 \text{ ctg } A}{2}$$

d = profundidad del dentellón en el terreno

W = peso específico del terreno

A = ángulo de la superficie de deslizamiento con la horizon-
tal; adopto 25°

$$T = \frac{1.7 \times 0.3^2 \text{ ctg } 25^\circ}{2} \qquad T = 164 \text{ kg}$$

También es necesario encontrar la fuerza de corte para
lela al terreno p y la fuerza normal al plano N.

$$P = E \cos A - G \text{ sen } A + S \text{ sen } A - T \text{ seno } A$$

$$P = 369.6 \cos 25^\circ - \text{sen } 25^\circ (3683.24 - 370 + 164) \quad P = 1134.57 \text{ Kg}$$

$$N = E \text{ sen } A + G \cos A - S \cos A + T \cos A$$

$$N = 369.6 \text{ sen } 25^\circ + \cos 25^\circ (3683.24 - 370 + 164) \quad N = 3306.58 \text{ Kg}$$

El azud que resiste al deslizamiento, es estable pero-
puede comprobarse también al volcamiento.

$$K_V = \frac{G \times f}{P_y + S \times 2} \qquad K_V = 2.51 \quad 1.5 \text{ (aceptable)}$$

DISEÑO DEL DESARENADOR.- Utilizaremos un desarenador de lava-
do intermitente, por ser el que más
se ajusta a la necesidad del lugar. Para el análisis conside-
ramos las normas del IEOS. Cuyos requisitos son:

- 1.- Los dispositivos de entrada y de salida, deberán ser pro-
yectados en forma tal que asegüen una buena distribución
del flujo reduciendo a un mínimo la posibilidad de corto cir-
cuitos.

Deberá dejarse una capacidad adicional al tanque, para
el volumen de los sedimentos o lodos.

lodos.

2.- En caso de desarenadores con flujo horizontal, el largo deberá ser aproximadamente, siete veces la profundidad. La relación entre longitud y ancho estará comprendida entre 3 y 6. Estas relaciones no son necesarias que se cumplan las dos simultáneamente. El ancho mínimo será de 0.60 m. a fin de facilitar la limpieza. Los desarenadores de flujo vertical, deberán diseñarse tomando en cuenta la velocidad ascendente del agua.

3.- Los desarenadores deberán garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm. de diámetro en un porcentaje no menor del 75%.

4.- La velocidad horizontal deberá fijarse en función del asentamiento vertical, se calculará - tomando en cuenta el peso específico y el diámetro de la partícula.

5.- Deberán preverse dispositivos de limpieza y de desborde. Las tolvas de acumulación arena tendrán capacidad aproximada para una semana de almacenaje y si la limpieza se hace hidráulicamente, el conducto de desagüe tendrá un diámetro no inferior a 0.30 m.

En el diseño de desarenadores se considera que partículas de determinado diámetro se depositarán y otras seguirán adelante en su recorrido. La teoría de la desarenación se basa en el juego de velocidades, es decir, que una partícula sólida cae por gravedad al fondo, con una velocidad W , de una altura h , en un determinado tiempo T . Su fórmula correspondiente es:

$$T = h / W$$

La misma partícula está sometida a una velocidad horizontal V , que en el tiempo T , la arrastra una longitud L . Igualando los tiempos y asumiendo que la partícula está en la superficie o sea que h es la altura de la cámara de sedimentación, tenemos por consiguiente que la longitud de la cámara es:

$$L = h V / W$$

Los valores de W (velocidad de sedimentación) calculados por varios autores y para diferentes diámetros, se expresa de acuerdo a la tabla siguiente:

VELOCIDADES DE SEDIMENTACION

d en mm.	VEDENEYEV	HAZEN	ARKHANGELSKI
0.05	0.173	0.290	0.141
0.10	0.692	0.800	0.500
0.15	1.560	1.500	1.050
0.20	2.160	2.100	1.700
0.25	2.700		2.460
0.30	3.240	3.200	3.210
0.35	3.780		
0.40	4.320	4.200	4.610
0.45	4.860		
0.50	5.400	5.300	5.670
0.55	5.940		
0.60	6.480		

En la fórmula $L = h V / W$ no se ha considerado para L la diferente distribución de partículas, ni la variación de la velocidad, según su altura. Además no se considera la característica turbulenta del flujo en la cámara, debido especialmente a la rugosidad por presencia de sedimentos en el fondo.

Los valores de W en la tabla, han sido calculados para el caso de velocidad de caída en agua tranquila. Tratándose de agua en movimiento la fórmula anterior ha sido reformada en:

$$L = \frac{h V}{W - u}$$

En la cual u es la componente normal de la turbulencia. Sokolov ha encontrado, la expresión muy simple para u , que es:

$$u = 0.152 W$$

Por lo tanto, la ecuación anterior se transforma en:

$$L = 1.18 h V / W$$

Generalmente se escribe:

$$L = K h V / W$$

Donde:

K varía entre 1.2 a 1.5 según la importancia de la obra. Se conoce que $V = Q / A$; siendo $A = h L / 5$ (área)

Reemplazando estos valores obtenemos las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{5 Q}{h L}$$

$$L = \frac{1.18 h V}{W}$$

$$L = \frac{1.18 h 5 Q}{h L W}$$

$$L = \sqrt{5.9 Q / W}$$

Para $Q = 1.419$ l/seg

$$W = 0.692 \text{ cm/seg.}$$

$$h = 1 \text{ m. (supuesto)}$$

$$L = \frac{5.9 \times 0.001419}{0.00692}$$

$$L = 1.10 \text{ m.}$$

Siendo:

a = ancho

$$L = 5 a$$

$$a = 1.10 / 5$$

$$a = 0.22 \text{ m.}$$

Adopto: 0.60

Por norma no puede ser menor el ancho

$$a = 0.60 \text{ y}$$

$$L = 1.80 \text{ (por comodidad de construcción)}$$

En nuestro caso, la velocidad horizontal será:

$$V = 5 Q / h L$$

$$V = \frac{5 \times 1.419 \times 10^{-3}}{1.1 \times 1.0}$$

$$V = 0.645 \text{ cm/seg.}$$

El desarenador se construirá con una pendiente del-4%, con la finalidad de que se deposite en el fondo residuos finos como limos y sus dimensiones serán:

$$L = 1.30 \text{ m.}$$

$$a = 0.60 \text{ m.}$$

$$h = 1.0 \text{ m.}$$

1.1.- CAMARA DE ENTRADA.-

Analizando el desarenador tipo I.E.O.S. para el -- presente diseño encontramos a la entrada una cámara con orificios en la base a través de los cuales el agua es conducida hasta la Cámara de Sedimentación.

El cálculo que debe tener la cámara para el ingreso del agua (caudal de diseño día máximo)

Número de orificios	4
Diámetro	1 1/2
Caudal de diseño	1.29 lts/o
Caudal por orificio	0.323 lts/seg
Coefficiente	0.87
Coefficiente u	0.70

$$Q/orif = \frac{1.29}{4} = 0.323 \text{ lts/seg}$$

Fórmula de orificios.

$$Q = uA \cdot V \sqrt{2 g h}$$

$$\text{Area de } \phi 2 \cdot 1 \frac{1}{2} = \frac{1}{4} D^2 = 0.7854 \times (1.5 \times 0.0254)^2 \text{ mts.}$$

$$A = 0.00114 \text{ mts}^2$$

$$0.323 \times 10^{-3} = 0.00114 \times 0.97 \times 0.70 V \sqrt{2 \times 9.8 \times V h}$$

$$h = 0.009 \text{ mts.}$$

$$h = 1 \text{ cm.}$$

La pérdida de carga por entrada a cámara de sedimentación, será:

$$H_f = 0.5 v^2 / 2g$$

$$H_f = 0.041 (Q^2/d^2)^2$$

$$H_f = 0.041 \frac{0.323 \times 10^{-3}}{(1.5 \times 2.542 \times 10^{-2})^2} = 0.049 \text{ mts.}$$

$$H_f = 5 \text{ cms.}$$

CALCULO DEL VERTEDERO DE DESBORDE

Durante la etapa de crecidas el caudal sufre variación especialmente la cámara de salida de la estructura de captación adoptando para este caso 14 cms. por tanto habrá que calcular la diferencia de caudales ya que el anterior está con 6 cms., el exceso deberá ser eliminado mediante un vertedero de desborde situado en la cámara de entrada del desarenador. Este caudal, será:

$$Q = uA \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0.7854 (x 1.5 \times 2.542 \times 10^{-2})^2 \times 0.97 \times 0.70 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.14}$$

$$Q = 0.00213$$

$$Q = 2.13 \text{ lts/seg.}$$

Caudal diferencia

$$2.13 - 1.29 = 0.84 \text{ lts/seg.}$$

La altura del agua sobre la cresta del vertedero será:

$$H = (Q/Mb)^{2/3}$$

$$H = (0.84 \times 10^{-3} / 2.0 \times 0.6)^{2/3}$$

$$H = m = 3.88 \times 10^{-3} \text{ mts.}$$

$$H = 0.0 \text{ cms.}$$



5. 2.- CONDUCCION DE LA QUEBRADA DE JARALLAGUA.-

A.- DEFINICION.- La línea de conducción sirve para la circulación del agua, desde la fuente de captación hasta la planta de tratamiento. Está formada por una serie de tramos rectos, obras de arte, accesorios.

B.- TRAZADO DE LA LINEA DE CONDUCCION.- Para el presente estudio, se ha puesto en consideración los siguientes puntos

a) La topografía del terreno nos ha indicado la ruta directa y adecuada, así por ejm. que no atravesase suelos difíciles para su construcción o reparación; como también zonas de desplazamiento o inundaciones, con el objeto de obtener una posible reducción en el costo.

b) Que la pendiente de la línea esté por debajo de la línea piezométrica, a una distancia no menor de 5 m. lo más próxima a ella con el fin de evitar presiones muy altas, superiores a las de trabajo del material del conducto.

c) Que la línea de conducción no pase por sitios muy altos, por la razón de que se acumula el aire; ni por sitios muy bajos porque se asentará el sedimento que transporta el agua. Todas estas dificultades, se pueden abreviar con la colocación de accesorios, que veremos más adelante.

C.- CLASES DE LINEA DE TRANSPORTE.- La conducción del fluido se puede realizar de diferentes formas:

1.- Conducción por gravedad que puede ser a presión o superficie libre.

2.- Conducción por bombeo.

La conducción a superficie libre, se le denomina también canal abierto, tienen varias formas de sección transversal; rectangular, triangular, etc. Actúa la presión atmosférica y transporta el fluido por gravedad.

En la conducción cerrada o a presión, el agua ocupa

toda la sección del tubo. La presión puede ser mayor que la atmosférica. En el presente estudio, utilizaremos la conducción cerrada, por las siguientes razones:

a.- El diseño hidráulico está relacionado principalmente con la resistencia y velocidades de flujo requeridas y permisibles en relación al costo, limpieza y transporte de sedimento.

b.- Son de construcción económica; la inversión será menor al de un canal abierto.

c.- La contaminación del agua puede ser mínima o desechable en la conducción.

D.- MATERIAL DE LINEA DE TUBERIA.- Las líneas de tubería por lo general siguen el perfil de la superficie del suelo. El material de los tubos pueden ser de: hierro fundido, acero, asbesto, cemento o concreto reforzado. El tubo plástico, es un recién llegado al campo de las tuberías de diámetro pequeño.

Se ha escogido, para el presente diseño tubería --- P V C, es la tubería plástica que existe en el país, porque sus condiciones de durabilidad son excelentes; presenta facilidad en el transporte a cualquier lugar y además es económico.

E.- ACCESORIOS EN LA CONDUCCION.- Los accesorios son válvulas --- que sirven para inspección, limpieza y reparaciones. En cada cambio de pendiente considerable, se deberá colocar válvulas de aire en los puntos altos y válvulas de drenaje en los puntos bajos. Estas válvulas deberán instalarse dentro de cámaras de mampostería y hormigón, provistas de tapa de seguridad, para protección de sus partes móviles. Hago una breve descripción de ellas:

E. 1.- VALVULAS DE CIERRE O DE COMPUERTA.- Se coloca --- al inicio y al final de la conducción, también en las cimas de los conductos, en razón de que el líquido puede drenarse por gravedad y porque las presiones son mínimas en esos pun-

tos. Generalmente su diámetro es menor al del conducto, junto con las reducciones y ampliaciones necesarias.

E. 2.- VALVULAS DE AIRE O DE SEGURIDAD.- SE deben ubicar en los puntos altos del perfil de la conducción. Su objetivo es liberar el aire aprisionado y evitar la formación de un agua lechosa, cuando las conducciones están llenas. Para su diseño es necesario colocar entre la tubería principal y la válvula de aire una llave de paso.

E. 3.- VALVULAS DE DRENAJE O DE LIMPIEZA.- Deben colocarse en los puntos bajos, que presenten facilidades de drenaje. El diámetro de estas válvulas, no será mayor que el de la conducción, ni menor que su mitad.

En general, todas estas válvulas son importantes en el diseño de la conducción. No ejercen ningún efecto sobre la calidad del agua, salvo que constituyen una medida preventiva al reducir las posibilidades de rotura. Deberían estar protegidas, con el objeto de evitar la entrada de agua contaminada cuando están abiertas.

F.- CARGAS PERDIDAS EN LA CONDUCCION.- Antes de hacer el análisis sobre pérdidas de carga, que sufre el líquido en la línea de conducción, vale recordar brevemente varios conceptos que son muy útiles:

a.- LINEAS DE ALTURAS TOTALES.- Es la línea que une la serie de puntos, que indica la energía total de cada punto de la tubería, tomada como ordenada.

b.- LINEA DE ALTURAS PIEZOMETRICAS.- Está por debajo de la línea de alturas totales, en una cantidad igual a la altura de velocidad ($v^2 / 2g$) correspondiente a cada sección.

c.- LINEA DE GRADIENTE HIDRAULICA.- Es la línea -- que une el nivel del agua al principio de la conducción y el nivel del a--

gua al final de la misma.

d.- PERDIDA DE CARGA.- Llamada carga perdida, es específicamente la energía perdida por un peso unitario de agua, a causa de la resistencia superficial dentro del conducto; energía mecánica que es convertida en energía térmica irre recuperable.

Esta pérdida se debe a las siguientes causas:

- 1.- Pérdida por fricción
- 2.- Pérdida por entrada
- 3.- Pérdida por salida
- 4.- Pérdida por ensanchamiento o reducción del diámetro de la tubería.
- 5.- Pérdida por obstrucción en los tubos (accesorios)
- 6.- Pérdida por cambios bruscos de dirección en la circulación.

Cuando las longitudes son grandes, estas pérdidas de carga se las considera despreciables, pero en todo caso, la pérdida de carga por fricción es muy importante tenerla en cuenta, ya que depende de la rugosidad de las paredes del tubo y de la viscosidad cinemática del líquido. En resumen la pérdida de carga por fricción es:

- Proporcional a la longitud de la tubería
- Inversamente proporcional al diámetro de la tubería.
- Directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de circulación.

G.- DISEÑO Y FORMULAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍA DE CONDUCCIÓN.- Tenemos el caso de tubería cerrada a presión, para lo cual contamos con las siguientes fórmulas para el diseño:

G. 1.- FORMULA DE DARCY -WEISBACH.- Es la ecuación general para el cálculo de tuberías circulares, a pesar de que presenta dificultades prácticas en el cálculo de los valores de f.

$$h_f = \frac{f L V^2}{D 2 g}$$

De donde:

h_f = pérdida de carga

f = factor de fricción

D = diámetro (m)

L = longitud (m)

v = velocidad del agua (m/seg)

g = aceleración de la gravedad (m/seg²)

G. 2.- FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS.- Sirve para -

expresar las relaciones de flujo en conductos a presión. Es la más usual y práctica, por lo que se ha recurrido a ésta ecuación exponencial. Su notación es la siguiente conforme a sus autores

$$v = 0.001^{-0.04} C R^{0.63} S^{0.54} \quad (a)$$

De donde:

v = velocidad media en pies / seg.

C = coeficiente de Hazen - Williams

R = radio hidráulico en pies / pies.

Expresando esta ecuación en un sistema mixto de unidades, hallamos caudal y pérdida de carga.

$$Q = 0.0177436 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (b)$$

$$h_f = \frac{1779,71 Q^{1.852} L}{C^{1.852} D^{4.87}} \quad (c)$$

Siendo:

Q = caudal en l/seg

D = diámetro en pulgadas

S = pendiente de la línea de gradiente hidráulica-
en m/m.

L = longitud en m.

h_f = pérdida de carga en m.

Para nuestro proyecto, contamos con dos fuentes de a bastecimiento: Manantial de Cacheturo y Quebrada de Jarallagua, por lo cual tendremos dos líneas de conducción diferentes.

5. 2.1.- LINEA DE CONDUCCION DE LA QUEBRADA DE JARALLAGUA.-

El diseño se realiza con un incremento de longitud del 5%, a la longitud medida entre abscisas por pendiente real del terreno, o sea la variación de la longitud en sitio; también debido al mal trato o deterioro que sufrirá la tubería tanto en el transporte como en el embarque.

La conducción desde la captación a planta de tratamiento se divide en tres tramos, repartidos de la siguiente manera:

NO.	TRAMO	Abscisas	Longitud	Longitud + 5%	Desnivel
1o.	Desarenador-Tanque romprepresión # 1	0 + 000 a 0 + 228	228 m.	239.4 m	75.597
2o.	Tanque # 1 a Tanque romprepresión # 2	0 + 228 a 0 + 480 m	252 m	264.6 m	62.35 m
3o.	Tanque # 2 a Planta de tratamiento.	0 + 480 a 0 + 850	370 m	388.5 m	79.70 m

En cada tramo utilizaremos una tubería de diámetros de 1 1/2 y 3/4", debido a que el líquido debe llegar con presión nula a cada una de las obras. Por consiguiente es imprescindible calcular sus respectivas longitudes y pérdidas de carga unitaria para cada diámetro.

$$L = L_1 + L_2 \quad L = \text{longitud de cálculo del tramo}$$

$$H = H_1 + H_2 \quad L_2 = \text{longitud de menor diámetro}$$

$$H = L_1 j_1 + L_2 j_2 \quad H = \text{pérdida de carga total}$$

$$L_2 = \frac{H - L j_1}{j_2 - j_1}$$

Para diámetro 1 1/2"

$$j_1 = \frac{4 Q}{0.85 C (D/4)^{0.63} (3.14) (D)^2} \quad 1.852$$

$$j_1 = \frac{4 \times 0.00129}{0.85 \times 140 (0.0381/4)^{0.63} \times 3.14 (0.0381)^2} \quad 1.852 \quad j_1 = 0.041 \text{ m/m.}$$

Para ϕ 3/4"

1.852

$$j_2 = \frac{4 \times 0.00129}{0.85 \times 140 (0.019/4)^{0.63} \times 3.14 (0.019)^2}$$

$$j_2 = 1.203 \text{ m/m.}$$

PRIMER TRAMO.- DESARENADOR A TANQUE ROMPEPRESION # 1

Abscisa del desarenador	0 + 000
Cota del desarenador	3087,847 m.
Abscisa del tanque rompepresión	0 + 228
Cota del tanque rompepresión	3012,250 m
Desnivel o pérdida de carga H	75,597 m
Longitud de tramo	228,0 m
Incremento 5%	11,4 m
Longitud de cálculo L	239,4 m
Caudal de diseño	1,29 l/seg
Línea de tubería PVC	

a.- CALCULO DE SUS LONGITUDES

Para ϕ 3/4"

$$L_2 = \frac{H - L j_1}{j_2 - j_1}$$

$$L_2 = \frac{75,597 - (239,4) (0.041)}{1,202 - 0.041}$$

$$L_2 = 56,61$$

Para ϕ 1 1/2"; $L_1 = L - L_2$

$$L_1 = 182,79$$

b.- CALCULO DE PERDIDA DE CARGAS TOTALES PARA CADA DIAMETRO

$$H_1 = L_1 \times j_1$$

$$H_1 = 182,79 \times 0,041 = 7,49$$

$$H_2 = L_2 \times j_2$$

$$H_2 = 56,61 \times 1,203 = 68,10 \text{ m.}$$

$$H_1 + H_2 = 7,49 + 68,1 = 75,59 \text{ m.}$$

c.- CALCULO DE LA VELOCIDAD.- La velocidad es una de las principales características hidráulicas de la conducción, se ha tomado en cuenta las normas del IEOS, que al respecto contempla lo siguiente:

Velocidad mínima.- Para conducciones que funcionan a gravedad se tomará 0,60 m/seg como velocidad mínima para conductos con superficie libre o a presión.

Velocidad máxima.- Para conductos a gravedad o a presión se consideran como aceptables, los siguientes límites de velocidad máxima:

MATERIAL DE LAS PAREDES	VELOCIDAD MAXIMA (m/seg)
Hormigón (simple o armado)	4,5 - 5,00
Hierro fundido	4,0 - 6,00
Asbesto cemento	4,5 - 5,00
Acero	6,0
Cerámica vitrificada	4,0 - 6,00
Plástico	4,5

En nuestro proyecto, la velocidad en el primer tramo será:

Para \varnothing 1 1/2"

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{0,00129}{3,14 (0,0381)^2/4}$$

$$v = 1,13 \text{ m/seg}$$

Para \varnothing 3/4"

$$v = \frac{0,00129}{3,14 (0,019)^2/4}$$

$$v = 4,5 \text{ m/seg}$$

La velocidad para cada diámetro es aceptable, se encuentra dentro de los límites del IEOS

SEGUNDO TRAMO: TANQUE ROMPEPRESION # 1 A TANQUE ROMPEPRESION -
2

Abscisa del tanque rompepresión # 1 0 + 228
Cota del tanque rompepresión # 1 3012,250 m.



Abscisa del tanque rompedpresión #2	0 + 480
Cota del tanque rompedpresión # 2	2949,900 m.
Desnivel o pérdida de carga H	62,35 m.
Longitud de tramo	252,00 m.
Incremento 5%	12,60 m.
Longitud de cálculo	264,6 m.
Caudal de diseño	1,29 l/seg
Línea de tubería PVC	

a.- CALCULO DE SUS LONGITUDES

Para Ø 3/4"

$$L_2 = \frac{H - L j_1}{j_2 - j_1}$$

$$L_2 = \frac{62,35 - 264,6 (0,041)}{1,203 - 0,041}$$

$$L_2 = 44,32 \text{ m.}$$

Para Ø 1 1/2"

$$L_1 = 264,6 - 44,32$$

$$L_1 = 220,28 \text{ m.}$$

b.- CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA TOTALES PARA CADA DIAMETRO

$$H_1 = L_1 \times j_1$$

$$H_1 = 220,28 \times 0,041$$

$$H_1 = 9,03 \text{ m.}$$

$$H_2 = L_2 \times j_2$$

$$H_2 = 44,32 \times 1,203$$

$$H_2 = 53,32 \text{ m.}$$

$$H = H_1 + H_2$$

$$H = 9,03 + 53,32 = 62,35 \text{ m.}$$

c.- CALCULO DE LA VELOCIDAD.- Por tratarse del mismo caudal y diámetro, las velocidades son iguales al tramo anterior.

TERCER TRAMO: TANQUE ROMPEPRESION # 2 A PLANTA DE TRATAMIENTO

Abscisa del tanque rompedpresión # 2	0 + 480
Cota del tanque rompedpresión # 2	2949,900 m.
Abscisa de planta de tratamiento	0 + 850 m.

Cota de panta de tratamiento	2870,200 m.
Pérdida de carga H	79,70 m.
Longitud de tramo	370,0 m.
Incremento 5%	18,5 m.
Longitud de cálculo	388,5 m.
Caudal de diseño	1,29 l/seg
Línea de tubería PVC	

a.- CALCULO DE SUS LONGITUDES

Para $\emptyset 3/4''$

$$L_2 = \frac{H - L j_1}{j_2 - j_1}$$

$$L_2 = \frac{79,7 - 388,5 (0,04)}{1,203 - 0,041}$$

$$L_2 = 54,88$$

Para $\emptyset 1 1/2''$

$$L_1 = 333,62 \text{ m.}$$

b.- CALCULO DE PERDIDAS DE CARGAS TOTALES PARA CADA DIAMETRO

Para $\emptyset 1 1/2$

$$H_1 = 333,62 \times 0,041$$

$$H_1 = 13,68 \text{ m.}$$

Para $\emptyset 3/4''$

$$H_2 = L_2 \times j_2$$

$$H_2 = 54,88 \times 1,203$$

$$H_2 = 66,02 \text{ m.}$$

c.- Las velocidades son similares al tramo anterior.

Existe un último tramo que comprende desde la Planta de tratamiento a red de distribución; se ha calculado como línea de alimentación, según especifican las normas del IEOS.

TANQUE ROMPEPRESION

Los cálculos efectuados en el presente diseño son realizados con fórmulas tomadas del libro del Ing. Krochin.

del Ing. Krochin "Diseño Hidráulico", los resultados obtenidos por él son muy aproximados, nos indican casi con precisión los valores que realmente debemos adoptar. En nuestro cálculo se tomará la velocidad y la gradiente de la tubería de entrada al tanque rompepresión.

M = Volumen del tanque

A_o = Area de la tubería de entrada

V_o = Velocidad del agua

I = Gradiente = $57.40 / 297.44 = 0.193$ m/m.

$A_o = \pi d^2 / 4$

$A_o = 3.14 (0.05084)^2 / 4$

$A_o = 0.00203 \text{ m}^2$

$$J = \left[\frac{4 \times 0.00179}{0.85 \times 140 (0.05084/4)^{0.63} \pi (0.05084)^2} \right]^{1.352}$$

J = 0.01966

$V = 0.85 \times 140 (0.05084/4)^{0.63} (0.01966)^{0.54}$

V = 0.911 m/seg.

$M = \frac{0.693 A_o V_o}{I_o g}$

$M = \frac{0.693 \times 0.00203 (0.911)^2}{0.193 \times 9.8}$

M = 0.000617 m³

h = altura del tanque.

$h = \frac{3.0 (v^o)^2}{2g}$

$h = \frac{3.00 (0.911)^2}{2 \times 9.8}$

h = 0.127 m.

Comprobación del caudal que pasa por un solo tubo.

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = 0.00203 \times 0.911$$

$$Q = 0.00184$$

$$1.84 > 1.79$$

El caudal que va a pasar es menor por lo tanto el diseño es correcto.

Así mismo el proyecto anterior de 1 m^3 con dimensiones de $1.0 \times 1, 0 \times 1.0 \text{ m.}$, sirve para recoger este incremento de caudal de $0.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ por lo tanto para entrada y salida se utilizará 1 tubo de $\varnothing 2''$ pulgadas. Además será construído de Hormigón Ciclopeo.

4.- TRAMO: TANQUE ROMPEPRESION # 3 - PLANTA DE TRATAMIENTO to.-

Abscisa de tanque rompepresión # 3	0 + 600 km.
Cota de salida de tanque rompepresión	2.911.00 m.
Abscisa de planta de tratamiento	0 + 850 Km.
Cota de llegada a planta de tratamiento	2.869.00 m.
Desnivel	42.00 m.
Longitud de tramo	250.00 m.
Incremento 4%	10.00 m.
Longitud de cálculo	260.00 m.
Diámetro	2 "
Caudal	1.29 l/seg.

$$J = \left[\frac{4 \times 0.0129}{0.85 \times 140 \left(\frac{0.05084}{4} \right)^{0.63} \left(0.05084 \right)^2} \right]^{1.852}$$

$$J = 0.0101$$

$$v = 0.63605 \text{ m/seg.}$$

COMPROBACION DE PERDIDA DE CARGA:

$$h_f = J \times L$$

$$h_f = 0.0101 \times 260$$

$$h_f = 2.626 \text{ m.}$$

PRESION DE LLEGADA A LA PLANTA:

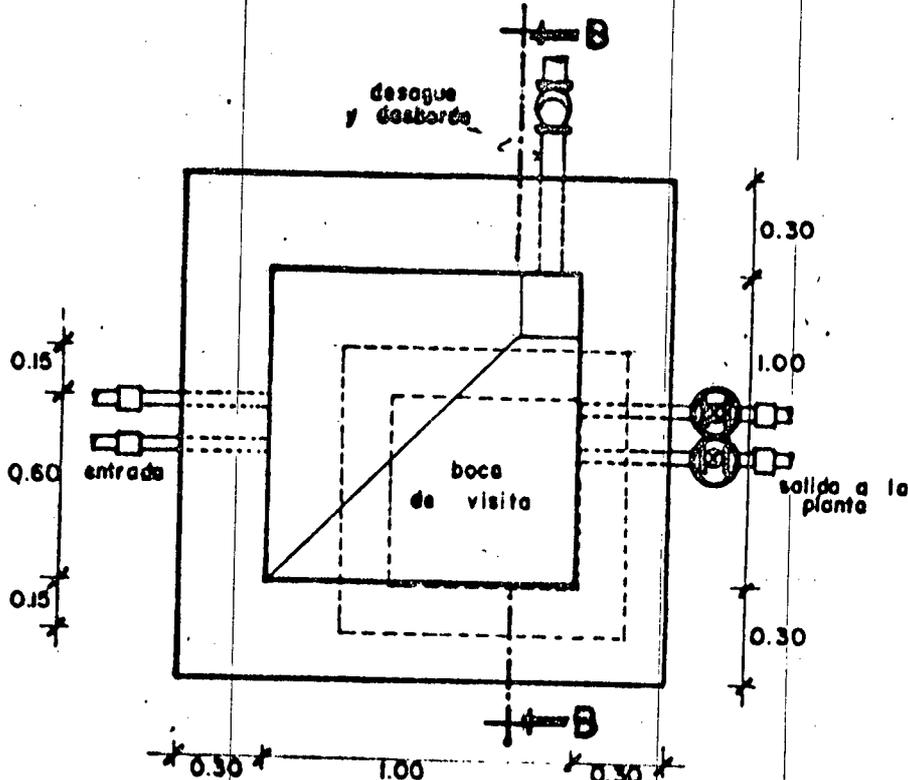
$$42.00 - 2.626 = 39.374 \text{ m (el diseño está correcto)}$$

$$\text{Presión de tubería} = 120 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{Presión de} \\ \text{Trabajo en m} = 120 \frac{\text{lbs}}{\text{pulg}^2} \times \frac{\text{pulg}^2}{(2.54 \text{ cm})^2} \times \frac{1\text{K}}{2.2 \text{ lbs}} \times \frac{\text{m}^3}{1000 \text{ Kg}} \end{array}$$

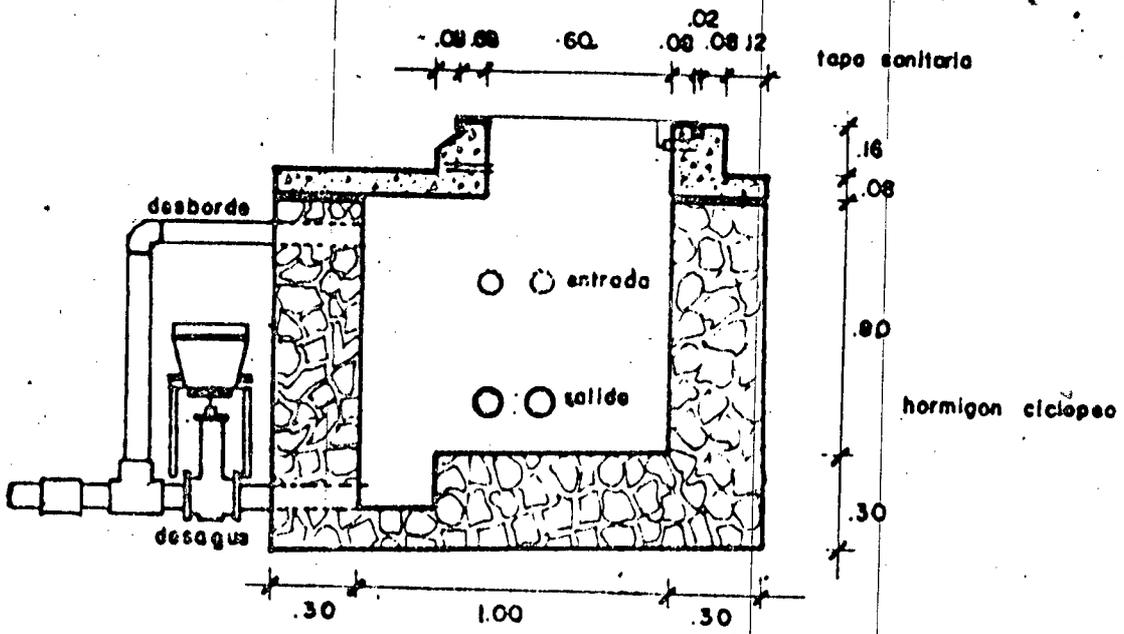
$$\text{Presión de Trabajo} = 84.55 \text{ m.}$$

BANQUE ROMPE PRESION



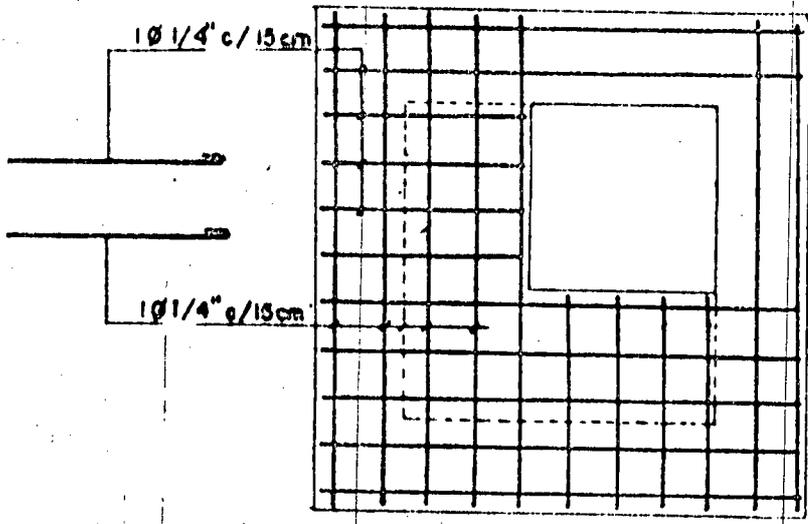
PLANTA

ESCALA 1:25



CORTE A A

ESCALA 1:25



TAPA

ESCALA 1:25

5.5.2. MANANTIAL DE CACHETURO

CAUDAL DE LA FUENTE.- La cantidad de agua que debe disponer la fuente, tiene que ser la necesaria para -- disponer la demanda presente y futura de la comunidad abastecida -- en el día de máximo consumo, según se dijo anteriormente. Tratán-- dose de aguas subterráneas debe probarse la capacidad y estabili-- dad de la capa freática para la demanda máxima diaria calculada, -- más un 20%, sea que su explotación vaya a realizarse por medio -- de pozos, escavados o perforados, galerías filtrantes o combina-- ciones de éstos. Lo mencionado anteriormente se presenta en térmi-- nos generales las recomendaciones que debe tomarse para determinar el caudal de la fuente, al proyectar un sistema de abastecimiento-- de agua potable.

En el caso particular de nuestro proyecto del manantial de Cacheturo, como ya se ha indicado las aguas provenientes de Manantiales de aguas subterráneas, de las recomendaciones anteriores, -- hemos considerado un caudal de diseño capaz de satisfacer la deman-- da máxima diaria de la media población al final del período de di-- seño.

Un sistema de captación en un manantial, debe amoldarse a -- la forma de aflorar el Manantial y de las circunstancias locales. La obra de captación sea ésta de pequeña o de gran importancia de-- be reunir ciertas condiciones, siendo las principales las siguien-- tes:

- a) Las disposiciones constructivas y los manantiales emplea-- dos deben ser tales que no alteren el rendimiento del ma-- nantial.
- b) Debe tener un aliviadero para dar salida a los caudales-- sobrantes, sin sobrecargar el Manantial.
- c) Debe tener un pequeño desarenador para el caso de que el agua arrastre arena.
- d) Debe haber ventilación siempre que haya temor de que se-- acumule aire o gases.

En el Manual de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, pu

blicado por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central - del Ecuador, en el capítulo de aguas subterráneas indican ciertas ventajas que tienen estas sobre otros tipos de agua y que son:

- 1.- Están libres de turbiedad y contaminación bacteriana.
- 2.- Se la puede obtener en el sitio o muy cerca del sitio de demanda.
- 3.- El rendimiento es mucho más constante que el de las aguas superficiales, cuyas fuentes varían con las estaciones secas y lluviosas.
- 4.- Es más uniforme en su temperatura y en su contenido de minerales, cuyas fuentes varían con las estaciones secas y lluviosas.
- 5.- Es la mejor fuente de agua potable para la mayoría de las comunidades.

Después de haber hecho un breve análisis de las posibles fuentes de abastecimiento se concluye conforme consta en el Manual de Mantenimiento de aguas, publicado por el Departamento de Salubridad del Estado de New York, que para el abastecimiento público de agua se usan más comunmente, tanto los recursos subterráneos como los superficiales.

Las razones para elegir uno u otro son muchas e incluye como consideraciones tales como la calidad, la cantidad disponible, la seguridad del abastecimiento y sobre todo el costo.

Como indicamos oportunamente hemos seleccionado para este proyecto, las aguas provenientes de la Vertiente de Cacheturo, la misma que tiene el caudal medio suficiente para alimentar a la parte baja de la población, necesitando un pequeño tratamiento como es el de cloración y por su ubicación especial, con relación a la población de la posibilidad de servir a gravedad a toda la población requerida.

Según los aforos realizados se ha determinado 1.7 l/seg, debido a lo pequeño de este caudal se ha previsto su utilización únicamente para la parte baja de la población.

La construcción de la captación; será de un tanque cerrado con alas, el mismo que contiene un manto filtrante conformado por: arena, grava y piedra, instalado desde la salida de la vertiente con la finalidad de retener partículas en suspensión y mejorar la calidad bacteriana del agua; su ubicación se realizará en la abscisa 0 + 000 y 0 + 0,40 unión de los dos tanques, con mayor claridad se determina en los planos.

Debido a los análisis químicos del agua se tiene que la dureza es de 196,74 Mg/l. por considerar que esta comprendido dentro de las normas del IEOS entre 150 - 500, se toman como aceptable y el único tratamiento que se da es el de desinfección. Cabe indicar además, que se ha investigado varios tratamientos para bajar la dureza con Cal y Sosa calcinada, pero todos estos resultan muy costosos para un sistema rural.

Por otra parte se ha mezclado el agua subterránea con la superficial para tratar de mejorar la calidad, obteniéndose los siguientes valores del PH.

Agua superficial	7.2
Agua subterránea	7.0
Mezcla del 50% de c/u.	6.8

Por las razones anteriormente indicadas, se ha optado por dotar a la población de dos redes completamente separadas para la distribución del agua.

ADUCCION

CALCULO Y DISEÑO DE LAS CONDUCCIONES.- El agua una vez que ha sido captada es necesario transportarla a la planta de tratamiento, en este caso al tanque de reserva e hipocloración y luego al sitio escogido para empezar la distribución.

En la conducción del Manantial de Cacheturo existe un solo tramo. Captación - Tanque de reserva; se ha diseñado con dos diámetros ya que el líquido debe llegar con presión nula. La longitud se ha incrementado en un 5% por pendiente real del terreno.

CALCULO HIDRAULICO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION

PRIMER TRAMO: CAPTACION - TANQUE DE RESERVA O HIPOCLORADOR.-

Abscisa de captación	0 + 0,40
Cota de captación	2891,236
Abscisa del tanque de reserva	0 + 160
Cota del tanque de reserva	2849,994
Desnivel H	41,24 m.
Longitud de tramo	120 m.
Incremento del 5%	6 m.
Longitud de cálculo	126 m.
Caudal de diseño	1,7 l/seg

a.- CALCULO DE PERDIDA DE CARGA UNITARIA

Para ϕ 1 1/2"

$$j_1 = \frac{4 Q}{0.85 \times C (\phi 4)^{0.63} \times 3.14 \phi^2} \quad 1.852$$

1.852

$$j_1 = \frac{4 \times 0.0017}{0.85 \times 140 \left(\frac{0.0381}{4} \right)^{0.63} \times 3.14 (0.0381)^2}$$

$$j_1 = 0.068 \text{ m/m.}$$

Para ϕ 3/4

$$j_2 = \frac{4 \times 0.0017}{0.85 \times 140 \left(\frac{0.75 \times 0.0254}{4} \right)^{0.63} \times 3.14 (0.0254 \times 0.75)^2} \quad 1.852$$

$$j_2 = 2.0056$$

b.- CALCULO DE SUS LONGITUDES

$$L_2 = \frac{H - L \times j_1}{j_2 - j_1}$$

$$L_2 = \frac{41.24 - 126 \times 0.068}{2.0056 - 0.068}$$

$$L_2 = 16.86 \text{ m.}$$

$$L_1 = L - L_2$$

$$L_1 = 126 - 16.86$$

$$L_1 = 109.14 \text{ m.}$$

c.- CALCULO DE SUS PERDIDAS DE CARGA

$$hf = j \times L$$

$$hf_1 = 0.068 \times 109.14$$

$$hf_1 = 7.42$$

$$hf_2 = 2.0056 \times 16.86$$

$$hf_2 = 33.81$$

d.- CALCULO DE VELOCIDAD

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Para } \phi 1 \frac{1}{2}''$$

$$V_1 = \frac{0.0017}{3.14 \times \phi^2/4} = \frac{0.0017}{3.14 (0.0381)^2/4} = 1.49$$

$$V_2 = \frac{0.0017}{3.14 (0.75 \times 0.0254)^2/4} = 4.5$$

$$V_2 = 4.5 \text{ m/seg.}$$

DISEÑO DEL TANQUE ROMPE PRESION

Las fórmulas utilizadas para calcular el volumen del tanque y la altura del mismo son dadas por el Ingeniero Krochin, en su libro "Diseño Hidráulico" publicado en 1968, y los resultados obtenidos de las mismas que son hoy aproximados, nos dan una pauta para escoger los valores que realmente debemos adoptar, Para el cálculo hemos tomado valores medios de la velocidad y de la gradiente de la tubería de entrada.

M = Volumen del tanque

$$A_0 = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad (\text{Area de la tubería de entrada})$$

$$A_0 = \frac{0,7854 \times (0,05084)^2}{4}$$

$$A_0 = 0,00203 \quad \text{m}^3$$

$V_0 = 0,84 \text{ m/seg.}$ (Velocidad del agua a la entrada)

$$I_0 = \frac{39,516}{120} = 0,3293$$

$$I_0 = 32,93 \quad \%$$

$$M = \frac{0,693 \quad A_0 \quad V^2}{I_0 \quad g}$$

$$M = \frac{0,693 \times 0,00203 \times 0,84^2}{0,3293 \times 9,8}$$

$$M = 0,000307 \quad \text{m}^3$$

h = altura del tanque

$$h = \frac{3,0 \quad V^2}{2g} = \frac{3 \times 0,84^2}{19,6}$$

$$h = 0,108 \quad \text{mts.}$$

Adopto para el proyecto un tanque rompe presión de 1 m^3 cuyas dimensiones serán $1,0 \times 1,0 \times 1,0 \text{ m.}$ con paredes de Hormigón ciclópeo.

R E S E R V A

El caudal captado en las vertientes y llevado por la tubería de conducción, permiten cubrir la demanda máxima diaria, pero como es necesario disponer de un caudal adicional, que compensa la demanda ocasionada durante ciertas horas de máximo consumo, se ha previsto un tanque de reserva para este objetivo.

Las finalidades principales que debe cubrir un tanque de reserva y distribución, son las siguientes:

- 1.- Cubrir las variaciones horarias de la demanda, en un día de máximo consumo. Normalmente las variaciones de un día de máxima demanda oscila entre el 13 y el 50% de la demanda media anual y más frecuentemente representan el 140% de la misma.
- 2.- Suministrar el caudal suficiente para el servicio que demanda un incendio de grandes consecuencias.
- 3.- Permitir mediante un volumen adicional, la reparación del acueducto de alimentación al tanque, reserva que dependerá de sus características de construcción, tales como: -- Longitud, clase de material utilizado y en general de los posibles elementos peligrosos, tales como cruces de ríos, sifones y suelo inestable.

En nuestro proyecto no se considera reserva para este rubro porque las condiciones físicas de la conducción, desde las vertientes hasta el tanque no ofrecen los problemas especificados para adoptar dicha reserva, línea de conducción totalmente corta menos 1 Km. constituida por tubería de duración asegurada para el período de diseño que atraviesa terrenos de buena calidad o con gradientes transversales moderadas que no ofrecen peligro de deslaves o derrumbes; tampoco hay cruce de ríos, ni otros que produzcan peligros.

A.- RESERVA PARA VARIACIONES HORARIAS.- La demanda sufre variaciones, durante las --

distintas horas del día, y si se suministrase a una población -- un caudal constante, en ciertas horas, sería insuficiente y en o tras, excesivo.

De allí que sea necesario un medio de almacenamiento y regulación que sirva de compensador de entrada y demanda de agua, de tal manera que haya siempre agua suficiente, a una presión adecuada, en todos los puntos del sistema de distribución.

Los tanques de equilibrio y reserva contruídos con este-objetivo, pueden operar bajo dos alternativas:

1) Recibiendo directamente, el gasto equivalente a la demanda máxima diaria y suministrando caudales por otra tubería con un gasto igual al de las variaciones horarias máxi--mas.

2) Localizando en un punto conveniente del sistema de -- distribución, conectado mediante una tubería que lle-na el tanque cuando la demanda es menor que el caudal de produc-ción y que suministra agua desde el tanque, cuando las variacio-nes horarias de la demanda, son mayores que la producción. En -ambos casos la resolución gráfica para determinar la captación -mínima requerida es la misma, siendo dos, los métodos gráficos utilizados: El método gráfico de áreas y el método de curvas a-cumuladas.

A.- 1.- METODO GRAFICO DE AREAS.- Los datos que se requieren -- son:

EL caudal de producción igual a la demanda máxima diaria- y los gastos correspondientes a las variaciones horarias en un -día de máxima demanda. Los que se obtienen directamente de re--gistros llevados en la población del problema o de otras caracte-rísticas similares.

El procedimiento gráfico para obtener el volumen de alma-cenamiento mínimo requerido para atender a las variaciones hora-rias en un tanque de equilibrio, es el siguiente:

1.- Se selecciona los datos de consumo para períodos de - una o dos horas en un día representativo del máximo -

consumo.

2.- Las sumas de los consumos horarios en un día de máxima demanda, dividida por 24 horas, debe ser igual al caudal de producción por unidad de tiempo.

3.- Se dibuja la curva de variaciones de consumo en un eje de coordenadas, en el cual, las abscisas representan periodos de tiempo y el eje de ordenadas, los volúmenes de agua.

4.- Se traza la línea horizontal correspondiente a la demanda horaria media para ese día de máxima demanda.

5.- El área comprendida entre la horizontal media y la parte superior de la curva de consumo, medida a la escala correspondiente, representa el volumen mínimo requerido.

A.- 2.- METODO DE CURVAS ACUMULADAS.- En éste método gráfico utilizamos como datos, los consumos acumulados en los periodos de los datos, de una hora y la producción acumulada en 24 horas, la misma que al final nos da un volumen total determinado, el cual a través de las gráficas respectivas nos determina el volumen de comparación requerido.

VOLUMEN DE REGULACION.- Es determinado según las variaciones horarias, en el día de máximo consumo. -
Deducido de las curvas de producción por una parte, y de los deconsumo por otra.

EL I.E.O.S. aconseja que si no existen datos disponibles sobre consumos y sobre el caudal máximo diario de entrada, su almacenamiento se deberá tomar según las recomendaciones:

a.- Para poblaciones de diseño, mayores de 5.000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación, el 40% del volumen del consumo medio diario.

b.- Para poblaciones de diseño de 1000 a 5000, se tomará para el volumen de regulación, el 35% del consumo medio diario.

2.- Para poblaciones de diseño menores de 1.000 habitantes, se tomará para el volumen de regulación, el 20% del consumo medio diario; es decir, el 20% del caudal día promedio (Valor que siempre se adopta en este tipo de proyectos)

$$v_r = 0,20 \times 0,86 \text{ l/seg.}$$

$$V_r = 0,20 \times 0,86 \times 86.400$$

$$V_r = 14,86, \text{ m}^3$$

VOLUMEN DE INCENDIO.- Este rubro es uno de los que encarecen la obra en circunstancias de que no es imprescindible dadas las condiciones del clima frío, por lo tanto para el diseño del tanque no tomaré en cuenta este volumen. Sin embargo, a continuación menciono normas útiles que deberían tomarse en cuenta.

1.- Para poblaciones de clima cálido menores de 3.000 habitantes y de clima frío templado menores a 5.000 habitantes no se considera volúmenes para combatir incendios.

2.- Hasta 2.000 habitantes el volumen se toma $V = 50 \sqrt{P}$

3.- Mayores de 20.000 habitantes, se toma $V = 100 \sqrt{P}$

Siendo P la población urbana, expresada en miles de habitantes.

VOLUMEN DE EMERGENCIA.- El volumen de agua para atender suspensiones, debidas a daños en la tubería de alimentación del tanque o daños en bombeo según sea el diseño, se deberá tener un volumen que abastezca para el caso en que se tarden en arreglarse los desperfectos.

Este volumen no se considera cuando el Número de habitantes es menor a 5.000 habitantes.

Para poblaciones en que el Número de habitantes sea mayor éste volumen se tomará en una cantidad igual al gasto máximo diario futuro.

Si el tiempo de interrupción se debe a inspecciones de ru



tina, se tomará como volumen de emergencia el 25% del volumen de regulación.

VOLUMEN TOTAL.- La suma de los volúmenes anteriores determinará el volumen total a almacenarse. En nuestro caso particular será:

$$V_t = V_r + 0,25 V_r$$

$$V_t = 14,86 + 0,25 \times 14,86$$

$$V_t = 18,575 \text{ m}^3$$

UBICACION.- Este tanque será construido en la abscisa 0 + 160-- con una cota de 2.848,794 m. Reunirá las condiciones del proyecto, específicamente dada la calidad del agua. Su funcionamiento también como clorinador, debo añadir que se ha optado por este criterio luego de los análisis físico-químicos y bacteriológicos del agua.

Será construido con paredes de mampostería de piedra, - cuyo espesor variará, entre 0,60 a 0,40 m. La cubierta será - losa de hormigón armado, de 12 cm. de espesor; anexo llevará una cámara de válvulas, que controla la interconexión entre el tanque y la distribución incluyendo desagües de consumo, cuyas - condiciones garantizarían la eficiencia del funcionamiento.

Para permitir el vaciado total del tanque, en el fondo - existe un sumidero perfectamente ubicado, donde convergen las - aguas de todos los patios, gracias a una gradiente superficial - del piso del 2%, que tiene el desnivel hacia el sumidero.

El lugar donde se ubique este elemento debiera tratarse de convertirlo en un lugar de atracción turística, donde las - personas puedan efectuar visitas, bajo control del guardián u o - perador de la planta. Será imprescindible la inclusión de jar - dines, áreas verdes, caminos de acceso, etc. harán que el sitio - de la planta tenga presentación agradable y esté acorde con la - categoría de las poblaciones servidas.

DISEÑO DEL TANQUE

El I.E.O.S., merced a la experiencia adquirida durante largos años de trabajo, en obras de saneamiento, ha concluido las siguientes normas, acompañadas de fórmulas:

- 1.- Cuando la entrada y salida sean mediante tuberías separadas, se ubicarán en los lados opuestos a fin de permitir la circulación del agua.
- 2.- En caso de diseñarse un solo tanque, debe reservarse un paso directo que permita mantener el servicio, mientras se efectúa el lavado, o la reparación del tanque.
- 3.- Siempre debe estar cubierto con una losa de hormigón armado.
- 4.- Las tuberías de rebose, descargan libremente, tendrán diámetros no menores al de entrada.
- 5.- La tubería de desague, descargan un diámetro que permita el vaciado del tanque en un tiempo máximo de 6 horas.
- 6.- Se proyectará un sistema de drenes en la parte inferior de la losa del fondo.
- 7.- Se proyectará en el interior del tanque un sumidero desde el cual parten las tuberías de salida y de desague.
- 8.- Deben incluirse accesorios como escaleras, respiraderos, bocas de visita con tapa, indicador de nivel, etc.

DATOS DISPONIBLES PARA EL CALCULO:

Altura útil adoptada 1,50 m.

Relación largo: ancho 1,50 m.
 Altura de borde libre 0,20 m.

$$V = L \times a \times H$$

$$V = L \times L/1,5 \times 1,5$$

$$18,575 = L^2$$

$$4,31 = L \text{ (m)}$$

$$2,87 = a \text{ (m)}$$

Por facilidad de construcción adopto $L = 4,25$ m. y ancho
 $= 2,8$ m.

MATERIALES A UTILIZAR.- Para la construcción los tanques pueden quedar con paredes de protección o con paredes de contención, dependiendo de ellos el material adecuado para la construcción. Para su elección deberá tomarse en cuenta el tipo de suelo, el costo y la disposición de materiales pétreos en el sitio; las paredes deberán ser de hormigón y se puede diseñar del tipo de gravedad, cantiliver, losa con contrafuerte, losa vertical o con anillos.

Para el presente caso, por la facilidad de conseguir los materiales de construcción, se diseñará el muro a gravedad.

El empuje de agua (E) será:

$$E = 0,5 h^2$$

$$E = 0,5 \times 1,5^2 \quad (h = \text{altura útil del tanque})$$

$$E = 1,125 \text{ tonel.}$$

Imponiendo ciertas dimensiones, finalmente se determina -- por tanteo la sección más aconsejable que cubra con las necesidades del tanque. Además se ha realizado la comprobación de estabilidad de los muros o paredes a deslizamiento y a volcamiento.

#	W	X	Mom.
1	1,134	0,55	0,624
2	0,945	0,87	0,819
3	0,756	0,60	0,454
Σ	2,835		1,897

Comprobación a deslizamiento fd

fd = factor de deslizamiento = 0,6

$$fd = \frac{\sum W \times fs}{E}$$

$$fd = \frac{2,835 \times 0,6}{1,125}$$

$$fd = 1,512 ; (1,512 > 1,5)$$

El diseño es acept.

Comprobación al volcamiento fv

$$fv = \frac{\text{Momentos}}{E \times \frac{ht}{3}}$$

$$fv = \frac{1,897}{1,125 \times 2,3 / 3}$$

fv = 2,199 ; (2,199 > 2) El diseño está de acuerdo con las normas de seguridad.

Mayores detalles de construcción se encontrarán en los planos respectivos.

CALCULO DE LA TAPA DEL TANQUE.- Para el diseño se considerará, una losa armada en las dos direcciones, apoyada en los extremos. Se utilizará el método de Marcus, considerando dos franjas de un ancho la unidad, en cada dirección. La carga deberá repartirse sobre la placa en ambas direcciones, considerando a estas franjas como vigas, las cuales deben tener una flecha igual en su punto de cruce.

Espesor de la losa	10	cm
Peso propio	240	Kg/m ²
Sobrecarga	120	Kg/m ²
Carga total	360	Kg/m ²

$$Lx = L + 2 \text{ ancho}$$

$$Lx = 4,25 + 2 \times 0,30$$

$$Lx = 4,85 \text{ m.}$$

$$Ly = 2,8 + 0,60$$

$$Ly = 3,40 \text{ m.}$$

$$e = Ly / Lx$$

$$e = 0,70$$

$$Lx = 1,427 Ly$$

Igualando flechas

$$a = \frac{5}{384} = \frac{f_x \cdot L_x^4}{E I} = \frac{f_y \cdot L_y^4}{E I}$$

$$f_x \cdot L_x^4 = f_y \cdot L_y^4$$

$$f_x \cdot 1,427^4 \cdot L_y^4 = f_y \cdot L_y^4$$

$$4,147 f_x = f_y \quad (f = f_x + f_y)$$

$$4,147 f_x = f - f_x \quad f_y = f - f_x$$

$$f_x = 0,194 f.$$

$$f_y = 0,806 f.$$

Tomando momentos en las dos direcciones

$$M_x = \frac{f_x \cdot L_x^2}{8}$$

$$M_y = \frac{f_y \cdot L_y^2}{8}$$

$$M_x = \frac{0,194 f \cdot (4,25)^2}{8}$$

$$M_y = \frac{0,806 f \cdot (3,40)^2}{8}$$

$$M_x = 20,54 \text{ ton} - \text{cm.}$$

$$M_y = 41,93 \text{ T} - \text{cm.}$$

Para el calculo de armaduras entramos en tablas del Tomo II de Jiménez Montoya. (Tabla de Cálculo de Losas sometidas a -- flexión, Método en Rotura de la Parábola Rectángulo)

$$A f_{yd} = 5 \text{ ton.}$$

$$A f_{yd} = 10,1 \text{ ton.}$$

$$f_{yd} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{5.000}{1.200}$$

$$A = \frac{10.100}{1.200}$$

$$A = 4,17 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,42 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset 1/2 " por metro lineal. 8 \emptyset 1/2" por metro lineal.

$$f_{cd} = \text{Resistencia característica del Hormigón} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \text{Resistencia característica del acero} = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha_f = \text{Coeficiente de minoración, con el que se ha realizado el cálculo anterior} = 1,15$$

CALCULO DEL TANQUE DE RESERVA, TIPO CIRCULAR EN HORMIGON ARMADO

CISTERNA CILINDRICA.- De diámetro = 3,60 m. y 2,0 m de altura de agua.

Capacidad = 20,36 m³

Cubierta esférica rebajada a 1/4 sobre la -
cubierta, puede ir en terraplén de 1,0 m de
altura.

CALCULO DE CUBIERTA.-

- Sobrecarga del terraplén y peso propio de la cúpula = 1500--
Kg/ m²

- Carga que va sobre toda la cúpula (P) -

$$= 3,14 \times \frac{2,0^2}{4} \times 1500 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 4712,39 \text{ Kg.}$$

- Como la flecha es 1/4 de la cuerda del ángulo de in--
clinación de la cúpula en los arranques (igual al semiángulo
en el centro) se deducirá de tang 1/2

$$\text{tang } 1/2 \alpha = 3,6 : 4 / 3,6 : 2$$

$$\text{tang } 1/2 \alpha = 0,5$$

$$1/2 \alpha = 29^\circ 30'$$

$$\alpha = 59^\circ$$

- Tracción del anillo de arranque = P/2 tang α
= 4712,39 / 2 tang 59°
= 682,45 Kg.

- El área de hierro necesaria para soportar esta tracción (con
un coeficiente de trabajo del hierro, del anillo de arranque--
de 1400 Kg/cm²) es:

$$A_{fe} = 682,45 / 1400$$

$$A_{fe} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{fe} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 5 \text{ mm.}$$

- La compresión de la cúpula en el arranque es:

$$P/\text{sen } \alpha = 4712,39/\text{sen } 59^\circ$$

$$P/\text{sen } \alpha = 5893,81 \text{ Kg}$$

Siendo el desarrollo de la línea de arranque

$$D = 3,14 \times 3,6$$

$$D = 11,31 \text{ m.}$$

- La presión por metro lineal de circunferencia de arranque será de:

$$5892,81/11,31 = 521,03$$

Si admitimos para el hormigón un trabajo de 30Kg/cm^2 , el espesor necesario para resistir la presión en los arranques será:

$$e = 521,03/30 \times 100$$

$$e = 0,174 \text{ cm. (Es muy insignificante; no se permite la construcción en la práctica).}$$

Más no es la fuerza de compresión la que determina este espesor, sino el esfuerzo cortante. En efecto, este es de $4712,39 \text{ Kg}$, en la línea de arranque, o sea que soporta $4712,39 / 11,31 = 416,66$ por metro lineal de arranque.

Si admitimos un coeficiente de trabajo del hormigón al es fuerzo cortante de 4 Kg/cm^2 ; el espesor necesario de la cúpula en el arranque, medido verticalmente será:

$$e' = 416,66/4 \times 100$$

$e' = 1,04 \text{ cm}$. Y en la dirección del radio de la esfera será:

$$e' = 1,04 \times \cos 59^\circ$$

$e' = 0,63 \text{ m}$, no siendo aconsejable en obra, la construcción de losas con espesor inferior a 7 cm . Adoptaremos el valor de 7 cm como espesor de la cúpula.

Aunque teóricamente sea necesario, se arma la cúpula con un reticulado de varillas de 6 mm como medida preventiva, contra los momentos de flexión debidas a cargas asimétricas. Por eventualidad, disponemos la unión de fondo y pared con junta de libre movimiento.

- Dividiendo la altura de pared en tramos de 50 cm , tendremos la pared descompuesta en 4 anillos de $1/2 \text{ m}$ de altura c/u. y las presiones en el punto más bajos de cada uno será de:

$$1000 \times h \text{ en } \text{Kg/cm}^2 ; 2000; 1500; 1000; \text{y}, 500$$

- Las tracciones en cada anillo, suponiendo a cada uno cargado uniformemente, con la presión máxima $= 1000 \cdot h^2 \times D/2$

Primer anillo(de fondo) = 1000 x 2,0 x 0,5 x 3,6/2
= 1800 kg.

Segundo anillo = 1800 x 1,5 /2 = 1350 Kg.

Tercer anillo = 1800 x 1,0/2 = 900 Kg.

Cuarto anillo = 1800 x 0,5/2 = 450 Kg.

- Las secciones metálicas de las directrices de cada anillo, obtenidas dividiendo las tracciones anteriores por $\sqrt{f_e} = \frac{1400 \text{ Kg}}{\text{cm}^2}$

	SECCION	BARRAS	DISTANCIA ENTRE AROS
Primer Anillo 1800/1400	1,29 cm ²	4 Ø 8 mm.	12,5 cm.
Segundo Anillo 1350/1400	0,96 cm ²	4 Ø 6 mm.	12,5 cm.
Tercer Anillo 900/1400	0,64 cm ²	3 Ø 6 mm.	16,67cm.
Cuarto Anillo 450/1400	0,32 cm ²	2 Ø 6 mm.	25,0 cm.

- Armadura de repartición (generatrices) varillas de 6 mm.--- con separación de 10 cm.

- Como espesor de pared tomamos:

$7 + 2 h = 7 + 2 \times 2 = 11 \text{ cm.}$ Por facilidad de construcción se mantiene constante, en toda la altura este espesor.

- La carga de la cubierta transmite a la pared del depósito es de 416,66 Kg/ ml. siendo el grueso de pared de 11 cm.

- La relación altura - espesor (grado de esbeltez del apoyo) - será $200/11 = 18,18$. El coeficiente según tabla XXXV de Manuel Company es de 1,17.

- Como armadura vertical tenemos la de repartición de la pared o sea de 10 barras de 6 mm por metro ($2,83 \text{ cm}^2$); de modo que el coeficiente de trabajo por compresión será:

$$h = 1,17 \times 416,66 / 11 \times 100 + 11 \times 2,83$$

$$h = 0,43 \text{ Kg/cm}^2$$

Es decir, que la seguridad de las paredes a la compresión vertical es absoluta.

- La carga transmitida al terreno por metro lineal de pared es:

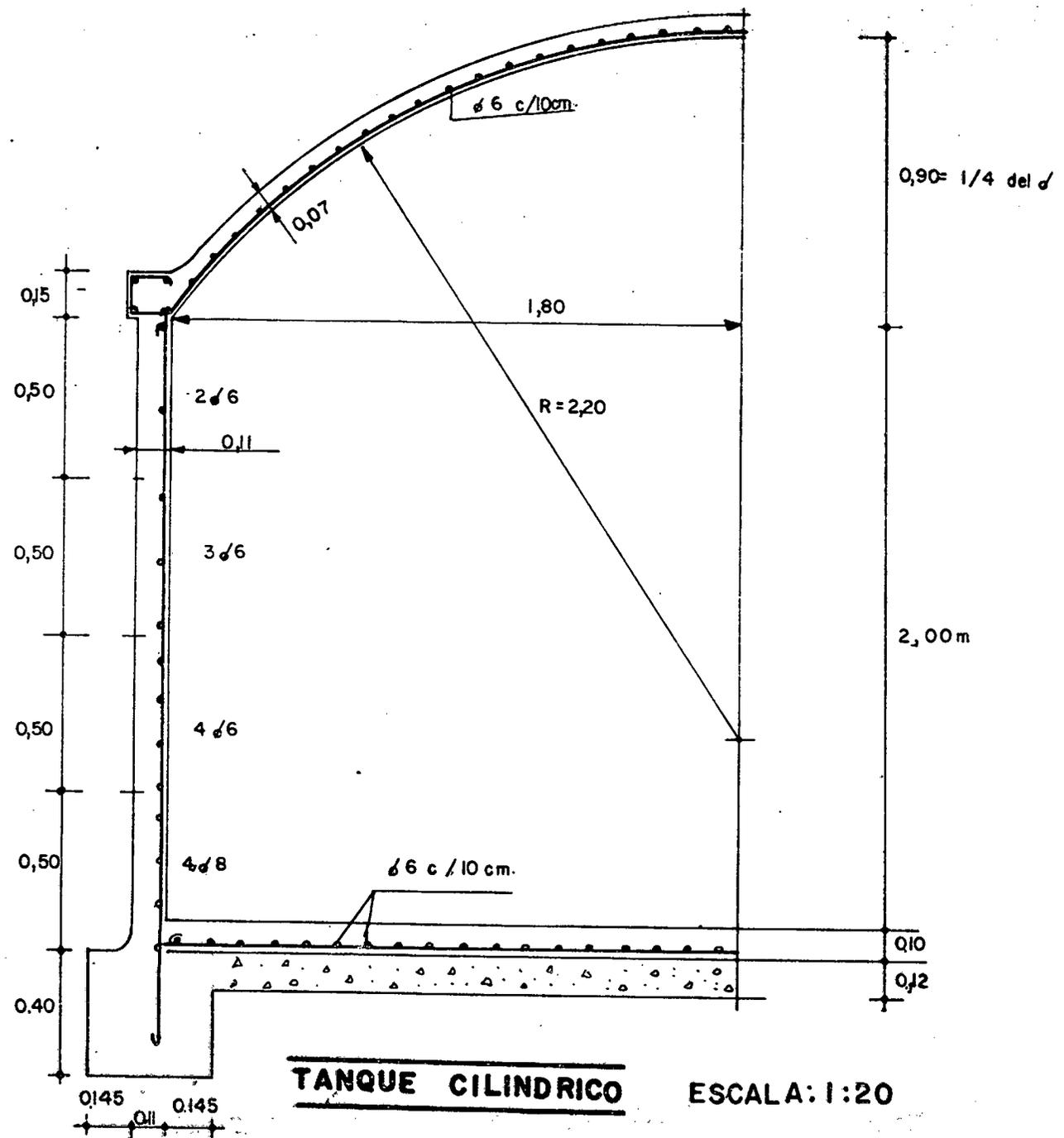
Cubierta = 416,66

Pared = $0,11 \times 2,0 \times 2000 = 440$

Total = 856,66 Kg.

Con una cimentación de 0,40 m. tenemos que queda totalmente absorbida esta carga.

La solera separada de la pared por una junta rellena de asfalto fundido, va formada por un lecho de hormigón magro de 12 cm. y una capa superior de hormigón de 350 Kg/m^3 de 10 cm, armado -- con un reticulado de varillas de 6 mm a 10 cm de separación . Si se tuviera la subpresión del agua subterránea, se sanearía -- la superficie del asiento.



TANQUE CILINDRICO

ESCALA: 1:20

Capitulo VI

C A P I T U L O VI

P O T A B I L I Z A C I O N

GENERALIDADES.- La potabilización del agua tiene por objeto - la corrección de la calidad del agua; ya sea desde el punto de vista estético por ejm: debería estar exenta de turbidez, color y olor perceptibles, sabor agradable.

La calidad del agua es dinámica, y sus parámetros en -- constante evolución, exige que el técnico de agua se mantenga en contacto constante con muchos sectores del mundo científico. El químico, el bacteriólogo, el biólogo y el toxicólogo están progresando constantemente en todo lo que respecta a las técnicas de valoración y cuantificación de los parámetros de la - calidad de este líquido.

Desde el punto de vista del usuario, el concepto "calidad de agua" sirve para definir aquellas características quími- cas, físicas, biológicas o radiológicas, que emplea como pa--- trón para calibrar la aceptabilidad de un agua cualquiera.

Las personas implicadas en las necesidades de obtención de aguas de buena calidad están abordando el problema cada vez más desde el punto de vista del uso múltiple de aquella.

El sector de los recursos de agua se encuentra en un -- estado de transformación, como consecuencia de los intentos de definir las diversas calidades de agua necesarias para cada una de las muchas aplicaciones.

Si consideramos que la parroquia de Chuquiribamba, tie- ne como principal uso del agua, el consumo humano o sea el do- méstico, tenemos que dar preferencia al tratamiento del agua- destinada para esta aplicación y debe ser en obtener un produc- to seguro y satisfactorio para la comunidad.

Para empezar a realizar el tratamiento de aguas de -

aguas de manantial de Cacheturo y la Quebrada de Jarallagua; nos valemos en la mayor parte de los análisis físicos, químicos, bacteriológicos y parasitológicos efectuados en diferentes épocas de tiempo y así mismo en varios laboratorios, cuyos resultados adjunto en la parte correspondiente a los anexos.

En el Manantial de Cacheturo, por tratarse de agua subterránea de muy buena calidad, tanto física como bacteriológica y parasitológica, comprobada en varias ocasiones mediante análisis--solamente hacemos la unidad de tratamiento: desinfección por --considerar el método más importante desde el punto de vista sanitario, para producir un agua sin peligro para la salud de los usuarios.

En la Quebrada de Jarallagua, es agua superficial su calidad es relativamente buena; así mismo comprobada por medio de análisis.

Aquí se efectuará las unidades de tratamiento; filtración y desinfección por las siguientes razones:

- a) El agua en condiciones lluviosas presenta una turbiedad de cimentación como pre-tratamiento a la filtración.
- b) Asegurar la renovación de bacterias, virus y retener a través de un medio granular toda la materia que se encuentra.
- c) Obtener la purificación del agua mediante la desinfección.

F I L T R A C I O N

6. 1.- OBJETIVOS.- Eliminar el contenido de bacterias, separar--partículas en suspensión, retener flóculos--finos, que han quedado en el proceso previo al tratamiento de los filtros y de esta forma asegurar la producción de un agua clara y atractiva.

Un filtro está formado por un lecho de material granular,- con aparatos para mantener el flujo uniforme a través del lecho y-

con las precauciones necesarias para invertir la dirección del flujo y lavar los sólidos acumulados en el medio filtrante.

El cálculo del filtro, parte de la velocidad de filtración denominada rata, entendiéndose por velocidad de filtración, el volumen de agua (m^3) que atraviesa en una hora (1 h) una sección de $1 m^2$ del filtro.

El trabajo de los filtros depende de la mayor o menor eficacia de los procesos preparatorios.

6. 2.- TIPOS DE FILTROS.- Se distinguen entre:

- a) Filtros lentos
 - De flujo descendente
 - De flujo ascendente
 - Dinámicos.
- b) Filtros rápidos
 - Filtros rápidos de gravedad
 - Filtros declinantes
 - Filtros de presión
 - Filtros con carbón activo

6. 2. 1.- FILTROS LENTOS.- El agua pasa a través del lecho de arena a baja velocidad, son filtros de superficie, es decir la parte esencial del proceso de filtración se efectúa en una masa gelatinosa que llega hasta las capas superiores constituida por partículas sólidas. Esta masa envuelve los granos del filtro, estrechando los espacios que existen entre ellos y por donde pasa el agua. Así se realiza una purificación mecánica por retención de las partículas de suciedad del agua que va pasando. Por lo tanto, el filtro solo resulta eficaz pasando un cierto tiempo de funcionamiento previo; es decir, cuando se ha formado la capa gelatinosa. Se puede disminuir el tiempo de funcionamiento previo, añadiendo sulfato de aluminio como precipitante.

En la capa filtrante aparecen microorganismos que consumen para su metabolismo la bacteria retenida en ella. Pero és-

ta purificación biológica no ofrece garantía porque la capa -- filtrante se rompe con frecuencia. La filtración lenta se realiza con ratas menores de $12 \text{ m}^3/\text{m}^2$ día.

Tiene gran aplicación en zonas rurales, porque ofrece mayores ventajas de los otros filtros y además cuando cumple los siguientes requisitos:

- 1.- El contenido de color no sobrepasa de 50 p.p.m. En este caso, el color es removible, en mínima cantidad por los filtros lentos y no existe coagulación previa.
- 2.- La turbiedad del agua, no será mayor a 100 UT o 5-mg/l.
- 3.- La capacidad técnica para operar es insuficiente o no existe en el lugar donde se va a construir los -- sistemas completos de coagulación y filtración.
- 4.- El costo de tierra sea bajo, ya que los filtros lentos ocupan un área de 30 a 40 veces, lo que ocupa un filtro rápido.

Los filtros lentos se clasifican en:

6. 2. 1. 1.- FILTROS LENTOS DE GRAVEDAD.- Denominados filtros de acción lenta convencionales; su característica principal es que lleva el flujo en sentido descendente.

Generalmente tienen la forma rectangular y están hechos de concreto, aunque en plantas de proyectos pequeños son circulares y hechos ya sea de acero o de concreto. En esta caja rectangular o circular se colocan de abajo hacia arriba; una capa de grava gruesa de espesor 0,40 a 0,50 m. Capa de arena fina de 0,90 a 1,20 m. Encima del lecho filtrante se deja una capa de agua de 1,0 a 1,50 m. y debajo se deja un adecuado sistema de drenaje. Si la capa filtrante se hace demasiado gruesa debe desprenderse.

Se exige hacer esto, cuando la suciedad visible alcanza

una profundidad de 1 a 2 cm. Si se han retirado 30 cm. de la parte superior de la masa filtrante, debe rellenarse de nuevo el filtro.

Durante el funcionamiento del filtro a medida que aumenta la suciedad retenida, se produce una acumulación creciente de agua sobre el borde superior del filtro. Esta acumulación se llama pérdida de carga del filtro y no debe pasar de 80 cm.

Para medir la pérdida de carga, es necesario dejar conectado un piezómetro al tubo efluente o a la caja del filtro. El raspado es algo grañoso y anti-económico, por lo cual se debe evitar realizarlo continuamente.

Al respecto, las normas del I.E.O.S. dicen que se admitirá la posibilidad de este tipo de filtros, entre otras consideraciones, cuando el agua cruda o efluente tenga una turbiedad promedio que no supere a las 50 U.J. pero puede aceptarse, por pocos días al año, turbiedades de 100 U.J.

En cuanto al color, se estima que puede alcanzar 30 unidades (Pt - Co). En casos excepcionales, el I.E.O.S. podrá admitir el uso de turbiedades y colores ligeramente mayores.

Sus características principales serán:

a) Velocidad de filtración

Se recomienda un valor promedio de $5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$. pudiendo variar entre 2 y $8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$.

b) Número de unidades.

Mínimo dos, dimensionadas para cada una poder efectuar un trabajo el 65% del caudal. Cuando haya más de dos unidades, se tendrá otra adicional de reserva.

c) Lecho filtrante.

Consiste en una capa de arena de características propias que se apoya sobre capas de grava de espesores y tamaños que se indican:

Arena:

- Tamaño efectivo = 0,25 a 0,40 mm.

- Espesor de la capa = 0,90 a 1,20 m.
- Coeficiente de uniformidad = 1,6 a 3

Grava: (de arriba hacia abajo)

	<u>CAPA</u>		<u>TAMAÑO</u>		<u>ESPESOR CAPA</u>
1.-	3.2	a	6.35	m .m.	0.10 m.
2.-	6.35	a	12.70	m. m.	0.10 m.
3.-	12.70	a	25.40	m. m.	0.10 m.
4.-	25.40	a	38.10	m. m.	0.10 m.

d) Capa de agua dsobre la arena.

Sobre la capa de arena se dejará una capa de agua de 1.00 a 1.50 m. aparte del borde libre de 0.30 m.

El agua entrará por encima de la capa de arena evitando su erosión y sin que produzca inundación del filtro.

e) Sistema de drenaje.

Formado por un colector central y laterales, que podrán ser de bloques de hormigón, ladrillos, vigas o tuberías. La distancia entre laterales no superará a los 3 m. y la pendiente en ellos será del 1 al 2%. Los laterales, conformados por tuberías, pueden ser juntas abiertas, con 2cm. de espaciamiento o tuberías perforadas con orificios no mayores de 2 cm de diámetro.

Debe comprobarse que la suma de pérdidas de carga en la grava, en el lateral y en el dren principal sean menores que el 25% de la pérdida de carga en la arena.

f) Sistema de control.

Debe operarse el filtro a rata constante, lo que puede conseguirse regulando la entrada mediante una válvula controlada por flotador, o regulando la salida del filtro mediante dispositivos que permitan compensar el gradual incremento de pérdida de carga final no deberá ser mayor de 1.50 m. y su medición se hará mediante dispositivos simples.

g) Obras complementarias.

Para facilitar la operación y mantenimiento se proveerá la instalación de tubería de interconexión entre filtros la construcción de un bordillo perimetral para evitar el crecimiento de algas.

Por otra parte, como ayuda para no obstaculizar la operación de filtración, presentamos un cuadro a continuación.

POBLACION	NUMERO DE UNIDADES	UNIDADES DE RESERVA
2000	2	100%
2000 a 1000	3	50%
10000 a 60000	4	33%
60000 a 100000	5	25%

La frecuencia con que haya de hacer la limpieza, dependerá de la calidad del agua cruda; puede variar de 2 meses o más, según el caso.

6. 2. 1. 2.- FILTROS LENTOS ASCENDENTES.- Su funcionamiento es inverso al anterior. El agua a filtrar entra por el sistema de drenaje, asciende a través del lecho filtrante y es recolectado en la parte superior.

Generalmente, no utilizan la coagulación para preparar el agua para la filtración. Se usa para aguas relativamente claras y un número de bacterias muy bajo. Este tipo de filtros es muy eficaz en la eliminación de sabores y olores.

Son fáciles de operar, razón por la cual existen varios y han dado resultados excelentes, así tenemos contaminaciones del número más probable equivalente a 180.

Está formado en el fondo del tanque de almacenamiento, una capa de grava fina y de arena que actúa como filtro lento.



VENTAJAS.- Las ventajas que ofrece el sistema de filtros lentos ascendentes según Forcytal, son:

1.- Permite un período de reposo en el área adicional ocupada por los filtros descendentes. No se utiliza el lavado y por lo tanto, se elimina el costoso raspado y aseo de las capas superiores del medio filtrante. Los operadores de filtros lentos convencionales que tienen bastante práctica, lo realizan con facilidad, esta ventaja es muy obvia.

2.- Los lados o áreas muertas pueden descontar en el sistema de drenaje, antes de alcanzar el medio filtrante a diferencia de lo que sucede en los filtros convencionales, en los cuales toda la sedimentación se realiza en la superficie del lecho.

3.- El líquido sigue la dirección más directa, que es la de pasar a través de un medio filtrante de tamaño decreciente lo que produce una distribución más uniforme de las partículas retenidas.

4.- El medio filtrante sirve a su vez de almacenamiento de tal manera que resulta lo más económico dicho filtro.

5.- La arena, intercepta la mayor parte del material en suspensión del agua y requiere muy poco o casi nada de limpieza y sus condiciones de durabilidad con excelentes ya que dura indefinidamente y por consecuencia, no hay desgaste o pérdida.

6.- La carga de agua sobre el lecho filtrante, debe ser muy pequeña para operar el filtro, de forma que el nivel de agua cruda pueda estar muy cerca al nivel del agua filtrada, lo que permite que su diseño sea lo más simple y económico.

7.- El alto rendimiento bacteriano, casi siempre constante, elimina en cierta proporción el sabor y el olor, debido a la actividad biológica del filtro.

Además, del estudio realizado sobre los filtros lentos ascendentes vale anotar las especificaciones del I.E.O.S.

a) Lecho Filtrante.

De abajo hacia arriba:

- Grava: de 4.76 mm. a 1,59 mm. de 0,45 a 0.60 m. de altura.

- Arena: tamaño efectivo 0.3 mm; coeficiente de uniformidad 1.7 a 2. Espesor de 0.90 a 1.10 m. Podría reducirse este espesor a 0.70 m. ya que no se requiere el raspado de las capas superficiales de arena para su limpieza, como en los filtros lentos de gravedad.

b) Capa de agua sobre la arena.

Se tomará de 1.20 a 1.40 m. aparte de un bordo libre de 0.30 m. y el volumen podrá servir como tanque de almacenamiento para períodos de retención aconsejados de 8 a 12 horas.

c) Sistema de drenaje.

En este caso, el sistema de alimentación similar al del filtro lento de gravedad.

d) Velocidad de filtración.

2.7 a 3.6 $\text{m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Sobre el manto filtrante se puede disponer de un volumen de almacenamiento de agua filtrada de hasta 1.40 m. de altura.

f) Lavado.

Se efectúa mediante la válvula de drenaje durante 5 minutos.

g) Número de unidades.

Mínimo dos, dimensionadas para que cada una pueda tratar el 50% del caudal. No se requiere de reservas.

6. 2. 1. 3.- FILTROS DINAMICOS.- Su funcionamiento muy similar a los filtros lentos, se encuentran formados por un canal de poca profundidad, sobre el cual fluye el agua a tratar en forma de lámina de 2 a 3 cm. Su altura, es de 1 m. por encima del cual se coloca un lecho, de arena similar al de los filtros de gravedad. El líquido que se escurre superficialmente pasa a través del filtro un 10% y el 90% del caudal restante se lo reingresa a la fuente.

Es necesario en este tipo de filtro disponer de un canal de transición hasta la entrada, esto es con la finalidad de asegurar que el tirante en el filtro esté comprendido entre 1 y 3 cm. y su cálculo se deberá hacer, de tal forma que a lo largo de la misma el valor de la energía específica total no varíe y se eviten socavaciones al comienzo del manto filtrante. Para su diseño, la relación de largo y ancho debe ser aproximadamente igual a 5.

Presentan la ventaja de que son económicos en su construcción ya que las paredes tienen una altura de 0.90 a 1.0 m. y pueden ser de hormigón simple o de ladrillo impermeabilizado.

La desventaja del sistema, es que debe disponer una fuente de abastecimiento que tenga un caudal por lo menos 10 veces mayor que el que se piensa derivar.

Las normas del I.E.O.S., consideran lo siguiente para los filtros dinámicos:

a) Velocidad de filtración.

3.5 a $5 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d.}$

b) Lecho filtrante.

Similar al filtro lento de gravedad, con altura del manto de arena de 0.60 m. sostenida por dos capas de grava, de 5 cm. de espesor cada una; la primera de 1 a 2 mm. y la inferior de 2 a 4 mm.

c) Sistema de drenaje.

Falso fondo de ladrillos, similar al de filtros lentos de gravedad.

d) Regulación.

Regulador de caudal semejante al de filtros lentos de gravedad.

e) Número de unidades.

Número dos en paralelo, con capacidad individual para tratar el 65% del caudal.

f) Limpieza.

La superficie se mantiene relativamente limpia por el arrastre de partículas que produce el escurrimiento su

perforación del 90% del caudal.

6. 2. 2. FILTROS RAPIDOS

6. 2. 2. 1.- FILTROS RAPIDOS DE GRAVEDAD.- El agua pasa hacia abajo a través de la arena a una velocidad relativamente alta, su rata puede llegar hasta $400 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$. Una vez que el agua ha pasado a través del lecho de arena y de grava, la capta un sistema de drenaje inferior y la descarga a un pozo del cual la extraen para su consumo.

La coagulación y sedimentación debe considerarse como procesos esenciales previa a la filtración rápida. Ese tratamiento es con la finalidad de eliminar, en cuanto sea posible, la materia en suspensión aligerando de esta forma la carga sobre el lecho de arena.

La planta esta constituida generalmente de hormigón de 3.5 a 5.0 de altura, el cual contiene diferentes capas. Así tenemos: una capa de arena de 0.60 a 0.65 m. de espesor, soportado por grava de una altura de 0.30 a 0.40 m. La granulometría de la grava es creciente hacia abajo, cuyo objetivo es distribuir de una manera uniforme el agua de lavado y prevenir que la arena pase a través del sistema de drenaje, durante el proceso de filtración.

Cuando se ensucia la arena, al cabo de cierto número de horas de servicio, que se indica por una pérdida de carga excesiva del agua que pasa a través de ella, y en este caso, el filtro se obstruye es necesario lavarlo, invirtiendo el sentido de flujo, por medio de agua que se inyecta a presión en los drenes y se recolecta en los canalitos de lavado colocados sobre la superficie de arena.

Una vez que se ha lavado la arena, el filtro vuelve a entrar en operación, pero el agua filtrada primero se desperdicia debido a que se debe retirar el agua de lavado de los intersti--

cios del filtro, permitiéndose la formación de una capa superficial sobre la arena. Esta capa está formada principalmente por partículas floculares, de las cuales no todos se sedimentan en el tanque de sedimentación, de ahí su rendimiento en el filtro de acción rápida para la eliminación de partículas muy finas y bacterias.

Conviene hacer un estudio detenido en la granulometría -- del lecho filtrante; así diremos que la arena tenga un tamaño efectivo de 0.40 a 0.50 mm. y un coeficiente de uniformidad inferior a 1.65.

También pueden usarse tamaños mayores, obteniendo excelentes resultados. La dimensión de la grava fluctúa de 7.62 a 0.42 cm. La altura de cada capa será mayor que 3 d, siendo d, el diámetro de grava más grueso de la capa. Se tendrán en cuenta las siguientes exigencias mínimas para la determinación de la altura de los estratos de la capa soporte:

Tamaños de grano $d = 1.5$ a 2 mm.; altura de estrato $h \geq 150$ mm.

$d = 2$ a 6 mm ; altura del estrato $h \geq 100$ mm.

$d = 6$ hasta 25 mm; inclusive $h \geq 75$ mm.

$$\frac{b}{L} \geq \frac{n + 1}{2n}$$

b = ancho del filtro

L = largo del filtro

n = número de unidades

LECHOS FILTRANTES.- Los lechos filtrantes podrán estar constituidos por arena y antracita o por otros materiales adicionales (granate, magnetita, etc.) aceptados por el I.E.O.S.

En el caso de tratarse de arena solamente las características granulométricas, serán:

Tamaño efectivo	0.45 m a 0.8 mm.
Coefficiente de uniformidad	1.1 a 1.6

Espesor del manto	0.60 m a 0.90
Peso específico	2.6
Dureza	7 (Escala Moh ⁵)

Para la grava (manto sostén se colocará entre 0.40 a --- 0.60 m. de diferentes tamaños, que son, de abajo hacia arriba, -- por lo general:

	<u>TAMAÑO</u>	<u>ESPESOR DE LA CAPA</u>
1.-	64 mm. a 38 mm.	0.12 a 0.20 m.
2.-	38 mm. a 19 mm.	0.87 a 0.10 m.
3.-	19 mm. a 13 mm.	0.07 a 0.10 m.
4.-	13 mm. a 5 mm.	0.07 a 0.10 m.
5.-	5 mm. a 2.3 mm.	0.07 a 0.10 m.

El tipo y tamaño definitivos del lecho de grava dependerá del sistema de drenaje que se proyecta.

- En el caso de tratarse de antracita, la granulometría -- será:

Para medio filtrante único de antracita:

Tamaño efectivo: 0.6 a 0.8 mm. con capas de 0.60 a 0.90 m. de espeso.

Peso específico : 1.55

Dureza : 3 (escala Moh⁵)

- Para medio filtrante arena/antracita:

Arena

Tamaño efectivo : 0.8 a 1.4 mm.

Espesor de capa : 0.15 a 0.20 m.

Coefficiente uniformidad : 1.2

Antracita

Tamaño efectivo : 0.6 a 0.8 mm.

Espesor de la capa : 0.45 a 0.55 m.

Coefficiente uniformidad : 1.6

- Para medio filtrante granate / arena / antracita:

Granate:

Tamaño efectivo : 0.2 mm.

Espesor capa : 0.10 a 0.15 m.

- Coeficiente uniformidad : 1.4

TASA DE FILTRACION.- Es muy superior a la del filtro lento, siendo su característica principal. Por ello exigen menos superficie que los filtros lentos y ocasiona su pronta calmotación (24 o a las 72 horas). Esto hace necesario lavar más frecuentemente el material filtrante, donde los poros -- constituyentes del lecho se obstruyen con la suciedad; con lo -- cual, aumenta la pérdida de carga del filtro.

La carrera de filtración, en los filtros de acción rápida se calcula con la fórmula de Baylis, a partir del tamaño efectivo del medio filtrante, su ecuación es:

$$t = K E^n$$

Siendo:

t = período de servicio o carrera de filtro

K = constante que depende de las características del floc.

E = tamaño efectivo del lecho filtrante

n = exponente aproximadamente igual a 2

Las ratas de filtración, que antiguamente predominaron -- fueron de $120 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$, pero Baylis, a partir de 1943, descubrió que se podía llegar hasta $300 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$. Obteniendo -- los siguientes resultados:

a) El rendimiento bacteriano es igual para los filtros operados con 120 a $300 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$ y observó una completa eliminación de bacterias con los filtros de alta velocidad de operación.

b) Desde el punto de vista de la turbiedad del agua filtrada a $300 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$; no es apreciablemente más grande que la que se obtiene con $120 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$.

La velocidad de operación de filtración, se encuentra en función de:

1.- La calidad de agua que se quiere obtener

2.- La pérdida de carga producida por la rata de filtración

3.- Clase de floc afluyente

4.- Tamaño y tipo del medio filtrante

Cuando el floc es duro y el lecho filtrante es fino, la pérdida de carga se presenta en los primeros 5 cm. de operación esto es, desarrolla cuando la velocidad es baja y se espere un poco más para ratas de filtración altas. Esta distribución de la pérdida de carga en el lecho filtrante depende directamente de la penetración del floc.

LAVADO DEL FILTRO.- La unidad de filtración se lava cuando el medio filtrante se ha ensuciado de tal forma que necesita la máxima carga de gravedad para forzar el flujo en sentido inverso al normal, es decir, el agua limpia circula de abajo hacia arriba, motivando un esponjamiento, agitación y fricción de la arena, acción que desaloja las partículas a ella adheridas.

Cuando las plantas de tratamiento trabajan una parte del día los filtros se lavan al final de cada período de operación, sin embargo, es antitécnico ya que desperdicia agua filtrada en el lavado.

En algunos casos se realiza una limpieza con aire comprimido y después con agua, durante este proceso la masa filtrante debe levantarse, pero no agitarse. La presión necesaria para el agua y el aire se regula por medio de válvulas.

La operación de limpieza dura unos 10 a 15 minutos como mínimo, dependiendo la rapidez del lavado de la viscosidad del agua que es una función de la temperatura de la misma. Una vez que la unidad de filtro se haya lavado se recolecta en canalitos apropiados y se desvía al desagüe. De nuevo se opera normalmente pero se permite un desperdicio de agua equivalente a un escurrimiento de 3 a 5 minutos.

Para obtener un buen lavado del filtro se requiere de agua almacenada en un estanque, el cual puede estar ubicado so-

bre la misma estructura o en un terreno cuya altura permite disponer de presión suficiente. En otras ocasiones, se utilizan bombas que entregan la cantidad de agua necesaria y la suficiente presión.

Durante el funcionamiento del filtro, que es el tiempo de funcionamiento entre dos lavados, el volumen de agua que entra y el que sale debe ser constante. Además, debe comprobarse el estado de agua natural y del agua depurada; también la pérdida de carga del filtro, por lo tanto, se puede determinar el tiempo de utilización del filtro, durante el funcionamiento. Si se presentan disminuciones repentinas de la pérdida de carga se deben a la aparición de erosiones en la masa filtrante.

La eficiencia bacteriana de un filtro rápido depende del agua cruda; es decir, el número del grupo coliforme en el agua es función de la cantidad inicial. La fórmula que ofrece para su cálculo es:

$$\frac{E}{R^n} = C$$

De donde:

E = Número de las bacterias del grupo coliforme en el agua después del tratamiento (efluente)

R = Número de bacterias del grupo coliforme en el agua cruda.

C = Constante referente a la eficiencia del tratamiento

n = Parámetro relativo a la constancia de la bacteriológica del agua por tratar.

SISTEMA DE DRENAJE.- El sistema de drenaje, ubicado en la parte inferior del filtro tiene como finalidades las siguientes:

- De captar el agua filtrada y,
- De hacer pasar el agua del lavado a determinada velocidad. La velocidad del agua del lavado, depende del diseño del filtro.

Existen varias formas de construcción del sistema de drenaje, entre ellos tenemos:

- a) Malla de tubos con coladeros en los extremos
- b) Bloques de arcilla citrificada con perforaciones, espaciados a intervalos.
- c) Placas de sílice poroso, montados sobre apoyos, no siendo necesario lecho de grava.
- d) Pirámides invertidas rellenas, denominado Fondo falso-tipo Wheeler.

Debido a que la velocidad de aplicación del agua del lavado es superior a la rata de filtración, el diseño del drenaje inferior se rige principalmente por la necesidad de una distribución uniforme de agua del lavado. Esta distribución se obtiene conservando muy altas las pérdidas de carga en los orificios o utilizando un fondo doble de placas porosas o bloques de arcilla. Para una distribución satisfactoria del agua del lavado, cuando se utiliza el sistema de mallas de tubos, la presión en los coladeros o en los orificios debe ser de 5 mm. y la velocidad de flujo menor de 7 m./seg; las líneas laterales pueden estar espaciadas a 30 cm. (centro a centro) pero la longitud máxima de una lateral debe ser menor de 60 veces el diámetro con el objeto de tener una presión y una distribución uniforme en toda la longitud. El área total de orificios de los coladeros o en las laterales de los tubos perforados, que se utilizan en los drenajes inferiores son generalmente de 1/4 a 1/2 pulg. de diámetro y los espaciamientos pueden variar desde 3 pulg. para aberturas de 1/4 pulg. hasta 8 pulg. para aberturas de 1/2 pulg,

Cabe anotar que el sistema de drenaje más utilizado es el de red de tuberías perforadas, denominada malla de tubos con coladeros en los extremos que ya lo hemos descrito en sus principales dimensiones y funciones. En esta clase de sistemas, debemos sujetarnos a las normas del I.E.O.S. que a continuación exponemos:

Filtros rápidos de gravedad de tasa constante.

Se distingue dos tipos de filtros rápidos: de presión y de gravedad; en lo que sigue, la norma se refiere a filtros de gravedad.

a.- Turbiedad del agua efluente

Máxima recomendable 15 U.J.

b.- Velocidad de filtración

Lecho de arena $120 \text{ m}^3 / \text{m}^2$ a $240 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d.}$

Lecho mixto

(arena - antracita) $240 \text{ m}^3 / \text{m}^2$ a $480 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d.}$

c.- Número de unidades y tamaño máximo.

Se determinará mediante un estudio económico y las condiciones especiales del proyecto.

Puede determinarse el primer valor en base a la fórmula-- de Morrill y Wallace (1934):

$$N_0 = 0.044 \quad Q'' \quad (Q \text{ en } \text{m}^3 / \text{d})$$

Esta fórmula es válida para caudales de la planta hasta - $378.500 \text{ m}^3 / \text{d.}$ Para caudales mayores, las dimensiones de las unidades se determinan en función de un gasto máximo de agua para lavado del orden de $114 \text{ m}^3 / \text{min.}$ Los valores máximos de las unidades se establecerán en función de los diámetros de la tubería- y los aparatos de control.

Se recomienda no superar los 180 m^2 por filtro y tener, cuando menos 2 unidades.

d.- Relación de dimensiones.

Para obtener economía en las paredes conviene aplicar la siguiente relación:

Peso específico : 4.2

Dureza : 7 (Escala Moh)

Arena :

Tamaño efectivo : 0.4 mm.

Espesor capa : 0.25 m.

Coefficiente uniformidad : 1.65

Antracita :

Tamaño efectivo : 0.9 mm.
Espesor capa : 0.55 m.
Coeficiente uniformidad : 1.65

f.- Sistema de drenaje.

Se aceptará cualquier sistema siempre que en su proyecto se cumplan las especificaciones correspondientes a las patentes-respectivas.

En caso de adoptarse el sistema de red de tuberías perforadas (laterales) que concurran a un colector central (múltiple) deberán cumplir las especificaciones de Jenks Elms, que se transcriben a continuación:

- Relación longitud del lateral a su diámetro, menor que 60
- Diámetro de orificios en laterales, comprendidos entre 6.5 y 13 mm.
- El espaciamiento de los orificios podrá variar:
Para orificios de 6.5 mm. 75 mm.
- Ubicación de los orificios: a 30° a lado y lado del eje vertical del lateral hacia abajo.
- La relación del área total de orificios de un lateral al área transversal del lateral valdrá:
0.25 para orificios de 6.5 mm.
0.50 para orificios de 13 mm.
- El área total de orificios en todos los laterales con respecto al área filtrante variará 0,25 % a 0.50 %
- La separación entre laterales no superará los 30 cm.
- El área transversal del colector central deberá ser 1.5 a 2 veces la suma de las áreas transversales de los laterales que llegará a él.
- La altura libre de la cámara de aguas claras será aquella que permita su fácil construcción, así como la instalación de tuberías y el mantenimiento necesario.

g.- Sistema de lavado.

Podrá ser contracorriente de alta velocidad, dependiendo de la granulometría de la capa filtrante para conseguir una expansión del medio filtrante, comprendida entre el 30% y el 50%-

usandose agua tratada.

Para flujo ascendente se podrían utilizar las siguientes velocidades del lavado, asumiendo un 50% de expansión:

<u>TAMAÑO EFECTIVO DE LOS GRANOS DEL MEDIO FILTRANTE (mm)</u>	<u>VELOCIDAD ASCENSIONAL DEL AGUA DE LAVADO EN m/min.</u>
0.35	0.40 - 0.75
0.40	0.60 - 1.00
0.45	0.75 - 1.05
0.50	0.90 - 1.15
0.55	1.00 - 1.25
0.60	1.15 - 1.45

Estos valores servirán como guía para los fines del diseño .

La capacidad de almacenamiento para agua de lavado debe ser un 50% mayor que la cantidad de agua requerida para un solo lavado, con una duración de 5 a 6 min. a la rata de lavado prevista en el diseño o a una un poco más alta. Si el número de filtros es bastante grande, el almacenamiento para agua de lavado debe tener capacidad para lavar dos filtros consecutivamente

Debe proveerse de bombas de agua de lavado por duplicado y cada una de ellas debe tener capacidad suficiente para llenar el almacenamiento para agua del lavado entre los períodos requeridos.

Algunas veces se omite el almacenamiento del lavado, y la capacidad de una de las bombas debe ser entonces suficiente para lavar los filtros directamente.

Cuando se use, además de flujo ascendente el lavado superficial se pueden considerar dos casos: Los de tuberías fijas y los provistos de agitadores que giran por la presión interna del agua que circula por ellos.

El primer tipo aplica el agua en forma de chorros a una -

presión de 3.5 Kg/cm^2 o más y a una rata de 0.16 a $0.32 \text{ m}^3/\text{m}^2$ min.

El segundo tipo requiere presiones entre 3.5 a 5.25 Kg/cm^2 y una rata de aplicación de 0.02 a $0.04 \text{ m}^3/\text{m}^2$ min.

Cuando además, el agua para el lavado se use aire inyectado a través de boquillas especiales, la rata será de 300 a $500 \text{ m}^3/\text{m}^2$ min para el agua y de 0.9 a $1.5 \text{ m}^3/\text{m}^2$ min para el aire.

Si el aire es aplicado en la superficie del filtro, las tuberías irán colocadas a 0.15 m . sobre la máxima elevación de la capa filtrante durante el lavado.

En algunos casos se preverá el diseño de dispositivos para el lavado de los filtros por segunda vez.

Sistema de recolección del agua de lavado puede usarse canaletas cuya separación no supere 1.80 m . y su distancia a la pared del filtro sea inferior a 0.90 cm .

La altura del fondo de la canaleta al manto expandido permitirá una holgura de 5 a 7 cm .

Deberán dimensionarse para la máxima velocidad de lavado y, en esas condiciones al nivel máximo de agua en la canaleta debe estar 0.05 a 0.08 m . más bajo que el borde.

Si la recolección de agua de lavado se hace con vertederos localizados al extremo de los filtros, la cresta de tales vertederos deberá proyectarse a una altura de por lo menos 20 a 25 cm . por encima del manto expandido.

Velocidades en los conductos de los filtros.

En general, las velocidades con la capacidad de la planta y con la rata máxima de lavado no deben exceder los siguientes valores;

<u>TUBERIA</u>	<u>VELOCIDAD EN m/s</u>
Afluente del filtro	0.30 a 0.60
Afluente del filtro	1.15
Agua de lavado	3.0



Agua de relavado	2.4
Agua de drenaje	3.5

Altura de agua.

La altura de agua sobre la capa de arena durante la filtración es tará comprendida entre 1.20 y 1.50 m. El bordo libre por encima de la elevación máxima del agua durante la filtración será; 0.30 m.

Sistemas de control.

Para el funcionamiento adecuado de los filtros, se debe con tar con los siguientes sistemas de control;

- Indicador de nivel de agua o de pérdida de carga.
- Medidor de caudal.
- Regulador de caudal.
- Regulador de caudal del agua de lavado.
- Sistema de comandos para operación de filtros.

FILTROS RAPIDOS DECLINANTES.- Son los mismos filtros rápidos a gra- vedad de tasa constante, en los cuales es posible disminuir la velocidad de filtración a medida que el le-- cho filtrante se va obstruyendo. Para ello, las unidades de filtra- ción actúan como vasos comunicantes en tal forma que la que esté lim pia trabaja con la máxima velocidad, mientras que la que está sucia- lo haga con la mínima. A medida que va progresando la carrera, la u - nidad que disminuye su rata de filtración, transfiere su caudal que - deja de filtrar en las otras.

Cómo exigencias especiales para el diseño se requiere que el cau- dal o tubería de alimentación y la válvula de entrada a cada filtro - sean lo suficientemente amplios a cualquier filtro con un mínimo de -- pérdida de carga. Además, la entrada del afluente a cada caja del -- filtro debe estár por de ba jo del nivel de aguas mínimas.

Para la operación de estos filtros se proyectará con o sin verte- deros de control.

FILTROS RAPIDOS DECLINANTES.- Las unidades de filtración funcionan como vasos comunicantes , de tal manera que la unidad que esté lim pia trabaja con la máxima velocidad, mientras que la

que esté sucia lo haga con la mínima.

En resumen, son los mismos filtros rápidos a gravedad de tasa constante, con la diferencia de que se puede ir disminuyendo la velocidad de filtración, a medida que el lecho filtrante se vaya obstruyendo.

En el diseño se necesita de que el canal o tubería de ali-mentación y la válvula de entrada a cada filtro sean lo suficientemente amplios a cualquier filtro con un mínimo de pérdida de carga. Además, la entrada del afluente a cada caja del filtro debe estar por debajo del nivel de aguas máximas.

6.2.2.3. FILTROS A PRESION.- NO son recomendables para tratar el agua de consumo doméstico, sirve solamente para la industria y en la recirculación del agua de piscina.

UN filtro de presión es en esencia un filtro de arena de acción rápida dentro de una celda hermética, de forma cilíndrica.

La arena, grava y sistema de drenaje se colocan dentro del recipiente hermético, el cual a su vez se puede ubicar en una lí-nea de presión; por consiguiente, la única pérdida de carga es aquella requerida para forzar el agua a través del filtro.

La velocidad de operación de los filtros de presión depende de la calidad de agua que se esté filtrando, y puede variar de --- 0.08 a 0.16 m³/m²/min.

Además, operar sin sedimentación previa pero es conveniente emplear coagulantes, siendo una de las dificultades principales en abastecimiento de agua pública.

El lavado del lecho filtrante, se lo realiza de la misma--- forma que para el filtro rápido; es decir, haciendo circular el agua en sentido inverso al escurrimiento normal.

Es aconsejable utilizar este tipo de filtro en pequeñas instalaciones de dotación de agua, y es impráctico utilizar filtros de presión en donde se debe tratar agua turbia.

6.2.2.4.. FILTROS DE CARBON ACTIVO.-

Para este caso, el material filtrante es el carbón activo granulado. Su objetivo es eliminar las sustancias productoras de olor y sabor ex

traño y decolora el agua pantanosa o que contiene humus. También elimina las pequeñas cantidades de hierro, el cloro que lo transforma el cloro activo en cloruro. Destruye las sustancias grasas y oleaginosas, y de este modo clarifica el agua.

La actividad del carbón activo se debe a su elevado número de poros y capilares finísimos. Estos orificios microscópicos retienen las sustancias del agua por absorción, así tenemos que un gramo de carbón activo tiene una superficie de hasta 500 m^2 .

El relleno de carbón activo debe reponer todos los años. Es necesario efectuar lavados con agua de cloro en los intervalos de tiempo usuales. La altura del filtro fluctúa de 2 a 3 m. y la velocidad de filtración sería de 40 m/ hora.

6. 3. CUADRO SINOPTICO DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES DE CONSTRUCCION Y OPERACION DE LOS FILTROS LENTOS Y DE LOS FILTROS RAPIDOS

CARACTERISTICAS GENERALES DE CONSTRUCCION Y OPERACION DE LOS FILTROS LENTOS CONVENCIONALES DE LOS FILTROS RAPIDOS DE ARENA

	Filtros lentos de arena	Filtros rápidos de arena
Velocidad de filtración.	1 a 3 a 10 mgad 0.935 a 2.805 (9.35 m^3 por m^2 por día).	100 a 125 a 300 mgad + 9.35 a 280.5 m^3 por (m^2 por día).
Tamaño del lecho	Grande 1/2 acre (2.023 m^2)	Pequeño de 1/100 a 1/10 de acre (404.7 m^2).
Profundidad del lecho.	12 pulg.(30.5 cm)de grava 42 pulg.(1.06 cm)de arena generalmente reducida a no menos de 24 pulg.(61 cm por raspado.	18 pulg.(45.6 cm); 30 pulg.(76 cm)de arena, o menos; no reducido por lavado.
Tamaño de la arena +	Tamaño efectivo 0.25 a 0.3 a 0.35 mm;coeficiente de no uniformidad:2 a 2.5 a 3.	0.45 mm.y mayores; coeficiente f no-uniformidad 1.5 y menor, según el sistema de drenes inferiores.

Distribución del tamaño de granos de arena en el filtro.	No estratificado.	Estratificado con los granos más pequeños o más ligeros en la parte superior y los más gruesos o más pesados en el fondo.
Sistema de drenaje inferior.	Laterales de arcilla seleccionadas, tendidos en piedra gruesa, y descargando a los drenes principales de arcilla o concreto.	1) Tubos laterales perforados descargando a los tubos principales; 2) Placas porosas sobre la capa de entrada. 3) Bloques porosos con canales incluidos.
Perdida de carga.	0.2 pies inicial a 0.4 pies final (1.52 cm. inicial a 3.04 cm final).	1 pié inicial a 8 ó 9 pies final (30.48 cm. inicial a 2.44 o 2.74 m. final).
Duración del ciclo entre limpiezas	20 a 30 a 60 días.	12 a 24 a 72 horas.
Penetración de la materia suspendida.	Superficial.	Profunda.
modo de limpieza.	1) Raspado de la capa superficial de arena, lavado y almacenamiento de la arena limpia para su reposición periódica de lecho; 2) Lavado de la arena superficial en su lugar mediante desplazamiento del lavado sobre el lecho.	Dislocamiento y remoción de la materia orgánica mediante flujo ascendente o retrolovado, lo cual fluidifica al lecho. Posible uso de chorros de agua o aire, o de rastras mecánicas para mejorar la limpieza.
Cantidad de agua usada para limpiar la arena.	0.2 a 0.6% del agua filtrada.	1 a 4 a 6% del agua filtrada

para limpiar la arena.

Tratamiento preparado del agua	Generalmente ninguno.	Coagulación, floculación y sedimentación.
Tratamiento suplementario del agua.	Cloración	Cloración.
Costo de construcción, en E.U.A.	Relativamente alto.	Relativamente bajo.
Costo de operación	Relativamente bajo cuando la arena se limpia en su lugar.	Relativamente alto.
Costo de depreciación.	Relativamente bajo.	Relativamente alto

De acuerdo a la exposición que hemos realizado de todas -- las clases de filtros, utilizaremos para el presente proyecto el tipo de filtro lento ascendente por las siguientes razones:

- a.- El filtro a utilizarse, no requiere de pre-tratamiento: coagulación u floculación, como es, en el caso de un filtro rápido.
- b.- Se ha seleccionado el tipo de lento ascendente, por facilitar en gran parte su operación y mantenimiento, ya que se elimina el costoso raspado y lavado.
- c.- El material granular, como es la arena, tiene un tiempo de duración ilimitado, puesto de que no existe pérdida o desgaste.
- d.- Por tratarse de un bajo caudal que dispone la quebrada de Jarrallagua, lo cual es muy indispensable, en este tipo de filtros, de forma que el nivel de agua cruda, pueda estar más cerca del nivel de agua filtrada y también permite la construcción de estructuras económicas.
- e.- La eficiencia bacteriológica es muy buena, después de un período de maduración inicial de 4 a 6 semanas, pues la capa --

biológica no es removida, cada vez que se limpia el lecho, como es en el caso de filtros lentos de gravedad.

Y por muchas otras ventajas, que hemos expuesto anteriormente.

DISEÑO DEL FILTRO

Período de almacenamiento 8 horas
Caudal de filtración (caudal máximo diario) 1.29 l/seg.
Profundidad útil (a) 1.00 m.

Volumen del tanque V.

$$V = \frac{86\,400 \times 1.29}{3}$$

$$V = \frac{111.456}{3}$$

$$V = 37.152 \text{ m}^3$$

Area del tanque A = V/a

$$A = \frac{37.152 \text{ m}^3}{1.0 \text{ m}}$$

$$A = 37.152 \text{ m}.$$

Cálculo de velocidad de filtración o rata de flujo.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Rata de Flujo = $\frac{86.400 \times 1.29}{37.152}$

$$= 3 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$$

En el presente proyecto, diseñamos dos filtros, cada uno trabajará con el 50% del caudal, y sus dimensiones serán:

$$A / \text{cada filtro} = \frac{37.152}{2} = 18.576 \text{ m}^2$$

$$\frac{b}{L} = \frac{n+1}{2n}$$

$$A = b \cdot L$$

$$18.576 = b \cdot L$$

$$b = \frac{18.576}{L} \quad 1$$

De donde:

b = ancho del filtro

L = Largo del filtro

n = Número de unidades

$$\frac{b}{L} = 3/4$$

$$\frac{b}{L} = 0.75$$

$$b = 0.75 L \quad 2$$

Reemplazando en la ecuación 1 obtenemos:

$$\begin{aligned} 0.75 L^2 &= 18.576 \\ L &= 4.977 \\ b &= 3.73 \end{aligned}$$

Adopto para facilidad de construcción: 4.0 x 5.00 m.

Las dimensiones de la estructura y del lecho filtrante, será:

Ancho (b)	4.0 m.
Largo (L)	5.0 m.
Altura (a)	1.0 m.
Altura adicional	0.30 m.
Espesor de la capa de arena	0.70 m.
Tamaño efectivo de la arena	0.25 - 0.35 mm.
-Espesor de las capas de grava	
Capa inferior base Ø 25 m.m.	0.20 m.
Capa media Ø 15 mm.	0.10 m.
Capa superior Ø 5 m.m.	0.10 m.
Total de espesor de grava	0.40 m.
Coefficiente de uniformidad	2 - 3

PERDIDA DE CARGA DEL FILTRO.- La pérdida de carga producida por fricción ocasionada por el flujo a través del lecho filtrante o sea con el medio granular de grava y arena.



Al empezar la operación del filtro, los granos están limpias y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño forma y porosidad que son las características hidráulicas del medio filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Si el flujo no tuviera partículas en suspensión o disolución esta pérdida de carga inicial será constante a través de todo el período de trabajo o carrera del filtro. Pero esto no sucede ordinariamente ya que el agua contiene sólidos, por lo cual la pérdida de carga se irá incrementando por la disminución del área de paso del flujo.

Su fórmula para el cálculo será:

$$H_f = h_i + h \ \emptyset \ t$$

De donde:

H_f = pérdida de carga total

h_i = pérdida de carga inicial que es la mínima que puede producir el filtro.

$h \ \emptyset \ t$ = pérdida de carga que será función del tiempo, producida por colmatación.

ANÁLISIS DE PERDIDA DE CARGA INICIAL.- Tenemos la expresión matemática, conocida con el nombre de Fórmula de Poiseuille que dice:

$$h_i = f \frac{LV}{D^2} \frac{V_i}{g} \quad 1$$

Siendo:

f = Coeficiente de fricción

L = Longitud del conducto

D = Diámetro del conducto

g = Gravedad

V = Viscosidad cinemática

V_i = Velocidad del flujo en conducto

Se considera que los poros en el medio filtrante, funcionan como pequeños conductos a presión; por lo tanto, en la fórmula 1- se ha llegado a adoptar las siguientes hipótesis.

a.- Que el radio medio hidráulico R , en un tubo es igual-

a $D/4$, de donde, $D = 4 R$.

b.- Si consideramos que la porosidad es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total que ocupa el lecho filtrante; por lo tanto, el radio medio hidráulico será:

$$R = \frac{\text{Volumen de poros del lecho}}{\text{Area de granos del lecho}} = \frac{\frac{PoV}{1 - Po}}{A} \quad 2$$

c.- La velocidad intersticial del flujo en el lecho es igual aproximadamente a la velocidad del flujo dividida por la porosidad.

$$V_i = \frac{v}{Po}$$

d.- La longitud L viene a ser la profundidad del lecho.

De acuerdo a lo expuesto, y reemplazando valores en la fórmula 1, transformamos la pérdida de carga inicial, en:

$$h_i = \frac{f' L v}{g} - \frac{v}{Po} \left[\frac{(1 - Po)}{Po} \frac{(A)^2}{V} \right] \quad 3$$

De donde:

f' = constante experimental y a dimensión, que por lo general, es = 5

V = Volumen de los granos

Po = Volumen de los poros

Al aplicar esta última fórmula, tenemos que considerar 4-diferentes casos:

- a.- Cuando los granos son de diámetro uniforme y esféricos.
- b.- Cuando los granos son de diámetro uniforme y no son esféricos.
- c.- Cuando no tienen diámetro uniforme, ni son esféricos.
- d.- Cuando los granos no tienen el diámetro uniforme, no son esféricos, pero están estratificados en el lecho filtrante.

Para nuestro trabajo, nos corresponde el caso c, porque estamos diseñando un filtro lento y donde entran las partículas que no son esféricas, ni uniformes, ni están estratificadas en el

lecho; por lo tanto, hay que considerar la dispersión de las partículas de la siguiente forma:

$$\frac{A}{V} = \frac{6}{C_e} \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} = 1 \tag{4}$$

De donde:

X_i = Tanto por ciento de la arena retenida entre dos cedazos consecutivos cuando se hace el cribado experimental de una muestra del lecho.

d_i = Diámetro promedio de estos dos cedazos

C_e = Coeficiente de esferocidad.

Reemplazando la ecuación 4 en la 3 obtenemos:

$$h_i = \frac{f' L v}{g} v \frac{(1 - P_o)^2}{P_o^3} \left[\frac{6}{C_e} \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \right]^2$$

5

Para aplicar la presente fórmula, necesitamos indispensablemente el análisis granulométrico de la arena a utilizarse en el medio filtrante, o también los resultados de los análisis de una arena especificada para el filtro; por lo tanto, nos servimos de la presente tabla, donde se refiere al cálculo de la pérdida de carga en una arena sin estratificar.

No. de Cedazo Serie Americana	d_i cm	X_i	$\frac{X_i}{d_i}$
14 - 20	0.1000	0.0092	0.99
20 - 28	0.070	0.0470	0.67
28 - 32	0.054	0.1467	2.72
32 - 35	0.046	0.1790	3.89
35 - 42	0.038	0.1750	4.61
42 - 48	0.032	0.1980	6.19
48 - 60	0.027	0.1540	5.71
60 - 65	0.023	0.0710	3.09
65 - 100	0.018	<u>0.0200</u>	<u>1.11</u>
		1.0000	28.08

Los resultados que utilizaremos en el presente estudio serán:

Tamaño efectivo = 0.027 mm.

Coefficiente de uniformidad = 1.8

CALCULO DE PERDIDA DE CARGA INICIAL h_i

- f' = 5 (factor experimental)
- L = 0.70 m. (espesor de la capa de arena)
- V = 0.0131 cm²/seg. (viscosidad cinemática a la temperatura de 10°C)
- v = 0.11 cm/seg. (velocidad de filtración)
- P_o = 0.40 (porosidad)
- C_e = 0.97 (coeficiente de esfericidad, se considera los granos casi esféricos).

$$h_i = \frac{f' L v}{g} \times \frac{(1 - P_o)^2}{P_o^3} \left[\frac{6}{C_e} \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{d_i} \right]^2$$

$$h_i = \frac{5 \times 70 \times 0.013}{981} \times 0.11 \times \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} \left(\frac{6}{0.97} \times 28.08 \right)^2$$

$$h_i = 86.58 \text{ cm.}$$

ANALISIS DE PERDIDA DE CARGA FINAL.- La pérdida de carga final en el filtro es función de la forma como se distribuyen los sólidos en suspensión en el lecho filtrante y disminuye su porosidad P_o . Se puede expresar la pérdida de carga final por medio de la siguiente fórmula:

$$h_f = h_i + \psi \int_0^L \dots \circ d L$$

Siendo:

h_i = pérdida de carga inicial

ψ = Coeficiente de pérdida de carga, depende del tipo del lecho filtrante usado (rata de filtración, viscosidad del agua, características de suspensión)

σ = Depósito esférico es el volumen depositado por unidad de volumen del filtro.

σ no es uniforme, en la práctica, debido a que -- los sólidos quedan casi todos depositados en las capas superiores del lecho filtrante, y casi nada en las capas inferiores. Camp describe que el incremento de la pérdida de carga se debe a la formación de películas de espesor D_c , es decir de los granos; por consiguiente, disminuyen la porosidad inicial P_o en un valor σ .

Por tal razón, el diámetro de los granos D_c se incrementará; la porosidad P_o , se reducirá, entonces tendremos que reemplazar D_c por $D_c + P_o$ por $P_o - \sigma$, en la ecuación de pérdida de carga inicial, y realizar las respectivas sustituciones.

Cabe anotar que en nuestro caso, se trata de una granulometría muy compleja, donde los granos no son de diámetro uniforme ni esféricos, ni tampoco están estratificadas; por tal motivo existe una justificación, para no realizar la sustitución antes indicada y obtener la pérdida de carga inicial. Por tal razón, se estima la pérdida de carga final en un porcentaje aproximado de 0.2 h_i . También considero este valor por la relación que existe entre la profundidad del lecho filtrante y el largo del filtro (1,1/5,5).

Debido a lo expuesto tendremos la pérdida de carga total.

$$H_f = h_i + h_f$$

$$H_f = h_i + 0,2 h_i$$

$$H_f = 1,2 h_i$$

$$H_f = 1.2 (86,58)$$

$$H_f = 1.03 \text{ m.}$$

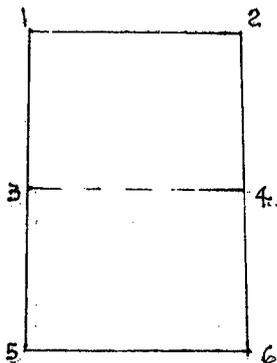
CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS PAREDES Y FONDO DEL FILTRO

ESTUDIO PREVIO.- En el proceso estructural del filtro, tanto paredes como la base, viene a ser casi igual al cálculo de cisternas, que tienen planta rectangular y dos o más-

cámaras de agua.

Las fuerzas estáticas que actuarán cuando los dos tanques, estén llenos o en el caso más favorable cuando el uno esté lleno y el otro vacío; aquí las presiones del agua pueden llegar a las paredes, ya sea de la derecha o de la izquierda.

Se calculará los dos filtros, como dos tanques independientes. La pared divisoria 3-4 tendrá armadura vertical doble, con relación a las otras paredes 1-2 y 5-6.



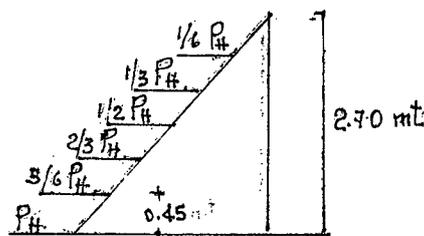
Se diseñará con unión rígida en el fondo y paredes y consideraremos los tanques sin junta en el fondo. La altura de los tanques, será de 2.70, y el espesor de las paredes será de 0.50 m. lo suficientemente capaces para resistir el empuje activo del agua.

En la armadura para la flexión en plano horizontal, las paredes 1-2; 3-4; 5-6, se calcularán como dos cámaras independientes, dando a la pared divisoria armadura doble y los extremos se calcularán como vigas continuas colocadas sobre 3 apoyos. Aplicaremos los momentos de esquina o momentos de apoyo $(\frac{1}{8} PL^2)$.

8

CALCULO

PRESION MAXIMA PARA LA FLEXION EN PLANO HORIZONTAL.- Distribuimos la presión en diferentes marcos de 0.45 mts. de altura, de modo que las presiones máximas en cada uno a partir del fondo, serán 540, 450, 360, 270, 180, 90 Kg/m².



$$\lambda = \frac{b + L}{2}$$

$$\lambda = \frac{4 + 6.30}{2} = 5.15$$

$$\varphi = \frac{6 h^4}{\lambda^4}$$

$$\varphi = \frac{6 \times 2,7}{5,15^4}$$

$$\varphi = 0.45$$

$$a = \frac{b}{L}$$

$$a = \frac{4}{6.30}$$

$$a = 0.635$$

$$P_H = \gamma \times h \times \frac{\varphi}{\varphi + 1}$$

P_H = presión máxima ejercida en plano horizontal.

γ = Peso específico del agua.

h = altura total

$$P_H = 1000 \times 2.7 \times \frac{0.45}{0.45 + 1}$$

$$P_H = 838 \text{ Kg/m}^2$$

Primer marco $P_H = 838$

Segundo marco $\frac{5P_H}{6} = 698$

Tercer marco $\frac{2P_H}{3} = 559$

Cuarto marco $\frac{P_H}{2} = 419$

Quinto marco $\frac{P_H}{3} = 279$

Sexto marco $\frac{P_H}{2} = 139$

b.- MOMENTOS DE FLEXION Y TRACCIONES EN LOS DIFERENTES TRAMOS HORIZONTALES.-

b.1. PRIMER MARCO (de Fondo)

Momento de esquina M_q

$$M_q = - \frac{1}{12} P_H \frac{L^2 + a b^2}{a + 1}$$

$$M_q = - \frac{1}{12} (838 \times 0.45) \left[\frac{6.3^2 + 0.635 (4)^2}{0.635 + 1} \right]$$

$M_q = - 958$ Kgm. (hierros hacia el interior del depósito)

Momentos en el centro de los lados mayores

$$M_L = \frac{1}{8} P_H L^2 - M_q$$

$$M_L = \frac{1}{8} (838 \times 0.45) 6.3^2 - 958$$

$M_L = 912$ Kgm. (hierros hacia el exterior del depósito)

Momento en el centro de los lados menores.

$$M_b = \frac{1}{8} P_H b^2 - M_q$$

$M_b = - 203,8$ kgm. (hierros hacia el interior del depósito)

Tracción en los lados mayores:

$$R_L = \frac{P_H b}{2}$$

$$R_L = \frac{838 \times 0.45 \times 4}{2}$$

$$R_L = 754,2$$

Tracción en los lados menores

$$R_b = \frac{P_H L}{2}$$

$$R_b = \frac{838 \times 0.45 \times 6.30}{2}$$

$$R_b = 1188,0 \text{ Kg.}$$

b. 2.- SEGUNDO MARCO

MOMENTOS DE ESQUINA M_q

$$M_q = - 958 \left(\frac{698}{838} \right)$$

$$M_q = - 798,00 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados mayores



$$ML = 912,0 \left(\frac{698}{838} \right)$$

$$ML = 760 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados menores

$$Mb = - 203,8 \frac{698}{838}$$

$$Mb = - 170,0 \text{ Kgm.}$$

Tracción en los lados mayores

$$RL = - 754,2 \left(\frac{698}{540} \right)$$

$$RL = - 974,87$$

Tracción en los lados menores

$$Rb = 1188,0 \left(\frac{698}{838} \right)$$

$$Rb = 990,00 \text{ Kg.}$$

b. 3.- TERCER MARCO.

MOMENTOS DE ESQUINA M_q

$$M_q = - 958 \left(\frac{559}{838} \right)$$

$$M_q = - 639 \text{ Kg.}$$

Momento en el centro de los lados mayores

$$ML = 912,0 \left(\frac{559}{838} \right)$$

$$ML = 608,0 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados menores

$$Mb = - 203,8 \left(\frac{559}{838} \right)$$

$$Mb = - 136,0 \text{ Kgm.}$$

Tracción en los lados mayores

$$RL = 754,2 \times \frac{559}{838}$$

$$RL = 503,1 \text{ Kgm.}$$

Tracción en los lados menores

$$Rb = 1188,0 \times \left(\frac{559}{838} \right)$$

$$Rb = 792 \text{ Kg.}$$

b. 4.- CUARTO TRAMO.

MOMENTO DE ESQUINA.-

$$M_q = - 958 \left(\frac{419}{838} \right)$$

$$M_q = - 479 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados mayores

$$ML = 912,00 \left(\frac{419}{838} \right)$$

$$ML = 456,0$$

Momento en el centro de los lados menores

$$M_b = - 203,8 \left(\frac{419}{838} \right)$$

$$M_b = - 101,9$$

Tracción en lados mayores

$$RL = 754,2 \left(\frac{419}{838} \right)$$

$$RL = 377,10$$

Tracción en los lados menores

$$R_b = 1188,0 \left(\frac{419}{838} \right)$$

$$R_b = 594,0$$

b. 5.- QUINTO TRAMO.

MOMENTOS DE ESQUINA.-

$$M_q = - 958 \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$M_q = - 958 \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$M_q = - 319,00 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados mayores

$$ML = 912,0 \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$ML = 304 \text{ Kgm.}$$

Momento en el centro de los lados menores

$$M_b = - 203,8 \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$M_b = - 10,2 \text{ Kgm.}$$

Tracción en los lados mayores

$$RL = 754,2 \quad \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$RL = 251,0$$

Tracción en los lados menores

$$Rb = - 1180,0 \quad \left(\frac{279}{838} \right)$$

$$Rb = - 396,0$$

b. 6.- SEXTO TRAMO.

MOMENTOS DE ESQUINA

$$M_q = - 958 \quad \left(\frac{139}{838} \right)$$

$$M_q = - 159 \quad \text{Kgm.}$$

Momentos en el centro de los lados mayores

$$ML = 912,0 \quad \left(\frac{139}{838} \right)$$

$$ML = 151,0 \quad \text{Kgm.}$$

Momentos en el centro de los lados menores

$$Mb = - 203,8 \quad \left(\frac{139}{838} \right)$$

$$Mb = - 33,8 \quad \text{Kg.}$$

Tracción en los lados mayores

$$RL = 754,2 \quad \left(\frac{139}{838} \right)$$

$$RL = 125,10$$

Tracción en los lados menores

$$Rb = 1188,0 \quad \left(\frac{139}{838} \right)$$

$$Rb = 197 \quad \text{Kgm.}$$

c.- MOMENTOS EN LOS PORTICOS EN U VERTICALES.

c.-1.- CALCULO DE PRESION MAXIMA PARA LA FLEXION EN PLANO VERTICAL.- (P V).

Se calculan como sometidos a la presión máxima, que provoca en la unión de fonfo y pared el momento de empotramiento.

$$PV = 1000 \quad (h) \quad \left(\frac{1}{f+1} \right)$$

$$PV = 1000 (2.7) \left(\frac{1}{0.45 + 1} \right)$$
$$PV = 1862 \text{ Kgm}$$

C. 2.- MOMENTO MAXIMO QUE ES EL MOMENTO PRODUCIDO EN UNION DE PAREDES Y FONDO. EL MOMENTO POR METRO DE ANCHURA:

$$MV = - \frac{1}{6} PV h^2$$
$$MV = - \frac{1}{6} (1862) (2.700)^2$$
$$MV = - 2.262,4 \text{ Kgm.}$$

. Este momento disminuye linealmente hasta anularse en la coronación abordo del depósito.

d.- TRACCION DE LA LOZA DE FONDO EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES POR METRO DE ANCHURA.

$$T = \frac{Pv h}{2}$$
$$T = \frac{1862 \times 2.7}{2} = 2514 \text{ Kg.}$$

e.- DISTANCIA X y Y A LAS PAREDES MAYOR Y MENOR DE LAS LINEAS DE MOMENTO NULO EN LA LOZA DE FONDO.-

$$M_1 = \frac{1}{8} (1000) h L^2 - Mv$$
$$M_1 = \frac{1}{8} (1000) (2.7) (3.3)^2 - 2.262,4$$
$$M_1 = 11133 \text{ Kgm.}$$
$$M_2 = \frac{1}{8} (1000) h b^2 - Mv$$
$$M_2 = \frac{1}{8} (1000) (2.7) (4)^2 - 2262,4$$
$$M_2 = 3138 \text{ Kgm.}$$

$$x = \frac{b}{2} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{-M_v + M_2}{M_2}}} \right]$$

$$x = \frac{4}{2} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{2262,4 + 3138}{3138}}} \right]$$

x = 0.48 m. (En la pared de 4 m. de largo)

$$y = \frac{l}{2} x \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{M_v + M_1}{M_1}}} \right]$$

$$y = \frac{6.30}{2} x \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{2262,4 + 11133}{11133}}} \right]$$

y = 0.29 m. (En la pared de 6.3 m. de largo)

En la presente monografía utilizaremos los siguientes coeficientes de trabajo

para el hormigón

$$\sqrt{h} = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el acero

$$\sqrt{f} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

f.- CALCULO DE ESPESOR UTIL.- Según tabla X,-

Pag. 38, del li-

bro "Cálculo de construcción de Company", obtenemos los siguientes coeficientes y fórmulas:

$$\alpha = 0.411$$

$$B = 22,08$$

$$h' = \alpha \sqrt{M}$$

$$h' = 0.411 \sqrt{2262,4}$$

$$h' = 19.5 \text{ cm.}$$

Recubrimiento = 5,5 cm.

Espesor total de pared = 19.5 + 5.5

$$= 25 \text{ cm.}$$

Para referencia de los momentos hay que tener en cuenta que se calcula con una distancia de marcos horizontales de 45-cm. y el de los pórticos verticales con la distancia de 1 mt.

g.- CALCULO DE ARMADURA VERTICAL.-

$$\begin{aligned} A &= B \sqrt{M} \\ A &= 22,8 \sqrt{2262,4} \\ A &= 1084 \text{ m} \text{ m}^2 \text{ por metro lineal} \end{aligned}$$

Esta armadura se conservará hasta una altura sobre el fondo de $3/4 h = 2.025 \text{ m}$. En el resto de altura se podrá ubicar la mitad del número de barras.

En la cara superior de la loza de fondo se dispondrá -- esta misma armadura por metro lineal desde la unión de fondo y pared hasta una distancia de 29 y 48 cm. de las paredes mayor y menor longitud respectivamente.

En la cara inferior de esta solera no tenemos en consideración momentos positivos, ya que la carga de agua es de $0,3 \text{ Kg/cm}^2$ presión sumamente baja a la del terreno; por lo tanto, estamos en condiciones favorables de seguridad.

En esta cara inferior se diseñará armadura para resistir las tracciones del fondo, que requerirán una sección por metro lineal de anchura en cada dirección.

$$\begin{aligned} \frac{T}{1.200} &= \frac{2514}{1.200} \\ \frac{T}{1.200} &= 2,10 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

h.- CALCULO DE ARMADURA HORIZONTAL EN LAS PAREDES.-

$$\begin{aligned} \text{Altura útil} &= 19.5 \text{ cm.} \\ \text{Altura de marco} &= 0.45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

h.1.- PRIMER MARCO.-

$$\begin{aligned} M_g &= - 958 \text{ Kgm.} \\ h' &= \sqrt{M} \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{h'}{\sqrt{M}}$$

$$\alpha = \frac{19.5}{\sqrt{958/0.45}}$$

$$\alpha = 0.42 \rightarrow \text{Tabla X}$$

$$\phi h = 39 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow B = 22.3$$

$$A = B \sqrt{M}$$

$$A = 22.3 \sqrt{958 \times 0.45}$$

$$A = 463 \text{ m m}^2$$

$$ML = 912.0$$

$$h' = \alpha \sqrt{M} ; \alpha = \frac{h'}{\sqrt{M}}$$

$$\alpha = \frac{19.5}{\sqrt{912.0/0.45}}$$

$$\alpha = 0.43 \text{ Tabla X}$$

$$\phi h = 38 \text{ Kg/cm}^2 \quad B = 21.7$$

$$A = B \sqrt{M}$$

$$A = 21.7 \sqrt{912.0 \times 0.45}$$

$$A = 440 \text{ m m}^2$$

$$RL = 607.5 \text{ Kg.}$$

$$\frac{RL}{\phi f} = \frac{754.2}{1200}$$

$$\phi f = 1200$$

$$\frac{RL}{\phi f} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$= 0.63 \text{ m m}^2$$

Dispondremos de armadura doble de barras rectas, que cubra en el parámetro interior la sección de 343 mm², en el exterior - la de 294 mm². y que además entre los dos tengan exceso, por lo menos de 63 mm² lo que nos da la siguiente solución para la armadura de la pared de 6.3 de luz.

$$\text{Armadura interior} = 507 \text{ mm}^2$$

$$\text{Exceso sobre } 463 \text{ m}^2 = 44 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armadura exterior} = 507 \text{ mm}^2$$

$$\text{Exceso sobre } 440 \text{ mm}^2 = 67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Exceso total} = 111 \text{ mm}^2 > 63 \text{ mm}^2$$

Para la pared de 4,00 m. de luz.

$$M = - 203,8; h' = 19.5 \quad \alpha = 0.92$$

$$\phi h = 16 \text{ Kg/cm}^2 \quad B = 10.1 \quad A = 97.0 \text{ mm}^2; \frac{Rb}{\phi f} = 99 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara interior } 463 \text{ mm}^2 \quad \phi f$$

$$\text{Cara exterior } 97,0 \text{ mm}^2$$

Llevaremos la armadura hasta el segundo marco y de esta forma, calculamos para los marcos siguientes:

h. 2.- TERCER MARCO.-

$$Mg = - 639 \text{ Kgm.}; h' = 19.5 \text{ cm}; \quad \alpha = 0.51$$

$$\phi h = 30 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad B = 17.6 \quad A = 298 \text{ mm}^2$$

$$ML = 608,6 \text{ Kgm} \quad h' = 19.5 \quad \alpha = 0.53$$

$$\phi h = 29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = B = 16.0 = A = 264 \text{ mm}^2$$

$$\frac{RL}{\phi f} = \frac{503,1}{1200} \text{ Kg.} = 0.42 \quad \frac{Rl}{\phi f} = 42 \text{ mm}^2$$

Se dispondrá esta armadura hasta el 4° marco.

h. 3.- QUINTO MARCO.-

$$Mg = - 319,00 \quad h' = 19.5 \quad \alpha = 0.73$$

$$\phi h = 21 \text{ Kg/cm}^2 \quad B = 13.6 \quad A = 163 \text{ mm}^2$$

$$NL = 301 \text{ Kgm.} \quad h' = 19.5 \quad \alpha = 0.75$$

$$\phi h = 20 \text{ Kg/cm}^2 \quad B = 12.0 \quad A = 140 \text{ mm}^2$$

$$\frac{RL}{\phi f} = \frac{251,0}{1200} = 0.21; \quad \frac{RL}{\phi f} = \text{mm}^2 \quad 21.00$$

Se dispondrá esta armadura hasta el 6° marco

g.- En las paredes 1-5 y 2-6 se calcula con la ecuación de Clapeyron, para armadura horizontal, teniendo en cuenta que los extremos 1 y 5 son apoyados. Se hará los cálculos para el 1º, 3º y 5º tramo y se conservará la armadura hasta el 2º, 4º y 6º tramo respectivamente.

Nos valemus de las siguientes fórmulas:

$$M_g = \frac{1}{8} PH b^2 \quad \text{para momentos de esquina y}$$

$$M_o = 0.0703 PH b^2 \quad \text{para momentos en el centro de los lados menores; esta última aplicada y simplificada para viga - continua con 3 apoyos.}$$

g. 1.- PRIMER TRAMO.-

$$M_g = \frac{1}{8} PH b^2 \quad (\text{Momento en los extremos})$$

$$M_g = \frac{1}{8} (838) (4)^2$$

$$M_g = 1676,0 \quad === \quad h' = 19,5 \quad === \quad \alpha = 0.32 \quad \text{Tabla X}$$

$$\phi h = 50 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad === \quad B = 27.1 \quad === \quad A = 744 \text{ mm}^2 = 6 \phi \ 1/2''$$

(exterior)

$$M_o = 0.0703 PH b^2$$

$$M_o = 0.0703 (838) (4^2)$$

$$M_o = 943 \text{ Kgm.} \quad === \quad h' = 19.5 \quad === \quad \alpha = 0.43 \quad \text{Tabla X}$$

$$\phi h = 35 \text{ Kg/m}^2 \quad === \quad B = 20.5 \quad \quad \quad A = 422 \text{ mm}^2 = 4 \phi \ 1/2''$$

(interior)

g. 2.- TERCER TRAMO.-

$$M_g = \frac{1}{8} PH b^2$$

$$M_g = \frac{1}{8} (559) (4^2)$$

$$M_g = 1118 \quad === \quad h' = 19.5 \quad === \quad \alpha = 0.39 \quad \text{Tabla X}$$

$$\phi h = 37 \text{ Kg/m}^2 \quad === \quad B = 21.0 \quad === \quad A = 471 \text{ mm}^2 = 4 \phi \ 1/2''$$

$$M_o = 0.0703 PH b^2$$

$$M_o = 0.0703 (559) (4^2)$$

$$M_o = 629 \text{ kgm.} \quad === \quad h' = 19.5 \quad === \quad \alpha = 0.52 \quad \text{Tabla X}$$

$$\phi h = 28 \text{ Kg/m}^2 \quad === \quad B = 17.5 \quad === \quad A = 294 \text{ mm}^2 = 3 \phi \ 1/2''$$

g. 3.- QUINTO TRAMO.-

$$Mg = \frac{1}{8} \text{ PH } b^2$$

$$Mg = \frac{1}{8} (279) (4^2)$$

$$Mg = 558 \text{ Kgm.} \quad === \quad h' = 19.5 \quad === \quad \alpha = 0.78 \quad \text{Tabla X.}$$

$$Oh = 20 \text{ Kg/m}^2 \quad === \quad B = 14 \quad === \quad A = 222 \text{ m}^2 = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2''$$

$$Mo = 0.0703 \text{ PH } b^2$$

$$Mo = 0.703 (279) (4^2)$$

$$Mo = 314 \quad === \quad h' = 19.5 \quad === \quad \alpha = 0.74 \quad \text{Tabla X}$$

$$\emptyset h = 21 \text{ Kg/m}^2 \quad === \quad B = 14.2 \quad === \quad A = 169 \text{ mm}^2 ; 2 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2''$$

DESINFECCION

6. 1.- DESINFECCION.- Es la destrucción de los patógenos hídricos que pueden provocar enfermedades, --- siendo el tratamiento de desinfección imprescindible para obtener una completa esterilización del agua. Se logra a través de medios físicos y químicos, nunca por medios psicológicos, y la desinfección química es la que ofrece buenos resultados, tendiendo a eliminar las causas de contaminación.

Para que sean de utilidad práctica, los desinfectantes del agua deben reunir las siguientes propiedades:

- Destruir las clases y números de patógenos que existen.
- No ser tóxicos al ser humano y animal las concentraciones de desinfección.
- No producir sabor desagradable y olor objetable.
- Ser seguros y fáciles de almacenar, transportar, manipular y aplicar.
- Adquirir a un costo razonable
- Su concentración en el agua tratada debe ser determinable con facilidad, rapidez y de preferencia automáticamente. Como regla la concentración de los desinfectantes, de acuerdo con su naturaleza, se determina por mediciones físicas o químicas, mientras, que la eficiencia-desinfectante, se encuentra por la reducción de organismos, siendo generalmente coliformes.

Las formas más prácticas de desinfectar el agua son:

1. Desinfección mediante la luz
2. Ebullición del agua
3. Desinfección mediante agentes químicos

6.1.1.- DESINFECCION MEDIANTE LA LUZ.- Consiste en la irradiación ultravioleta, la -- fuente más común es una lámpara de cuarzo llena de vapor de mercurio. También puede ser una lámpara de vidrio que produce rayos ultravioleta, con luz intensa al igual que la anterior.

Contamos con un desinfectante natural que es la luz solar, que actúa como agente desecante.

Para estar en condiciones seguras de desinfección, el agua se debe encontrar libre de sustancias que absorben la luz, por ejemplo, los compuestos fenólicos y aromáticos.

Estos rayos matan las bacterias destruyendo el protoplasma celular de los microorganismos. Con ello no se producen alteraciones en el sabor del agua y tampoco se forman sales perjudiciales.

La desventaja es que la penetración de los rayos en el agua no es profunda, su acción solo puede considerarse segura hasta unos 30 cms. de profundidad, en el agua limpia, pero disminuye considerablemente si el agua contiene hierro.

6.1.2.- EBULLICION DEL AGUA.- Este proceso sólo es aplicable para pequeñas cantidades de agua, -- por ejemplo en los usos domésticos. En este caso mueren las bacterias por descomposición de la albúmina y debido a que ninguna de las enfermedades hídricas peligrosas es causada por bacterias formadoras de esporas o por otros organismos resistentes al calor es este el método el más aconsejable cuando hay dudas sobre la seguridad del agua potable.

El inconveniente que presenta la desinfección por el calor es que el agua, una vez hervida toma un sabor insípido por la pérdida de los gases disueltos como el anhídrido carbónico.

6.1.3.- DESINFECCION POR METODOS QUIMICOS.- Los productos químicos en concentraciones adecuadas y normales, ubicados dentro del agua durante un período de tiempo determinará por resultados su desinfección. Entre los productos químicos utilizados para el tratamiento del agua tenemos:

- a) Ozono
- b) Permanganato de Potasio y el peróxido de hidrógeno
- c) Halógenos: cloro, bromo; y, yodo

Hago una breve descripción de ellos:

6.1.3.4.- OZONO.- (Oz) Es un buen desinfectante pero relativamente costoso. En contacto con substancias oxidables, se descompone rápidamente en oxígeno naciente (O) y oxígeno diatómico inactivo (O₂). El oxígeno naciente destruye la materia orgánica.

En esta relación no se forma sales perjudiciales y el agua queda libre de olores y sabores extraños. Lo que representa una ventaja frente al cloro y además el hierro y el magnesio divalentes que pueda contener el agua, se oxidan a trivalentes.

La desventaja que presente este método de esterilización -- y que requiere de una inversión considerable en aparatos y los -- gastos de funcionamiento son elevados y también el aire empleado en la ozonización debe carecer de partículas de polvos y es necesario secarlo.

El tiempo de reacción necesario para los procesos de purificación oxila entre 10 y 20 minutos, ya que resulta difícil mezclar el agua con el ozono.

6.1.3.5.- PERMANGANATO DE POTACIO Y EL PEROXIDO DE HIDROGENO.-

Con relación al costo, ambos requieren de grandes inversiones. Este último es un oxidante, pero un desinfectante pobre. Por tratase de productos químicos oxidantes, la materia orgánica los asimila en gran parte y así puede proteger a los organismos embebidos en ella contra la descripción química.

6.1.3.6.- CLORO.- Tanto el cloro como sus derivados, pueden confiarse para la eliminación o destrucción de todas las materias que contiene el agua. Desde tiempos antiguos y todavía en la actualidad estos productos químicos siguen utilizando debido a su proceso de esterilización más sencillo y más barato. La acción del cloro sobre el agua es de poca profundidad y las partículas en suspensión la dificultan. La desinfección se -

realiza por la destrucción de las diastaras que son substancias-necesarias para la supervivencia de los patógenos hídricos.

El cloro utilizado en el tratamiento del agua, no solo para su desinfección, sino también para otros fines: tales como:

- EL control de algas y otros organismos en los depósitos
- Prevención de crecimientos orgánicos cienes y molúsculos en tuberías
- Neutralización de sabores y olores del agua.
- Mejoramiento de coagulación del líquido.
- Destrucción del ácido sulfídrico y la protección para el concreto, mortero y pintura, contra la acción corrosiva de este gas.

En la cloración se emplea normalmente el gas o en solución de hipoclorito de calcio, como producto de la reacción del cloro en el agua, también se obtiene ácido hipocloroso o el ión-hipoclorito (Clo). La distribución de las tres especies dependen del PH.

El cloro impide la desferrización y la eliminación del manganeso. Por ello, la adición del cloro debe ser la última etapa del tratamiento del agua. Si el cloro entra en contacto con fenoles, los cuales se encuentran especialmente en el agua fluvial, producen un sabor tan desagradable.

Cabe anotar, que su empleo se debe a su gran poder oxidante sobre la materia orgánica.

Este producto químico debe aplicarse, de tal forma que se asegure una buena mezcla del cloro en el agua, siendo el tiempo mínimo de contacto de 20 a 30 minutos antes de servir al primer consumidor, pero en ciertos casos es mejor dejar transcurrir varias horas para garantizar una desinfección efectiva.

La desinfección se regula mediante aparatos especiales dignos de confianza, llamados cloradores o en su caso hipocloradores.

dores. Los hipocloritos por lo general se aplican en forma de solución el agua que se va a tratar, en concentraciones de 0.5- a 1.0 por ciento de peso.

A.- DEMANDA DEL CLORO.- La demanda del cloro para desinfección es la cantidad mínima de cloro activo (suma de cloro elemental, que se encuentra en el agua en un momento determinado) que es necesario añadir al agua para la eliminación de bacterias.

En otros términos, la demanda es la diferencia entre el cloro y el remanente, después de un tiempo de contacto, el cual depende de varios factores. A la demanda hay que añadir la cantidad de cloro consumida para las capas orgánicas de las paredes y la pintura de los depósitos. También influye en las capacidades de los cloradores; para el efecto se pueden tomar las siguientes cantidades:

<u>AGUAS PROVENIENTES DE CURSOS</u>	<u>CANTIDADES</u>
Aguas superficiales, muy contaminadas	2,5 a 3,0 p.p.m.
Aguas limpias de cursos superficiales	1,2 a 2,0 p.p.m.
Represas naturales o artificiales sin exceso de algas	1,0 a 1,5 p.p.m.
Agua filtrada proveniente de pozo o - vertiente	0,5 a 1,0 p.p.m.
Piscinas en general	2,5 a 3,0 p.p.m.

Para mejor comprensión a cerca de la demanda de agua re--
producimos, la tabla siguiente: (Tratado General del Agua y su
Distribución. Tomo II)

<u>PRODUCTO QUIMICO</u>	<u>CONTENIDO EN CLORO ACTIVO %</u>	<u>TIEMPO DE - CIRCULACION (minutos)</u>	<u>EXCESO DE - CLORO, PASA- DO EL TIEMPO DE CIRCULAC.</u>
Cloruro	100	60	0.02
Cloruro cálcico	33 - 37	30	0.1

Lejía de cloro - (hipo-clorito <u>só</u> dico).	15 - 16	15	0.3
Hipo-clorito <u>cál</u> cico.	75	10	0.45
Para caporita.	35 - 38	5	0.9

La demanda de cloro se determina experimentalmente. Se empieza añadiendo cierta cantidad de cloro (por ejm: 0.1 mg/l) y se determina el exceso en la toma final. Hasta que no se alcance el exceso de cloro necesario se prosigue la experiencia adicionando cantidades mayores (por ejm: 0.2 mg/l). Las instalaciones modernas de medida y regulación facilitan considerablemente la dosificación.

B.- CLORO RESIDUAL.- Es el elemento cloro remanente, que quedaen el agua después de un tiempo de contacto y de acuerdo a normas estrictas sanitarias debe existir en el agua, para catalogarla como potable. El cloro residual, es el índice de seguridad del agua, bajo el punto de vista bacteriológico que lógicamente está en relación directa con la salubridad pública.

C.- TRATAMIENTO CON CLORO Y AMONIACO.- La adopción generalizada del cloro-amoníaco fueuna consecuencia del reconocimiento de que la combinación del cloro con este compuesto nitrogenado permitía obtener un residual de desinfectante más estable que el que se lograban cuando tan solo se empleaba cloro, y de que estos materiales podían aplicar para limitar el desarrollo de sabores desagradables. Más tarde el tratamiento de cloro-amoníaco fue perdiendo su uso, debido a que en los tiempos actuales se aplica el proceso de "cloración residuallibre" y a la superior eficacia bactericida del ácido hipoclorosa, que proporciona residuales de cloramina de larga duración en los sistemas de distribución de agua potable.

D.- SUPERCLORACION Y DECLORACION.- Son métodos muy especiales de desinfección, que se utiliza en casos muy raros. como aplicar grandes cantidades de cloro



al agua, para destruir los sabores y olores, y cuando el agua presenta gran contenido de turbiedad, y materia orgánica. Al final del período de contacto deseado., el exceso de cloro se elimina agregando un agente de clorador, como es el trisulfato de sodio o el bióxido de sulfuro. Este agente puede aplicarse como solución o, en el caso de bióxido de sulfuro como gas. También el carbón activado elimina el cloro del agua.

La desventaja de este proceso es que cuando el agua clorada ha sido de clorada, no quedan residuos de cloro y puede ocurrir una contaminación. Por lo tanto, después de la supercloración y de cloración necesario es de clorar de nuevo el agua para proporcionar un residuo perceptible, a menos que el agua se vaya a consumir inmediatamente.

E.- DIOXIDO DE CLORO.- Antiguamente, se utilizó el dióxido de cloro, en la desinfección del agua, a pesar de tener complicaciones en la inestabilidad del material gaseoso y a la necesidad de generarlo en sitio, pero se lo utilizó principalmente para el control de los sabores, y olores fenólicos ya que el dióxido de cloro oxida a los fenoles sin formación de productos intermedios olorosos.

Las propiedades bacteriológicas del dióxido de cloro son aproximadamente iguales a los de cloro y raras veces se aplica por si solo en la desinfección, obteniéndose éxito en la desinfección.

F.- CONTROL DE PROCESO DE CLORO.- Los perfeccionamientos introducidos en los materiales alimentadores empleados en la desinfección con cloro han contribuido a la propiedad y adopción generalizada de la cloración del agua.

Las dosificaciones del cloro debe ser variable en base al cloro residual y a la calidad del agua, razón por la cual se desarrollaron muchos métodos para el respectivo control, entre ellos tenemos:

a.- METODOS YODOMETRICOS.- Sirve para la valoración cualitativa y cuantitativa del cloro residual de altas concentraciones. Este método se lo considera como patrón y es el más exacto al de los otros.

b.- METODO DE ORTOTOLIDINA.- Es el más empleado en abastecimientos pequeños, por la gran facilidad que presenta en su aplicación. Se trata de un compuesto orgánico, que en solución ácida reacciona con el cloro produciendo colores: amarillo-verdoso, más o menos intenso, según sea la concentración de aquel. El cloro libre se lo puede determinar por-colimetría, utilizando una serie de patrones.

En el cuadro siguiente, indico la acción de los distintos procesos principales para desinfección.

CLASE DE IMPUREZA	MEDIANTE CLORACION (METODO QUIMICO)	MEDIANTE LA LUZ (RAYOS-ULTRAVIOLET.	POR ORGANIZACION (METODO QUIMI.
Arena, tierra	Ineficaz	Ineficaz	Ineficaz
Arcilla, limo	Ineficaz	Ineficaz	Ineficaz
Albúmina y otros coloides	Se combina con el cloro	Es absorbida y por ello no actúa sobre las bacterias.	Los coloides flocculan se filtran con facilidad. Mata bacter.
Hierro y Manganeseo	Floculación lenta, si la cloración es intensa.	Ineficaz	Floculación inmediata.
Substancias húmicas y fenoles.	Empeoramiento parcial del sabor.	Ineficaz	Mejora el sabor
Amoníaco	Formación de Cloruro-Amon.	Ineficaz	Formación de nitratos

Acido carbónico agresivo	Ineficaz	Ineficaz	Ineficaz
Bacterias y hongos	Mueren, pasando el tiempo de contacto	Mueren las cepas no resistentes. Es dudosa en caso de agua impura	Mueren pasado el tiempo de contacto.
Residuos en agua ya tratada.	Olor a cloro, peligroso para los alérgicos	Ninguna	Ninguna
Acción del agua sobre los peces	Perjudicial	Ninguna	Beneficial, porque eleva el contenido en oxígeno

G.- TIPO DE CLORO A UTILIZARSE.- Por tratarse de un abastecimiento rural para una población pequeña, utilizaremos para desinfección un clorinador, de pastillas, debido a su gran aplicación y fácil manejo. Este agente de desinfectante se denomina clorón 70 (100 L), comunmente utilizado para tratamiento del agua, siendo un producto químico, recientemente descubierto para desinfección y sanidad del agua, cuyos resultados son muy positivos, así tenemos:

- a.- Control del recrecimiento de las bacterias
- b.- Elimina totalmente las bacterias
- c.- Presenta gran contenido de cloro
- d.- Uniformidad en la disolución con el agua
- e.- No requiere de equipos de alto costo
- f.- Constituye la forma más económica

El clorón 70 se diluye dentro de la corriente efluyente --

con un clorinador de bajo costo a diferencia de otros clorinadores que requieren de equipos de gran inversión y de mano de obra calificada para su mantenimiento y reparación. Así ofrece ventajas sobre los otros, entre ellos tenemos:

- 1.- Operación de largo plazo y automático
- 2.- Salva la necesidad de ocupar bombas, tanques y medidores de flujo
- 3.- Controla gases tóxicos como el ácido sulfúrico, anhídrido carbónico, etc.
- 4.- Tiene su control en la dosificación de cloro.
- 5.- No requiere de agentes exteriores como fuerza eléctrica o agua auxiliar para su aplicación
- 6.- El clorón 70, como se dijo anteriormente viene en tabletas y es un fuerte oxidante, por lo que debe tenerse cuidado en el manipuleo y almacenamiento del producto.

A) CLORINADOR 100 L.- Se encuentra formado por cloruro de pol y vinilo fundido es una sola pieza y de resistente fibra de vidrio. Se halla constituido por dos tubos, cada uno de ellos porta con alimentación con sus respectivas tapas.

Cabe indicar, que el clorinador 190 L es resistente a -- la presión y a todo agente químico, por tal razón, es muy utilizable actualmente en grandes industrias, en plantas de potabilización para pequeñas comunidades, con alto consumo de agua.

Al clorinar el agua, lo hace por contacto de ésta con el aparato.

B) INSTALACION Y OPERACION.- El aparato denominado clorinador debe ser instalado entre la planta de suministros del agua y la parte donde se consume o también dentro del tanque de reserva.

Para su correcto funcionamiento debe ser ubicado en la su

perficie abajo de ella (enterrado) teniendo en cuenta que la tapa por donde se introduce el cloro debe ser de fácil acceso. La conexión del clorinador debe hacerse con tubería de 2". En el caso de que la tubería sea de mayor o menor diámetro se harán las respectivas aplicaciones o reducciones necesarias.

A lo que se refiere a operación, se llena los tubos dosificadores de pastillas de cloro 70. Una vez cerradas las tapas, se abre la llave de paso y el clorinador entrará en funcionamiento inmediatamente. El control de cloro con el agua se lo realiza mediante el analizador que esta hubicado junto al aparato. Cuando se termina el cloro se cambia las primeras tabletas, que al principio se gastan rapidamente por otras. El chequeo se lo hace inmediatamente; si se está diluyendo demasiada cantidad de cloro, es necesario abrir la llave de paso por algunos minutos, si no se ha regulado la cantidad de cloro, requerida habría que sacar varias tabletas y trabajar a media carga. Al momento de cambiar o colocar tabletas, se debe tener precaución de que no exista residuos de pastillas, que pueden estar aislando al resto

H.- CALCULO DE LA CANTIDAD DE CLORO.- En nuestro proyecto (rural) se utilizará dos clorinadores, uno será para el Manantial de Cacheturo y el otro para el tratamiento de aguas de la quebrada de Jarallagua. El proceso de calculo es el siguiente:

á.- MANANTIAL DE CACHETURO Y QUEBRADA DE JARALLAGUA

Dosificación aplicada 1 gr/m³
Caudal máximo diario 1,29 l/seg
Volumen diario a tratarse 1,29 x 86400

$$V = 111.456 \text{ m}^3$$

Cloro necesario por día 1 gr/m³ x V
Cl = 1 x 111,456
Cl = 111,456 gr/día
Cloro necesario por año 365 x 111,456
Cl = 40681,44 gr/año

Utilizamos el mismo cálculo para el clorinador del Manan-

tial de Cacheturo y Quebrada de Jarallagua, porque cada uno aportan con un caudal equivalente. Por lo tanto se ha considerado el 50% del caudal máximo diario. Vale indicar que el consumo máximo diario de cloro para cada uno de los clorinadores será superior a 111,456 gr/día.

También esta cantidad de cloro se ha considerado para el período de diseño, equivalente a 20 años, aplicada para la población futura calculada, por tal motivo, en caso de llevarse a efecto esta obra, tendría que disminuirse la cantidad de cloro, cantidad que la determinamos para la población actual.

$$\begin{aligned} \text{Caudal diario} &= Pa \times Da \\ &= 950 \times 36,57 \text{ lt/hab/día} \\ &= 34741,5 \text{ lt.} \\ &= 43.74 \text{ m}^3 \\ \text{Cantidad de cloro por día} &= V \times l \text{ gr/ m}^3 \\ &= 34.74 \text{ gr} \times l \\ &= 34.74 \text{ gr/día} \end{aligned}$$

Las pastillas de clorón 70, tienen una concentración del 70% de cloro, por lo tanto las cantidades necesarias serían:

a.- PARA CONSUMO ACTUAL:

$$\begin{aligned} Cl &= \frac{34.74}{0.7} \text{ gr/día} \\ &= 49,63 \text{ gr/día} \end{aligned}$$

b.- PARA CONSUMO FUTURO:

$$\begin{aligned} Cl &= 111,456 \text{ gr/día} \\ &= 159 \text{ gr/día} \end{aligned}$$

Capitulo VII

D I S T R I B U C I O N D E L A G U A

7. 1.- CONCEPTO.- El sistema de distribución del agua comprende el conjunto de tuberías que conducen el líquido desde el extremo final del conducto de alimentación hasta los puntos de consumo que son principalmente las viviendas de la comunidad, edificios públicos, comerciales y de pequeñas industrias.

7. 2.- CAPACIDAD Y PRESION DEL SISTEMA.- Las tuberías deben ser instaladas en todas las calles, con el propósito de que todos los usuarios puedan disponer del caudal necesario y la presión conveniente, aún los períodos de consumo máximo.

La capacidad del sistema de distribución debe ser suficiente para satisfacer las demandas más altas que pueden ocurrir en el período de diseño. Estas demandas son domésticas, extinción de incendios e industriales. Por lo tanto la capacidad hidráulica del sistema de distribución sería igual a la demanda máxima ya indicada.

La presión del agua en la línea de la calle debe ser satisfactoria. Las normas del I.E.O.S. al respecto expresan lo siguiente:

Se establece un mínimo de 10 m. de columna de agua en el momento en que se produce el consumo máximo diario más incendios. Se comprobaría para máximo horario.

Para el caso de zonas que se aprovisionen exclusivamente de grifos públicos, la presión mínima será de 5 m. de columna de agua. La presión máxima a mantener en la red, no debe superar en lo posible los 50 m. de columna de agua, para lo cual se podrá dividir en varias redes provistas de instalaciones reductoras de presión.

a - El servicio debe ser continuo. puesto de que el intermitente presenta muchas dificultades, como: acumulación de depósitos de aire con reducción a la capacidad de tuberías y formación de vacíos -- con el peligro de contaminación.

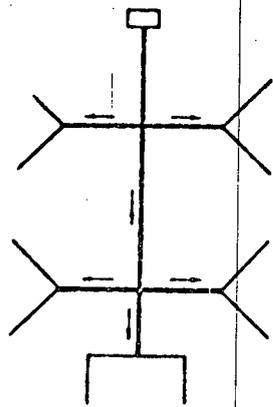
El suministro de agua debe ser en caudal suficiente para atender a la demanda máxima horaria y para el período de diseño adoptado.

- b.- Mantener la presión dentro de los límites establecidos por normas.
 - c.- El sistema de válvulas de cierre como un complemento del sistema, debe estar ubicado de manera que presenten el aislamiento a suspensión de servicio a la menor área, en caso de daños.
 - d.- No debe existir ninguna interconexión que pueda contaminar el agua
 - e.- Las calidades: física, química, bacteriológica y parasitológica -- del agua no deben ser alterados en el sistema.
7. 3.- FORMA Y CLASIFICACION.- Los sistemas de distribución debido a sus funciones se clasifican en:
- 1.- Sistemas principales de alimentación
 - 2.- Sistemas secundarios de distribución
 - 3.- Sistemas mixtos para consumo y servicio contra incendios.
 - 4.- Redes para servicio contra incendios y riesgo
 - 5.- Redes de alimentación simple
 - 6.- Redes de alimentación múltiple
 - 7.- Redes parciales para servicios a nuevas zonas
 - 8.- Sistemas limitados al servicio de grifos públicos.

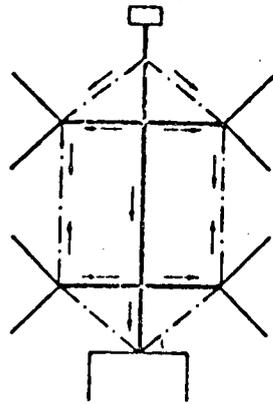
Un sistema puede estar catalogado en una o más de las clases -- de servicio indicado. A pesar de que el sistema está sujeto al plano de calles de la población presente y futura, a las características topográficas del área servida en el proyecto, a la localización de la -- fuente de aprovisionamiento y en general a la economía de la obra.

Las formas que pueden adoptar las redes son:

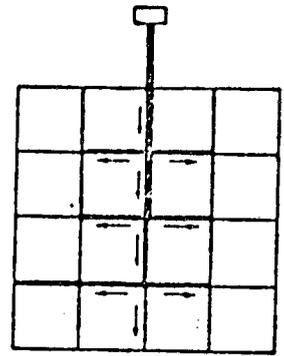
- a.- SISTEMA REMIFICADO.- Consiste en una tubería principal, de la --- cual se derivan tuberías de segundo y tercer orden con diámetros cada vez menores. El suministro se efectúa en una sola dirección, pero tiene la desventaja de que en caso de daño que da sin servicio toda la zona ubicada a continuación, se utiliza en caminos vecinales. Es un sistema económico pero no es aconsejable ya - que es antitécnico.
- b.- SISTEMA RETICULADO.- Es muy similar al caso anterior, con la dife rencia de que el abastecimiento es continuo y sube un poco la economía. El suministro puede hacerse por tuberías de menor diámetro y mayor recorrido, por lo que disminuye la presión. Se utiliza este sistema para zonas de crecimiento radial.
- c.- SISTEMAS DE MALLA CON ALIMENTACION CENTRAL.- Es malla porque cada consumo tiene infini



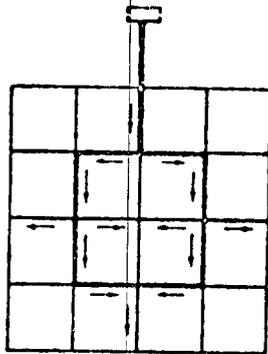
a. SISTEMA RAMIFICADO



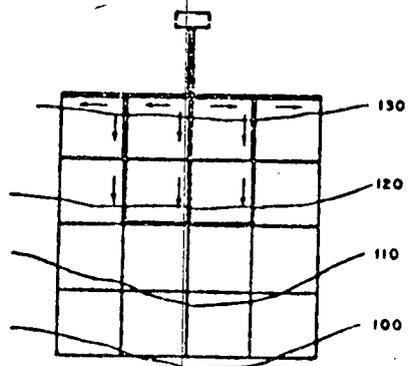
b. SISTEMA RELICULADO



c. SISTEMA DE MALLA CON ALIMENTACION CENTRAL



d. SISTEMA DE MALLA CON ALIMENTACION CIRCULAR



e. SISTEMA EN MALLA PARA ZONA EN PENDIENTE

Fig No 1

de caminos desde la alimentación. Desde el punto de vista hidráulico es el más conveniente. Se utiliza para abastecimientos pequeños.

En las zonas más lejanas, la velocidad es muy pequeña.

- d.- SISTEMA DE MALLA CON ALIMENTACION CIRCULAR.- Es en este sistema donde las presiones son buenas, es el más conveniente, especialmente para áreas que presentan topografía plana.
- e.- SISTEMA DE MALLA CON AREAS EN PENDIENTE.- El diseño esbosa un juego de diámetros de tubería. Los tubos de mayor diámetro se localizan en la parte más alta y cercana del tanque de distribución. Es muy antieconómico porque se utiliza varios diámetros de tuberías para compensar pérdidas de carga.

Para nuestro proyecto, utilizamos el sistema reticular por ser el más aconsejable, con dos mallas principales.

7.4.- CARACTERISTICAS DEL DISEÑO

7.4.1. ZONAS DE PRESION.- La población de Chuquiribamba cuenta con una topografía casi plana y el área da servirse es pequeña (ver anexos) Por lo tanto se proyectará una sola red de tuberías en malla, con distribución correcta de sus diámetros, teniendo especial precaución de mantener la presión escogida en los puntos más desfavorables del sistema, es decir, que no pasen el límite de las normas establecidas.

7.4.2. TRAZADO DE TUBERIAS.- Al igual que el caso anterior nos valemos del plano topográfico de la parroquia (Zona urbana y áreas futuras de expansión). La localización de los conductos principales en las zonas donde haya un mayor consumo doméstico, comercial y para incendios.

La separación entre tuberías principales de cada malla es

variable, se puede establecer hasta 30 m. a pesar de que el límite máximo admisible es de 900 m.

7.5.3.- LOCALIZACION DE ACCESORIOS.- Los componentes principales en un sistema de distribución en malla son las tuberías, las válvulas de compuerta y los hidrantes. Entre elementos secundarios tenemos: válvulas de aire, válvulas reductoras de presión, puntos a uniones flexibles y de dilatación.

La localización de las válvulas se basará en la experiencia, la que nos indicará las normas correspondientes, que al respecto recomiendan lo siguiente:

El área servida por una red se dividirá en sectores en los que pueda cortarse el servicio y operar con independencia del resto de la red.

Para independizar los sectores deberán proyectarse el número necesario de válvulas de cierre y de los desagües ubicados en un punto bajo por algún hidrante que tenga esa posición.

Cuando las válvulas tengan un diámetro superior a 350 mm. se proyectará en los ramales conectados a líneas principales de alimentación y entre las tuberías de distribución. En tramos rectos de tubería se instalarán válvulas a una distancia no mayor de 300 metros. Para mayores detalles de información ver en los planos respectivos.

7.5.4.- MATERIALES Y SELECCION INICIAL DE DIAMETROS.- En la actualidad contamos con una gran variedad de materiales que son utilizados para tuberías de distribución. Estos son el hierro, el acero, asbesto-cemento y plásticos. Siendo este último el más aconsejable por ser un material liviano, barato y de condiciones hidráulicas excelentes, presenta en general muchas facilidades. Por tal motivo usaremos el tubo plástico PVC y los diámetros serán los comerciales de fabricación usual.

Para la selección inicial del diámetro debe de aplicarse de acuerdo a la experiencia adquirida en trabajos similares, como también influirán consideraciones de carácter económico e hidráulico, así tenemos el costo de la tubería y el incremento de las pérdidas de carga.

Existen las siguientes recomendaciones para la selección de diámetros:

- a.- Para proyectos medianos usar 4" como diámetro mínimo en la red principal y en proyectos más grandes se utilizará como mínimo 6 pulgadas.
- b.- Proyectar interconexiones que puedan ser usadas inmediatamente en caso de emergencia.
- c.- Cuando el gasto, se puede encontrar el diámetro preliminar, asumiendo una velocidad conveniente de 0.90 - a 1.30 m/seg.
- d.- Se podrá partir de la fórmula empírica $d = 1.35 \sqrt{Q}$ Siendo d , el diámetro en pulgadas y Q el gasto en l/seg, fórmula que esta asociada en velocidades de -- 1.10 m/seg.

7. 6.- C A L C U L O D E L A R E D

7. 6. 1.- DETALLES:

- a.- El caudal conocido para la demanda del proyecto, es - invariable.
- b.- Las variaciones de presión admisibles, entre los que se desea mantener el servicio, dependen de las pérdidas de carga a lo largo de los circuitos de tubería. Estas pérdidas de carga dependen del caudal establecido para cada tramo, de su diámetro efectivo y longitud, del coeficiente de seguridad que en este caso para tubería PVC es de 140.
- c.- La localización de tuberías principales se hará en -- los costados norte y este de las calzadas.
- d.- Se diseñarán obras seguras de protección, cuando las tuberías tengan que cruzar ríos, arroyos, quebradas, - etc.

- e.- Como complemento de la red, se proyectarán conecciones domiciliarias, cuyo número se estimará al dividir por 10 la población de diseño.
- f.- Se proyectarán 2 ramales, de tuberías en avenidas cuyo ancho sea mayor a 20 m. o tenga varias calzadas, - el un ramal que corresponde a la tubería diseñada se ubicará en un costado de la calzada y el otro colocado al otro costado de la avenida con un diámetro no menor o igual al de las tuberías de relleno, e interconectado en sus extremos a la tubería diseñada.

7.6.2.- ESQUEMA DE LA RED.- Vale indicar para el cálculo de la red, nos servimos del plano correspondiente a zonificación, donde se ha trazado al sistema de mallas principales, escogido para nuestro caso se realizará el balance hidráulico de la red, el cálculo de los caudales de descarga en cada uno de los nudos y también el trazo de las líneas de influencia.

7.6.3.- METODOS DEL CALCULO.- En la resolución hidráulica de la red propuesta, se puede aplicar diversos métodos ya sea analíticos o experimentales, siendo los más conocidos los analíticos. Entre ellos tenemos: Métodos de las secciones y el método de Hardy Cross. Hago una breve descripción:

A.- METODOS DE SECCIONES.- Se trata de un método rápido y aproximado para la comprobación de una red, de tuberías de distribución. Los pasos necesarios para el cálculo son:

- 1.- Cortar la red mediante una serie de líneas a una distancia igual entre sí. No debe ser necesario rectas sino más bien a la secuencia variable de diámetro de las tuberías y a las características de las zonas a servirse.
- 2.- Estimar el caudal de agua que alimentará a cada línea de tubería, basandose en la densidad de población y las necesidades de la demanda. También se deberá incluir el caudal -



para servicio contra incendios, donde solo puede cambiarse este al pasar del distrito comercial a otro secundario. El consumo doméstico disminuye a medida que avanza el cálculo.

- 3.- Calcular la capacidad del sistema de distribución en cada línea o sección considerada. Se determina la gradiente hidráulica promedio disponible o resistencia por fricción, la cual es función de la presión mantenida en el sistema y de la velocidad admisible. Ordinariamente la gradiente hidráulica varía entre 1 y 3 % y la velocidad de 0.60 a 1.2 m/seg.
- 4.- Determinar la capacidad unitaria y total de las tuberías existentes, con la gradiente hidráulica disponible.
- 5.- Calcular la deficiencia entre la capacidad existente y la capacidad requerida.
- 6.- Encontrar el tamaño del tubo equivalente para el sistema calcular las velocidades admisibles de flujo.
- 7.- Comprobar las presiones en cada uno.

En general, este método se utiliza para estudios preliminares de sistemas de distribución y como una base para investigaciones adicionales y cálculos más exactos.

B.- METODOS DE HARDY CROSS.- Conocido como método de relajamiento o de pruebas y errores controlados que se aplican sistemáticamente a un juego inicial de caudales de flujo asumidos para la red de tuberías, como también a presiones o elevaciones del nivel de agua hasta que la red esté hidráulicamente balanceada, es decir, el método de Hardy Cross, es el método que utilizamos para el presente proyecto, su procedimiento de cálculo es:

- 1.- Adoptar un sin número de caudales, partiendo del caudal total que entra a la red. Los caudales que entran a cada uno deben ser iguales a la suma de los caudales salientes.
- 2.- Calcular las pérdidas de carga en cada una de las tuberías del circuito con la fórmula exponencial de Hazen William, a base del diámetro y caudal.
- 3.- Sumar algebraicamente las pérdidas de carga en cada tramo
- 4.- Encontrar el valor de $\frac{H}{Q}$ (pérdida de carga por caudal) en cada tubería. Hallar Q su sumatoria.

5.- Corregir los caudales supuestos de cada malla con la fórmula:

$$A = \frac{\sum (H)}{1.852} \quad (\sum H/C)$$

Con lo que se aumenta o se disminuye cada caudal. En el caso de que un tramo pertenezca a dos tramos, deberá aplicarse como convención de forma similar, hasta que los valores de Δ sean mínimos.

7.6.4.- ÁREA DE INFLUENCIA.- Sobre el plano topográfico de la población se procede a establecer definitivamente la red de distribución y a limitar las áreas equivalentes que corresponderán a cada nudo, con el objeto de facilitar el cálculo hidráulico. También se deberá cubrir las áreas posibles de expansión futura. En nuestro proyecto contamos con un número de doce manzanas, siendo el área total resultante de 12.5 Has. Para mayores informes, se detalla en cuadros, planos de zonificación, en anexos.

7.6.5.- CAUDALES DE DESCARGA.- Consiste en encontrar la densidad poblacional. Es igual al número de habitantes dividido por el área total a considerarse.- Es necesario tener especial cuidado en la población estudiantil, la cual debe incluirse en el área parcial donde se encuentra.

En nuestros proyectos tenemos:

Población futura de diseño = 1557 habitantes

A total = 12.5 Has.

d = 124,56 Hab/Ha.

Los pasos a seguirse son:

- 1.- Hallar el número de habitantes que existen en cada uno. Se lo encuentra multiplicando el área por la densidad poblacional.
- 2.- Considerar las áreas donde existan colegios y escuelas para el cálculo de población estudiantil.
- 3.- Multiplicar las dotaciones obtenidas para el número de ha-

bitantes para encontrar el consumo. Tanto para la población de consumo doméstico como para la de consumo estudiantil.

4.- Reducir este consumo a lt/seg.

5.- Encontrar el caudal de hora máxima, multiplicando por el factor 2.5 que es el adoptado para nuestro caso (ver cuadros).

7.6.6.- SUPOSICION DE CAUDALES DE CIRCULACION.- Cuando ya hemos hallado los caudales de descarga en los nudos de la red, pasamos a adoptar caudales en sentido de circulación, basandonos en la altimetría del terreno (cotas) para despues obtener mediante el balance hidráulico de la red los caudales verdaderos de circulación.

M A T E R I A L E S Y A C C E S O R I O S

TUBERIA.- Existen en el momento una gran variedad de materiales que pueden ser usados por las diferentes condiciones de trabajo que se pueden presentar por más difíciles que estas sean, pero así mismo no existe el material perfecto que pueda ser recomendado en condiciones económicas, a la mayoría de problemas, las ventajas de un material sobre los otros para cierto caso específico pueden ser inconvenientes para su aplicación en otro caso.

Los materiales más usados para tuberías de distribución son el hierro, asbesto-cemento y plástico. Para acueductos de gran magnitud se utiliza también el hormigón armado, bajo diversas patentes, aluminio, plomo, cobre, zinc, estaño y algunas aleaciones como: bronce, latón y acero inoxidable; se usan en adición a las primeramente anotadas para instalaciones de bombeo, instalaciones pequeñas, válvulas, hidentes y conecciones domiciliarias. En las uniones de los tubos se usa plomo, yute, abacá - caucho, asbesto, azufre, cemento, etc. Y finalmente en la protección de los tubos metálicos, contra la corrosión se usa zinc aluminio, níquel, cromo, asbesto, asfalto, compuestos bituminosos, plásticos, filtros varios, etc.

En nuestro proyecto se utilizará tubería de plastigama en

campana desde la captación hasta tanque de reserva de 2" y luego tendríamos tuberías plásticas de PVC. Seguidamente detallamos especificaciones de diferentes tuberías en uso actual.

T U B E R I A D E A S B E S T O C E M E N T O

Esta hecha de fibras de asbesto-cemento portland y de sílice, bajo presión muy alta. Las fibras trabajan en forma similar al hierro, en el hormigón armado con la ventaja de que las fibras intimamente ligadas al cemento formando una masa homogénea de resistencia uniforme.

Este material es resistente a la incrustación, corrosión y electrolisis y tiene condiciones hidráulicas excelentes.

C = 140

Las tuberías inglesas se fabrican en cuatro clases:

CLASE	PRESION DE TRABAJO	PRESION DE PRUEBA
A	43.3 lbs/pulg ²	61 mts.
B	86.7 lbs/pulg ²	122 mts.
C	130.0 lbs/pulg ²	183 mts.
D	173.4 lbs/pulg ²	244 mts.

Las tuberías americanas se fabrican en tres clases:

CLASE	PRESION DE TRABAJO	PRESION DE PRUEBA
A	100 lbs/pulg ²	140 mts.
B	150 lbs/pulg ²	210 mts.
C	200 lbs/pulg ²	284 mts.

Actualmente la tubería A C se produce Cl 5, Cl 1,5, Cl 10, Cl 15, Cl 20, Cl 25, Cl 30 cuya presión de trabajo--

es: 5, 7, 5, 10, 15, 20, 25, 30, respectivamente.

Las uniones son metálicas, existen otros tipos de uniones metálicas además de la Gibault o de asbesto-cemento y se utilizan en ambos casos anillos de caucho para empacadura.

Los accesorios utilizados como válvulas, tees, cruces y codos son generalmente de Fe fundido.

TUBERIAS DE PLASTICO

El plástico térmico es un material relativamente nuevo en su aplicación a tuberías para presión de agua. Por lo general, es un material liviano, barato y de condiciones hidráulicas excelentes ($c = 150$)

Entre las desventajas del tubo termo plástico con su baja resistencia mecánica, la que disminuye al aumentar la temperatura. A 10°C se vuelve quebradizo y se manipula con dificultad. A 60°C pierde gran parte de su resistencia.

Los materiales más usados son los siguientes: El polietileno (PE), el cloruro de polivinilo (PVC) y el copolimero de acrilonitrilo, butadieno, estireno (ABS).

El tubo PBC se fabrica de diversas clases de resina: PE-2305, PE 2306 y de PE 3606 cuyas diferentes resistencias son compensadas en los espesores del tubo, sus ventajas son las de ser flexible y barato.

Se mantiene semi-flexible, a temperaturas inferiores a 0°C y al congelarse no se raja tan rápidamente como otros tipos de tubos.

Sus desventajas son: la baja resistencia mecánica, rapidez limitada y se resquebraja a temperaturas sobre 70°C . También es sensible a la luz cuya acción lo resquebraja, defecto que disminuye en los tubos con negro de humo.

El tubo PVC usa dos tipos de resinas: Tipo I con gran resistencia a las sustancias químicas y tipo II con alta resistencia al impacto.

Este tubo es muy resistente a los aceites, tiene excelente rigidez y resistencia mecánica. Es extremadamente resistente al calor y puede unirse por calor, disolventes o conectando con roscas.

Entre sus desventajas está la que se ablanda fácilmente en contacto con el éter, acetona o hidrocarburos y es más pesado que los otros tubos.

El tubo ABS se fabrica en tres tipos de resinas, cuyas diferentes calidades se compensan en los espesores, sus ventajas son: Alta resistencia química, no oxidantes, alta resistencia al calor y resistencia mecánica. Es duro y resistente al impacto. Se une fácilmente con solventes o puntos roscados y es liviano. Sus desventajas son la sensibilidad a solventes orgánicos, menor flexibilidad y elasticidad que el Fe. Al exponerse a la luz disminuye marcadamente su resistencia al impacto y sus propiedades de elongación.

Para la determinación de diámetros en nuestro medio se toman diámetros mínimos de 2" a 3" para las tuberías que forman la red de relleno. Para su obtención se puede guiar por el gasto obtenido en estas tuberías de acuerdo con diferentes velocidades de circulación cuyos valores consignamos a continuación:

\emptyset Pulg m.m	V m/seg	Q' L/sg.	\emptyset Pulg m.	V m/seg	Q Lts/sg	\emptyset Pul/m.m.	V m/seg	Q Lts/seg
	0.5	1.0		0.6	2.5		0.6	4.7
	0.8	1.4	3"-75	0.8	3.4	4"-100	0.8	6.0
2"-50	1.0	1.9		1.0	4.4		1.0	7.4
	1.20	2.5		1.2	5.5		1.2	9.0

En general el análisis hidráulico consiste en asumir los gastos de acuerdo a los servicios requeridos y determinar las pérdidas de carga que ocurran en el tanque y entre los sitios críticos del sistema.

Debe tener presente según la ley de Kirchoff, que los flujos que concurren a un punto de distribución, serán iguales a los que salen y que la pérdida de carga entre dos puntos del sistema, debe ser la misma que a través de cualquier ruta que se calcule.

CONECCIONES DOMICILIARES.- Se entiende por conexiones domiciliares el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para conectar mediante tubería y piezas especiales como accesorios que señale el proyecto, la tubería de la red de distribución de agua potable, con el servicio a domicilio incluyendo los materiales del medidor, llave de paso, etc. hasta la caja que aloja los elementos anteriores. La instalación de tomas domiciliares comprenderá algunas o todas las operaciones siguientes: Inserción de la conexión en la tubería de la red, instalación de tubería flexible, instalación de válvulas de paso, a instalación del medidor.

ESPECIFICACIONES.- La instalación de conexiones domiciliares serán de acuerdo a lo señalado en los planos tipo aprobados por la entidad constructora en forma simultánea hasta donde sea posible a la instalación de la tubería que forme la red de distribución de agua potable, en cuyo caso deberán probarse juntamente con esta.

Los diámetros de las conexiones domiciliares que quedarán definidos por el diámetro nominal de la tubería de conexión, podrá ser de 1/2" (1,25 cm).

Todos los materiales y accesorios que se utilicen en la instalación de conexiones domiciliares deberán llenar los requisitos que señala la especificación pertinente, y el plano así como el estado de materiales.

Al instalar las conexiones domiciliarias, se deberán adoptar las medidas siguientes:

La llave de inserción se conectará directamente a la tubería de la red de distribución en la perforación roscada, que para el efecto previamente se hará en la misma medida de herramienta adecuada y aprobada por el Ingeniero Supervisor de la obra.

Para nuestro sistema se ha previsto tubería plástica de polietileno con una resistencia de trabajo de 125 libras por pulgada cuadrada.

Las uniones que apretarán precisamente con llaves de tubo dejándolas completamente impermeables y sin fugas. En el caso de que una unión no pueda ser dejada impermeable apretando entre sí las partes que la forman, se demostrarán y separarán o sustituirán las partes defectuosas hasta conseguir la conexión impermeable.

En las conexiones domiciliarias comprende: La medición del gasto que se realiza a través de aparatos denominados medidores. A continuación expongo acerca de ellos:

MEDIDORES DE VELOCIDAD.- Son aquellos que registran la cantidad de agua que pasa a través de ellos en función de la velocidad que lleva, debido a la relación de proporcionalidad que existe para un mismo diámetro de conducto entre el caudal y la velocidad.

ESPECIFICACIONES.- Los contadores de velocidad pueden ser de turbina o molinete. En los primeros, el agua al atravesar el contador, choca contra las paletas de una turbina que gira tanto más rápidamente cuanto mayor es la velocidad del agua conforme al caudal que circule. Esta rotación pasa a través de una serie de engranajes, lo cual transmite al aparato registrador.

El chorro de agua que choca contra la tubería puede ser único o subdividido en varios chorros tangenciales, respecto a la circunferencia externa de la misma tubería. Los chorros múltiples tienen la ventaja de proporcionar un empuje equilibrado contra la turbina respecto a su eje, y de ahí un menor desgaste de éste y de sus correspondientes soportes.

Los contadores de velocidad de molinete, funcionan por el mismo principio de las turbinas de Kaplan: el agua imprime el movimiento de rotación a un molinete accial respecto a la dirección del agua, y con paletas helicoidales a las que el agua les imprime un movimiento de rotación que se transmite al aparato registrador mediante un tornillo. Antes de la hélice, está colocado un dispositivo de aletas radiales llamado enderezador o rectificador que sirve para que los filetes de agua se mantengan paralelos. Estos contadores se los conoce con el nombre de contadores "Waltamm"

Cuando el agua experimenta variaciones de carga muy sensibles se utiliza entonces los contadores combinados consistentes en un acoplamiento de dos contadores de velocidad uno de los cuales es la tubería y el otro de molinete.

Los materiales que se emplean para la fabricación de estos materiales deberán ser debidamente seleccionados por los fabricantes. En los engranajes y demás piezas que trabajan en contacto con el agua se emplearán acero inoxidable de aleación especial y otros materiales de gran calidad y de resistencia a la acción corrosiva del agua. Las piezas del movimiento interior y exterior se fabricarán con latón y bronce.

Todos los contadores que salgan de fábrica serán debidamente aprobados a una presión de 16 atmósferas y a la vez registrando el peso del agua con una exactitud de más o menos 2%.

Se exigirá a los contadores que tengan un sistema de regulación que permita alteraciones de indicación \pm 10%

Debe especificarse el pedido de los medidores de agua - tipo de velocidad registrarán el consumo de metros cúbicos -- con esferas graduadas, pueden ser además de rodillos o agujas.

Para el sistema de Chuquiribamba, se han escogido los - medidores de Launet - Tavira.

Se exigirá además al fabricante el suministro en todo - momento de piezas que se necesitan para la reparación en caso - de daño.

Las siguientes características deberán reunir los medi- dores de agua de velocidad, chorro múltiple, esfera en seco.

CALIBRE	m.m.	13	20	25
	Pulg.	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1
MODELO	Con esfera de a- gijas.	MA-13	MA-20	MA-25
	Con esfera de ro- dillo.	MA-13	MA-20	MA-25
CAUDALES	En servicio de una hora diaria. m^3/h	1,5	2,5	3,5
	En servicio de 24 horas diarias. m^3/h	0,9	1,5	2,1
	En servicio de 24 horas diarias. m^3/h	0,6	1,0	1,4
CAMPOS DE MEDIDA	Arranque con caudales no mayores de L/H	18	25	35
	Límite inferior a par- tir del cual registra con error no mayor -- que $\pm 5\%$ L/H	40	60	80

Límite de separación a partir del cual registra con error no mayor -- que $\pm 2\%$ L/H. 150 250 350

Peso neto aproximado en Kg.	2.6	3.4	4.1
-----------------------------	-----	-----	-----

Todos los medidores saldrán de la fábrica escrupulosamente verificados a distintos gastos y a cada aparato se acompañará un gráfico con la curva de errores.

CÁLCULO DE LA LINEA DE ALIMENTACION.- Manantial de Cacheturo-- (Tanque de reserva o red de distribución). Se diseñará con el caudal máximo horario 4.3 lit/seg. pero en este caso tomaremos 2.2 lit/seg. o sea el 50% por razones expuestas anteriormente.

Se dispondrá de una tubería de diámetro 2 pulg, material PVC , teniendo en cuenta que las alturas de presión, en los puntos más desfavorables de la red se encuentran dentro de los límites aceptables.

CÁLCULO HIDRAULICO.-

L	=	436 m.	(longitud)
Q	=	2.2 lit/seg	(caudal máximo <u>ho</u> rario)
D	=	2"	(diámetro)
V	=	1.085 m/seg	(velocidad)
S	=	0.027 m/m	(pérdida de carga)
Cota del terreno	=	2823,797 m.	
Altura de presión	=	23,37 m.	

Cota piezométrica = 2841,167 m.

Cota del tanque -
de reserva = 2848,794 m.

Como conclusión anotamos que la tubería de agua entra a la población con una presión aceptable (23.37 m).

C A L C U L O D E L A L I N E A D E

A L I M E N T A C I O N



Quebrada de Jarallagua (Planta de tratamiento a red de distribución).

Al igual que en el cálculo del Manantial de Cacheturo, tenemos:

$$L = 526 \text{ m.}$$

$$Q = 2.0$$

$$D = 2''$$

$$V = 0.987 \text{ m/seg.}$$

$$S = 0.023 \text{ m/m}$$

$$H_T = 12,033$$

$$\text{Cota del terreno} = 2830,400$$

$$\text{Altura de presión} = 36,85$$

$$\text{Cota piezométrica} = 2867,25$$

$$\text{Cota de planta de tratamiento} = 2869,00 \text{ m.}$$

Como conclusión, anotamos que la tubería de agua, entra a la población con una presión aceptable (36,85 m).

MANANTIAL DE CACHETURO

CAUDALES DE DESCARGA EN CADA NUDO

NUDO	AREA (Ha)	DENSIDAD Hab/Ha.	# de Habit.	DOTACION Lit/Hab/día	CAUDAL Lit/día	CAUDAL Total Lit/Seg	CAUDAL Maximo Horario	CAUDAL ADOPTADO.
A	1.628	124.56	203	76.57	15527.17	0.180	0.234	0.59
B	1.733	124.56	216	76.57	16528.629	0.191	0.232	0.58
C	1.556	124.56	194	76.57	14840.414	0.172	0.304	0.76
D	0.665	124.56	83	76.57	6342.446	0.073	0.073	0.18
E	0.420	124.56	52	76.57	4005.760	0.046	0.046	0.12
			1401 Hab.					2.23 lts/Seg

BALANCE HIDRAULICO DE LA RED

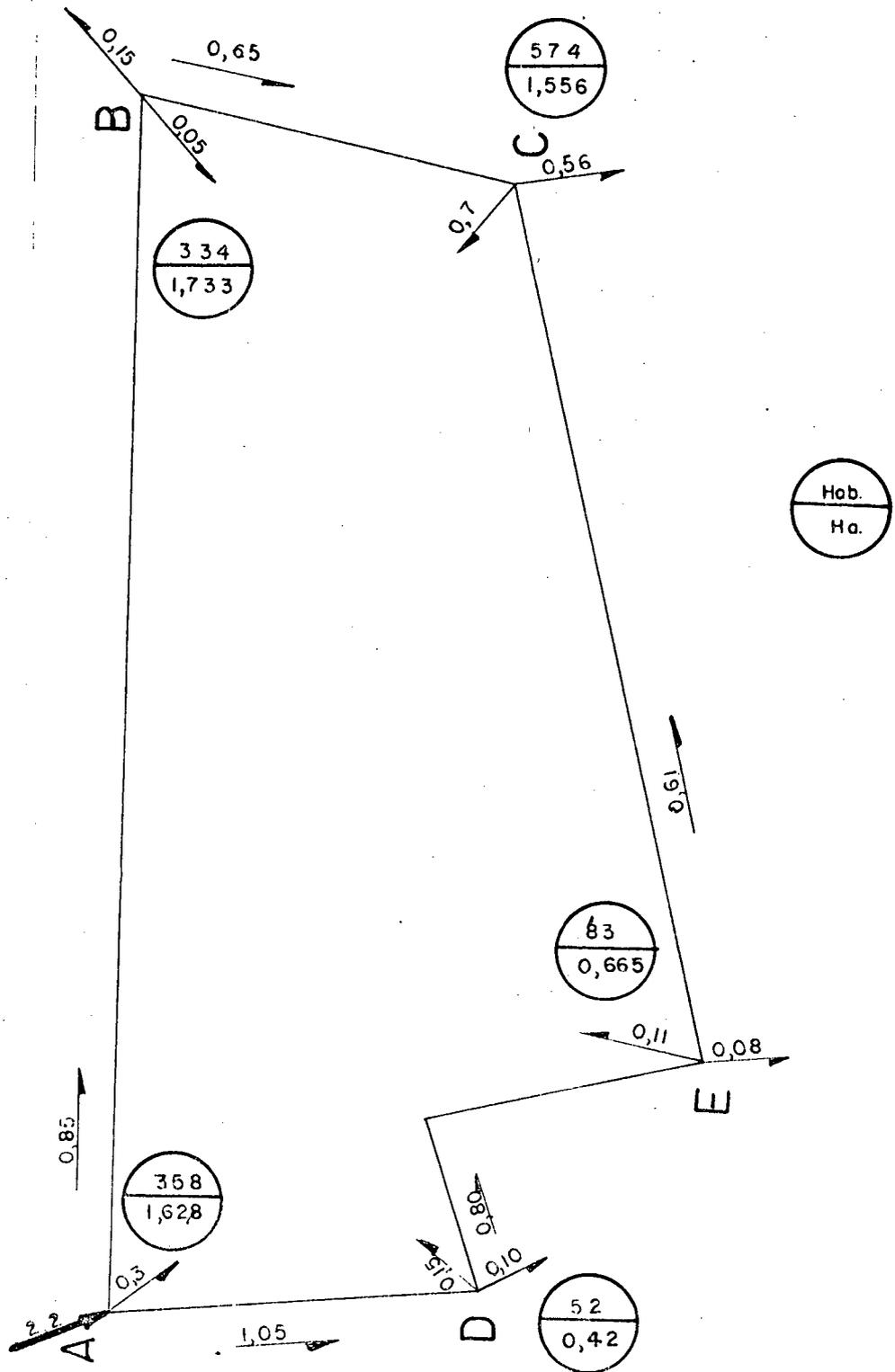
TRAMO	Diamet.	Longitud.	$Q_0 = \text{CAUDAL}$	$S = \text{Gradiente}$	$HL = S \times L$	HL/Q_0	Δ	Q_0
AB	2"	268.00	0.85	0.00469	1.2569028	1.4787091	-0.00045	0.84955
BC	2"	79.00	0.65	0.002854	0.2254371	0.3468263	-0.00045	0.6495
CD	2"	192.00	-0.61	-0.002537	-0.4870968	0.7985194	-0.00043	-0.61043
DE	2"	101.00	-0.80	-0.004918	-0.4233767	0.5292208	-0.00045	-0.80043
EA	2"	82.00	-1.05	-0.0069363	-0.5687748	0.5416902	-0.00045	-1.05045
			Σ		0.0030916	3.6949658		

CALCULO DE PRESIONES Y COTAS
PIEZOMETRICAS

NUMERO NÚDC	DIAMETRO (Pulgad.)	LONGITUD (metros)	C	CAUDAL lit/Seg	HL (m)	VELOCIDAD met/Seg	Cota del Terreno (m)	Cota Piezométrica	Presión (m)
1-A	2"	436	140	2.2	11.90	1.085	2823.797	2841.167	23.37
2-B	2"	268	140	0.84955	1.25567	0.4194	2830.569	2845.911	15.342
3-C	2"	79.0	140	0.6495	0.22512	0.3207	2823.365	2843.686	22.321
4-D	2"	192.0	140	-0.61045	-0.48776	0.3010	2818.120	2846.174	28.054
5-E	2"	101.0	140	-0.80045	-0.423818	0.3947	2816.085	2846.594	30.509
6-A	2"	82.00	140	-1.05045	-0.56923	0.5181	2823.797	2841.167	23.37

RED DE DISTRIBUCION CON CAUDALES TOTALES

DEL MANANTIAL DE CACHETURO



QUEBRADA DE JARALLAGUA.

CAUDALES DE DESCARGA EN CADA NUDO

NUDO	AREA Ha	DENSIDAD Hab/Ha.	# DE Habitantes	Dotación lts/Hab/día	Caudal lit/seg	Caudal total lit/seg	Caudal Maxi. n20 H02710	Caudal Adop. lts/seg.
F	1.716	124.56	214	76.57	16385.98	0.190	0.474	0.47
G	1.65	124.56	206	76.57	15773.42	0.183	0.456	0.46
H	1.638	124.56	204	76.57	15620.28	0.181	0.452	0.45
I	1.716	124.56	214	76.57	16385.98	0.190	0.474	0.47
Σ								1.85 lts/seg

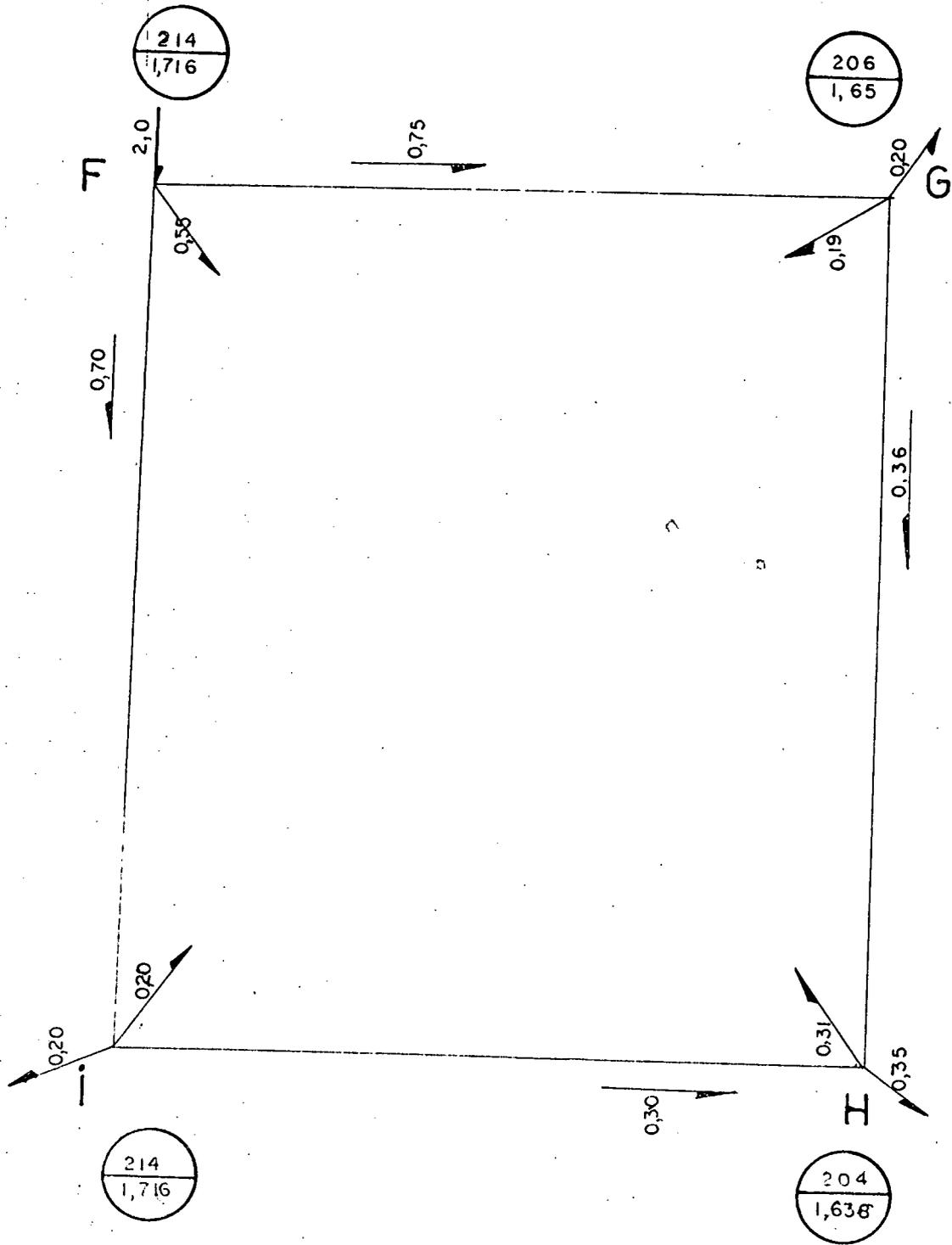
BALANCE HIDRAULICO DE LA RED.

TRAMO	Longo	Diametro	Q _o	S	H _L	H _L /Q _o	Δ	Q
FG	151.00	2"	0.75	0.00372	0.56166	0.74888	-0.002	0.748
GH	210.00	2"	0.36	0.00096	0.20062	0.55728	-0.002	0.358
HI	163.00	2"	-0.30	-0.00068	-0.1111	0.37032	-0.002	-0.302
IF	196.00	2"	-0.70	-0.00327	-0.64159	0.916564	-0.002	-0.702
				Σ	0.00959	2.593044		

CALCULO DE PRESIONES Y COTAS
PIEZOMETRICAS

NUMERO NUDO	DIAMETRO (Pulg)	LONGITUD (m.l)	C	Caudal lt/seg	HL (m)	Velocidad m/seg	Cota del Terreno	Cota Piezo metrica	Presión (m)
7-F	2"	526	140	2.00	12.033	0.987	2830.400	2867.25	36.85
8-G	2"	151	140	0.75	0.56166	0.375	2830.216	2866.32	36.106
9-H	2"	210	140	0.36	0.20062	0.178	2834.108	2866.12	32.012
10-I	2"	163	140	-0.30	-0.1111	0.148	2828.245	2865.23	36.988
11-F	2"	196	140	-0.70	-0.6416	0.345	2830.400	2870.185	39.785

RED DE DISTRIBUCION CON CAUDALES TOTALES
DE LA QUEBRADA DE JARALLAGUA



Capitulo VIII

C A P I T U L O VIII

PRESUPUESTO

El presupuesto del proyecto de dotación de Agua Potable para Chuquiri--
bamba consta de los siguientes puntos:

- 1.- Análisis de los principales precios unitarios locales;
- 2.- Análisi de precios unitarios de un metro cúbico de mortero de Hor-
migón;
- 3.- Analisis de Jornales y de precios unitarios;
- 4.- Análisis de costos en instalación de drenes.

A.- CAPTACION

- A. 1.- Presupuesto de obra Civil de Azud y desarenador en Quebrada de Jaralla-
gua.
- A. 2.- Presupuesto de tuberías y accesorios.
- A. 3.- Resumen por materiales del presupuesto.

B.- ADUCCION

- B. 1.- Presupuesto de obra civil.
- B. 2.- Presupuesto de tuberías y accesorios tanques Rompepresión.

C.- RED DE DISTRIBUCION

- C. 1.- Tuberías de la red
- C. 2.- Accesorios de la red
- C. 3.- Resumen de tuberías y accesorios de la red
- C. 4.- Resumen por materiales del presupuesto.

D.- RESERVA

- D. 1.- Presupuesto de obra civil: Cámara de válvulas
- D. 2.- Presupuesto de tuberías y accesorios
- D. 3.- Resumen por materiales del presupuesto de dos tanques de reserva.

E.- TRATAMIENTO

- E. 1.- Presupuesto de obra civil; filtros
- E. 2.- Presupuesto de tuberías y accesorios en filtros
- E. 3.- Resumen por materiales del presupuesto.

F.- CONEXIONES DOMICILIARIAS

- F. 1.- Presupuesto por materiales
- F. 2.- Resumen por materiales del presupuesto.

G.- Equipos y Herramientas

- G. 1.- Presupuesto y resumen por materiales del presupuesto.

H.- OBRAS ANEXAS

I.- PRESUPUESTO DE ADMINISTRACION TECNICA Y ADMINISTRACION

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Chuquitibamba

AGUA POTABLE DE

PRINCIPALES PRECIOS UNITARIOS LOCALES

EMPLEADO	TRABAJA EN	SUELDO MENSUAL	JORNALERO	TRABAJA EN	VALOR JORNAL
INGENIERO		\$ 14.000	SOBRESTANTE		\$ 150
TIPOGRAFO		\$ 6.000	ALBAÑIL		\$ 180
SECRETARIO		\$ 3.500	PEON		\$ 80
CHOFER		\$ 4.200	CARPINTERO		\$ 180
			CADENERO		\$ 100
			PINTOR		
			MECANICO		

FUENTES DE INFORMACION
Benencia Política

MATERIALES	DIMENSIONES (cm)	ENTREGA EN	PRECIO %	MATERIALES	DIMENSIONES (cm)	PRECIO %
LAJILLO	10 x 30		\$ 3.00	VIGAS DE:		
" BECTOR				" "		
JABONCILLO				TABLAS DE: Encofrado	3.00 x 0.30 x 0.02	\$ 40.0
BLOQUES DE:				" "		
" "				DUELAS		
MOLONES DE:				" "		
" "				TIRAS DE MADERA	3.00 x 0.04 x 0.05	15.00

MATERIALES	ENTREGA EN	PRECIO	MATERIALES	ENTREGA EN	PRECIO	MATERIALES	ENTREGA EN	PRECIO
Archa	obra	\$ 250 ^{€/m³}	Cerraduras	obra	\$ 320 ^{€/u}	Leche	sito	\$ 6.00 ^{€/L}
"			Cerrajería Puertas			Marcos		
Grava	"	\$ 350 ^{€/m³}	" Ventanas			Tapamarcos		
"			Cemento de color			Barrederas		
Grasa para torn. c/apeo	"	\$ 200 ^{€/m³}	Yeso			Vidrios		
El. 5to. la.			Cementina			Baldosa Terrazo		
Cable de			Calclimino			" Vinit		
Cable			Pintura de caucho			" Nacional		
Cemento Gris		\$ 100 ^{€/baco}	" al oleo			Diesel		
huerro			Acete de linaza			Gasolina	sito	\$ 10.00 ^{€/gal}
Alambre galvanizado		\$ 18.00 ^{€/lb}	Albayalde			Lubricantes		
Huiles			Permatex			Dinamita	sito	\$ 12.00 ^{€/u}
Cable		\$ 100.00 ^{€/qa}	Barniz					

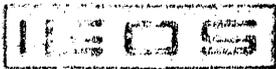
COSTO DE MANO DE OBRA	
Exclusión terreno	\$ 50.0 ^{€/m²}
" " y relleno	\$ 70.0 ^{€/m³}
Relleno	\$ 30.0 ^{€/m³}
Desbroce	\$ ^{€/ha}
Empedrado	\$ ^{€/m²}
" con material	\$ ^{€/m²}
Las tablas	\$ ^{€/m²}
Levad. 1er. de p. de	\$ ^{€/m³}
" de ladrillo	\$ ^{€/m³}
Fundición horm. de simple	\$ ^{€/m³}
" " armado	\$ ^{€/m³}
Cubado y colocación de hierro	\$ ^{€/qa}
Encofrados y desmoldados	\$ ^{€/m²}
Despeques	\$ ^{€/m}

COSTO DE MANO DE OBRA	
Tubul. de 0.8 x 1.7 en:	\$ ^{€/m.1}
" " "	\$ ^{€/m.1}
Enlucidos	\$ ^{€/m²}
Cielos rasos	\$ ^{€/m²}
Pintura de cemento	\$ ^{€/m²}
" " caucho	\$ ^{€/m²}
" " al aceite - oleo - barniz	\$ ^{€/m²}
Empalmados zócalos	\$ ^{€/m²}
" pisos	\$ ^{€/m²}
Colocación de azulejos	\$ ^{€/m²}
Puertas incluido madera	\$ ^{€/m²}
Ventanas incluido madera	\$ ^{€/m²}
Enlucidos con:	\$ ^{€/m²}
Instalaciones Sanitarias	\$ ^{€/punto}
Instalaciones Eléctricas	\$ ^{€/punto}

TRANSPORTE Y TARIFAS	
Viaje camión en Ciudad	\$ ^{€/Tr}
" " fuera Ciudad	\$ ^{€/Tr - Km}
Transporte	
" a Quito	\$ ^{€/u}
" al Puerto	\$ ^{€/u}
" " "	\$ ^{€/u}
" aereo desde	\$ ^{€/u}
" " "	\$ ^{€/u}
" de tierra	\$ ^{€/u}
Alquiler camión	\$ ^{€/dia}
" " "	\$ ^{€/}
Tarifa de luz	\$ ^{€/kwh}
" " "	\$ ^{€/kwh}

TUBERIA DE CEMENTO					
FABRICA			FABRICA		
Ø en	LONGITUD (m)	PRECIO %	Ø en	LONGITUD (m)	PRECIO %
20 cm	1	\$ 40.0			
10 cm	1	\$ 25.0			

NOTA: Los precios anteriores servirán para formular presupuestos de construcción, por lo tanto debe cuidarse de obtenerlos de fuentes fidedignas. Para Ac. incluir en " " y " "



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

AGUA POTABLE DE Chuquiribamba

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA LA ELABORACION DE UN METRO CUBICO DE MORTERO O DE HORMIGON (*)

Tipo	Denomi.	Materiales	CAL VIVA			USOS Y OBSERVACIONES
			Unidad	qq.	Kg.	
1	Pasta	Unidad				Alisamiento de enlucidos de superficies que no están en contacto con el agua. En los sitios en los que no se puede conseguir cal, se recomienda la utilización de cemento puzolánico.
		Precio Unitario	19.50	875	952	
		Cantidad				
		Precio Total				

Tipo	Denominación	Densificación	Material	CEMENTO			ARENA	GRAVA	PIEDRA	AGUA	TOTAL	Kg./cm. ² (Resist.)	USOS Y OBSERVACIONES					
				Coef. Ap.	0.48									0.30	0.55	1.00	1.00	
				Unidad	Saco	Kg.								Lts.	Lts.	Lts.	Lts.	Lts.
				Precio S/	100										0.25	0.35	0.20	
2	Mastilla	1:0	Cantidad	31.8	1352	901				568	3657		Alisados de los enlucidos de todas las superficies en contacto con agua.					
			S/	3657														
3	Morteros de Cemento	1:2	Cantidad	16.5	704	469	939			211	2132.25	180	Enlucidos de obras de captación, superficies bajo agua, enlucidos de base y zócalos de pozos de revisión. Con impermeabilizante para enlucidos de lasca de piso e interiores de paredes de Tanques de Distribución.					
			S/	1897.50			234.75											
4		1:3	Cantidad	12.2	520	347	1042			208	1663.05	160	Enlucidos de superficies en contacto con el agua, enchufes de tubería de concreto, exteriores de paredes de Tanques de Distribución.					
			S/	1403			260.05											
5		1:4	Cantidad	9.7	413	275	1102			207	1391.00	140	Cobertura de azulejos, embaldosado de zócalos con baldosas de cemento. Preparación de pisos para vinyl.					
			S/	1115.5			275.50											
6		1:5	Cantidad	8.0	342	228	1142			206	1205.50	90	Embaldosado de pisos, mampostería bajo tierra, zócalos enlucidos de cielos rasos, cimentaciones. Con impermeabilizante para exteriores de Cúpulas de Tanques.					
			S/	920			285.50											
7	1:6	Cantidad	6.9	293	195	1170			205	1086.0	72	Mampostería sobre el nivel del terreno, enlucido general de paredes.						
		S/	793.5			292.50												
8	1:7	Cantidad	6.0	255	170	1190			204	987.50	63	Mampostería de obras provisionales.						
		S/	690.0			297.50												
9	Hormigon Simple	1:1.5:4	Cantidad	8.6	366	244	366	976		127	1503.10		Estructuras hidráulicas sujetas a la erosión del agua, estructuras especiales.					
			S/	1070.0			91.50	341.60										
10		1:2:4	Cantidad	7.9	338	225	450	900		126	1336.0	200	Obras de hormigon armado en general, muros de hormigon simple no voluminosos.					
		S/	908.50			112.50	315.0											
11	1:3:6	Cantidad	5.5	236	157	470	940		125	1079.0	140	Muros de hormigon de mayor espesor, pavimentos, cimientos de edificios; pisos; azulejos para tubería.						
		S/	632.50			117.50	329.0											
12	H. Cicloneo	1:2:4	Cantidad	3.9	168	112	225	450	500	63	787.25		Obras hidráulicas y estructuras voluminosas resistentes.					
			S/	448.50			56.25	157.50	125.0									
13	1:3:6	Cantidad	2.7	117	78	235	470	500	63	658.75		Muros de sostenimiento de gran volumen; cimentaciones de mayor espesor, etc.						
		S/	310.50			58.75	164.50	125										

(*) No incluye mano de obra

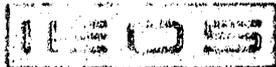
NOTAS: Areng. Debe cumplir con la granulometría indicada en el código de construcciones.
 Cemento Portland: 1 saco = 1 pie³ = 28.317 Lts. = 42,5 Kg.

Las cantidades indicadas pueden variar en proporción a coeficientes de aporte diferentes de los adoptados. Las proporciones de agua se han asumido para la determinación de los otros materiales y pueden variar de acuerdo a los requerimientos de resistencia. Los valores indicados para resistencia son solo promedios para comparación.

Pesos específicos adoptados: Cemento = 1,5 Tons/m³; Cal viva = 0,92 Tons/m³; Cal apagada en polvo = 0,55 Tons/m³.

Cuando se usen acelerantes en morteros u hormigon, se añadirá aporte el precio del aditivo, de acuerdo al rendimiento y cantidades necesarias.

REFERENCIAS: Mark's Mechanical Hand book. Foerster: Materiales de Construcción. Goldenhorn: Calculista de Estructuras.



Instituto Ecuatoriano de Obras Sociales

Aviso: Pág. No. 3 de
 Preparado: S. Abaizdo
 Verificado:
 Fecha: 20-IX-79

AGUA POTABLE DE **Chuguribamba.**
ANALISIS DE JORNALES Y DE PRECIOS UNITARIOS

DURACION APROXIMADA DE LA OBRA		10 meses	
a) DIAS O JORNALES NORMALES A PAGARSE	305	dias	d) DIAS TRABAJADOS = a - c = 206 dias
Fondo de reserva 1/2 x meses duracion (8)		"	e) INCREMENTO DEL SALARIO = b/d = 1.85
Sobresueldos o bonificaciones 1/4 x meses duracion	76.20	"	f) INCREMENTO POR APORTE PATRONAL C.S. = 1.095
b) TOTAL DE JORNALES PAGADOS	381.20	dias	g) INCREMENTO TOTAL = e + f = 2.00
Días no trabajados:		dias	Jornales reales:
Sabados y Domingos	60.00	"	A = Albañil: g x 180 = S/ 360 + 8.40 = S/ 368.40
Feridos	10.0	"	P = Peón: g x 80 = S/ 160 + 8.40 = S/ 168.40
Vacaciones (sobre un año)	15.0	"	C = Carpintero: g x 180 = S/ 360 + 8.40 = S/ 368.40
Enfermedades (5 días/año)	4.0	"	E = Obrero Especializado = S/ 200 (Contrato temporal jornal f)
Días que no se trabaja por mal tiempo (Estimado)	10.0	"	1A + 1P = 536.80 1A + 0.5P = 528.40
c) TOTAL DE DIAS NO TRABAJADOS:	99.00	dias	1A + 2P = 705.20

MAMPOST. DE PIEDRA	MATERIALES	Unidad	CIMENTOS (Con Mortero)						ZOCALOS (Con Mortero)					
			Tipo 6			Tipo 6			Tipo 6			Tipo 6		
			P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/
	Molones	9u		85			85							
	Piedra labrada	9u	250	1.00	250					80			80	
	Leja	m ³		0.20			0.20			0.20			0.20	
	Mortero	m ³	1205.5	0.20	241.10		0.20			0.20			0.20	
	Mano de Obra	Jornal 1A + 2P	705.20	0.80	564.16		0.80			1.20			1.20	
	Sub total			S/	1055.26		S/			S/			S/	
	2-3% Desperdicios				31.5									
	TOTAL POR M ³			S/	1086.76		S/			S/			S/	

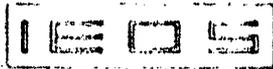
MAMPOST. DE LADRILLO	MATERIALES	Unidad	LADRILLO (Con Mortero)						JABONCILLO (Con Mortero)											
			Tipo 6			Tipo 7			Tipo 8			Tipo 6			Tipo 7			Tipo 8		
			P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/
	Ladrillo	9u	300	285.0	855															
	Jaboncillo	9u																		
	Mortero	m ³	1125.5	0.20	225.10		0.20			0.20			0.40			0.40				0.40
	Mano de Obra	Jornal 1A + 2P	705.20	1.00	705.20		1.00			1.00			1.25			1.25				1.25
	Sub total			S/	1785.30		S/			S/			S/			S/				S/
	2-3% Desperdicios				45.00															
	TOTAL POR M ³			S/	1830.3		S/			S/			S/			S/				S/

* El número de ladrillos se determinará localmente dividiendo 900 (a x b x h), siendo a, b y h las dimensiones del ladrillo en cm.
 jaboncillos

ENLUCIDOS CON MORTERO	MATERIALES	Unidad	Tipo 3 - Sika			Tipo 4			Tipo 6			Tipo 7		
			P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/
	Mortero	Lts.	2.192	10	21.92	1.67	17	28.39		17		17		
	Pasta de color cemento	Lts.												
	Fibra con cemento	Lts.	3.66	15	5.49	3.66	15	5.49		15		15		
	Sika N°1	Kg	36.0	0.3	10.8									
	Mano de Obra	Jornal 1A + 0.5P	528.40	0.12	63.41	528.40	0.12	63.41		0.12		0.12		
	Sub total			S/	101.22		S/	97.29		S/		S/		
	10% Andaríos y otros				10.12			9.73						
	TOTAL POR M ²			S/	111.34		S/	107.02		S/		S/		

EMBALDOSADO	MATERIALES	Unidad	BALDOSA NACIONAL			VINIL (°)			AZULEJO			TERRAZO		
			Llantas (Mortero 5.1)			Placas (Mortero 6)			Mortero 5			Mortero 5		
			Lts.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/	P. Unit.	Cont.	Costo S/
	Materiales usados	m ²		100			100			100			100	
	Mortero	Lts.		15			15			15			15	
	Pega	m ²					10							
	Mano de Obra	Jornal 1A + 1P		0.16			0.30			0.50			0.16	
	Sub total			S/			S/			S/			S/	
	3% Desperdicios etc.													
	TOTAL POR M ²			S/			S/			S/			S/	

(*) El mortero servirá solo para la nivelación del piso, debiendo usarse la pega para la colocación de la baldosa.
 (**) El fondo de reserva se pagará sobre el exeso de un año de duración de trabajos



Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

Area _____ Pág No 5 de 5
 Preparado S. Abendaño
 Verificado _____
 Fecha 20-IX-79

AGUA POTABLE DE CHUQUIRIBAMBA - ANALISIS DE COSTOS
 INSTALACION DE DRENES

D A T O S		Unidad					
1	Diámetro	mm.	100				
2	Largo del Tubo	m	1.00				
3	Peso Unitario del Tubo	Kg					
4	Ancho Medio de la Zanja	m.	0.30				
5	Excavación	m ³ /m	0.09				
6	Entibados	m ² /m					
7	Repleno Arcilloso	m ³ /m.					
8	Grava	m ³ /m.	0.00014				
9	Gravilla	m ³ /m	0.006				
10	Arena	m ³ /m					
11	Tierra Sobrante	m ³ /m.	0.30				
12							
13							
14							
15							
C O S T O S		Precio Unitario					
16	Excavación	S/ 60 /m ³	5.4				
17	Entibados	S/ /m ²					
18	Achicado	Global					
19	Corraniles, Drenaje, Limpieza	5% de 16					
20	Repleno Arcilloso	S/ /m ³					
21	Grava	S/ 350 /m ³					
22	Gravilla	S/ 350 /m ³					
23	Arena	S/ /m ³					
24	Tubería en Fábrica	S/ 20 /m	20				
25	Transporte Local	S/ 3 /Ton	3				
26	Acturas	10% de 24	2				
27	Mano de Obra y Conducción	S/ /m	5				
28	Prueba y Revisión	5% de 27					
29	Podco, Guardianes, Señales	5% de 24					
30							
31							
32	Varios e Imprevistos						
33							
34	TOTAL POR METRO LINEAL	S/	35.40				

1979

Anexo Página 1 de 4

Preparado S. Acediano

Verificado:

Fecha 26 de X-79

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

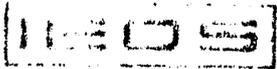
AGUA POTABLE DE C. Huquiribamba CAPTACION
 PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL de Captación y desarenador.

RUBRO	Unidad	Precio		Cantidad		Precio Total		Cantidad		Precio Total	
		Unitario									
Trabajos previos	Global										
Excavación en Captación	M ³	50.00	8.20		410.00						
" en desarenador	M ³	50.00	5.15		257.50						
Cimientos	M ³	823.44	14.43		11882.24	1.35			1111.64		
Refranos de Alas	M ²	30.00	11.00		330.00						
Drenajes	ML										
Empedrado	M ²										
Estibados	M ²										
Arreglo terreno, jardines etc.	M ²										
Mampostería de piedra	M ³										
" " "	M ³										
" " ladrillo	M ³										
Refrano de grava	M ³										
Hormigón ciclópeo 1:diante	M ³	984.06	0.24		236.17						
" " Alas	M ³	984.06	1.55		1525.29						
" simple 1:2:4	M ³	1670.00	3.82		6379.40	7.88			131159.60		
" " 1:3:6	M ³										
Hierro (material y mano de obra)	qq.										
Encofrados	M ²	45.00	36.38		1637.10	37.10			1669.95		
Cielos rasos de	M ²										
" " "	M ²										
Cubierta de	M ²										
" " "	M ²										
Enlucidos con mortero tipo	M ²										
" " " "	M ²										
Impermeabilización de	M ²										
" " "	M ²										
Barreras de	ML										
Pisos baldosa nacional	M ²										
" de cemento	M ²										
Zócalos de	M ²										
" " "	M ²										
Enlucidos exteriores	M ²	90.00	26.00		2340.00	19.00			1710.00		
interiores	M ²										
Pintura de aceite	M ²										
" " cemento	M ²										
" " "	M ²										
Juntas de construcción	ML										
Puertas de	M ²										
" " "	M ²										
Ventanas de	M ²										
" " "	M ²										
Marcos y tapamarcos	ML										

24.997.70

17.651.18

Sigue.



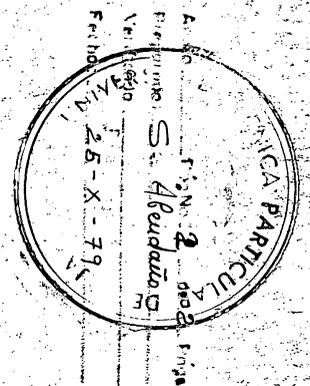
Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

AGUA POTABLE DE Chuquitubamba ADUCCION
 PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL de aduccion

RUBRO	Unidad	Precio		Precio Total		Precio Total		Precio Total	
		Unitario	Cantidad	Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total
PASO QUEBRADAS-ANCLAJES-TUNELES, etc.									
Trabajos previos <u>Replanteo</u>	Global	2.50	1107		2.76750				
Excavación de 0.40 x 1.20	m3	50.00	532.00		26.600.00				
"	m3								
" Túnel	m								
"	m3								
relleno <u>Compactado</u>	m ³	30	1107.00		33.210.00				
Drenajes	m								
Entibados	m2								
Hormigón ciclópeo	m3								
" simple 1:3:6	m3								
" " 1:2:4	m3								
Hierro (material y mano de obra)	qq								
Mampostería de piedra	m3								
Mampostería de ladrillo	m3								
Encofrados	m2								
Recubrimiento especial	m2								
CAJONES									
Cajón válvula desagüe (Tipo)	c/u.								
" (Tipo)	c/u.								
" (Tipo)	c/u.								
Cajón válvula aire (Tipo 5)	c/u.								
" (Tipo 6)	c/u.								
Cajón crimpa-prensión (Tipo)	c/u.	6.000.00	3		18.000.00				
Cajón válvula de compuerta (Tipo)									
Fuzos recolectores	c/u.								
" "	c/u.								
Tornillos recolectores	c/u.								
" "	c/u.								
E'vedas									
Otros									
Transporte de tubería Loja-Chug.	m/l	2.00	1107		2.214.00				
transporte de " " hasta obra	m/l	2.00	1107		2.214.00				
Prueba de Presión	m.	6.50	1107		553.50				
Instalación de tubería	m.	3.00	1107		3.321.00				
TOTAL							88.880.00		
Estimación de									
Gastos de materiales locales		0%							
Gastos de mano de obra		10%			8.888.00				

RUBRO	Proce- denza	Diámetro mm.	Cantidad		Peso Kgs.		Precio (Dólares)		Gastos Locales (Sucre)				
			Ext.	Total	Unit.	Total	Unit.	Total	Materiales		Mano de obra		
									Unit.	Total	Unit.	Total	
Tubería PVC φ 1 1/2 "	Logo	φ 2"		545.83			57.00		57.00	48.212.31			
" " φ 3/4 "	Logo	φ 3/4"		172.67			48.00		48.00	8288.16			
Tuberías y Accesorios de 2 tanques Fluoropresión													
Valvula de Comp. resaca Tut.		φ 2"	2						680	1360			
Tapa sanitaria metálica estand.			1						1080	1080			
Universal HG φ 2"		φ 2"	3						160	480			
Adaptador PVC-HG 2"		φ 2"	3						36	108.00			
Adaptador PVC-HG φ 1 1/2 "		φ 1 1/2 "	2						36	72.00			
Neplo Tubo HG L=0.20		φ 2"	2						68	136.0			
Neplo tubo HG L=0.10		φ 2"	2						35	70.0			
Tramo Corto HG L=0.40		φ 2"	2						96	192			
Adaptador PVC-HG φ 3/4 "		φ 3/4 "	2						36	72.00			
Cajas de Valvulas			2						438	876			
Tramo Corto HG-ER L=0.50		φ 2"	2						120	240			
Adaptador PVC-HG φ 2"		2"	2						30	60			
Tramo Corto HG-ER L=0.70		2"	1						120	120			
" " L=0.75		2"	1						128	128			
1 Codo HG 90° 2"		2"	1						55	55			
Tramo Corto HG-ER L=0.40		2"	1						100	100			
Neplo HG-ER L=0.10		φ 3/4 "	2						40	80			
Tee HG φ 1 1/2 "		1 1/2 "	2						80	160			
								total = 5.388.00 x 2 = 10.778.00					
								total = 67.278.47					
								total acumulado = 88.880 + 67.278.47 =					
								= 156.158.47					

AGUA POTABLE DE - **C Huayrahuasi** -
FABRICACION DE TUBERIAS Y ACCESORIOS -
Tanques - Romperizos -
AFUCCION





AGUA POTABLE DE Chugviriabamba PRESUPUESTO DE LA RED

RESUMEN DE TUBERIAS Y ACCESORIO DE LA RED SEGUN PLANO N° _____

Tamaño en m.m.	Válvula	Hidrante	Cruz	Te	Codo 90°	Codo 45°	Ye	Reduccion	Topón	UNIONES PARA ACCESORIOS										
										50	100	150	200	250	300	350	400	450		
50																				
100 x 50																				
100																				
150 x 50																				
150 x 100																				
150																				
200 x 50																				
200 x 100																				
200 x 150																				
200																				
250 x 100																				
250 x 150																				
250 x 200																				
250																				
300 x 150																				
300 x 200																				
300 x 250																				
300																				
350 x 200																				
350 x 250																				
350 x 300																				
350																				
400 x 200																				
400 x 250																				
400 x 300																				
400 x 350																				
400																				
450 x 250																				
450 x 300																				
450 x 350																				
450 x 400																				
450																				
TOTAL																				

Diámetro (m.m.)	De lista (m)	Total mas 10%	Largo tubo	Nº Tubos
2"	2.401 ⁰⁰	2641.10	6	447.00
1 1/2"	973	1070.30	6	179.00
1"	951	1046.10	6	175.00
200				
250				
300				
350				
400				
450				

Diámetro (m.m.)	Para tubería	Para accesorios	Total	Total + 5%
2"	58	140	98	103.00
1 1/2"	34	88	122	129.00
1"	38	28	66	70.00
200				
250				
300				
350				
400				
450				

Exceptuando los hidrantes se ha tomado en cuenta una unión para cada extremo de accesorio del diámetro respectivo.

AGUA POTABLE DE Chuguribamba RED DE DISTRIBUCION
PRESUPUESTO DE TUBERIAS Y ACCESORIOS

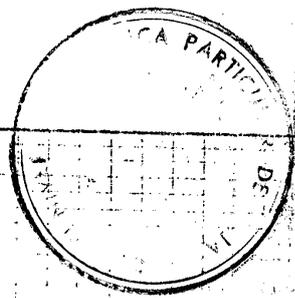
DESCRIPCION	Proce- dena	DIAMETRO 1	CANTIDAD			PRECIO FOB		MATERIALES LOCALES		INSTALACION S/	
			Neto 2	Extra 3	Total 4	Unitario 5	Total 6 4x5	Unitario 7	Total 8 4x7	Unitario 9	Total 10 4x9
Tuberia de Asbesto Cemento Clase 100											
Tuberia Plastico en Camp.	Soja	2"			441	305	134.505			12	5.292
" " " " " "	Soja	1 1/2"			179	198	35.442			12	2.148
" " " " " "	Soja	1"			175	96	16.800			12	2.100
" " " " " "											
" " " " " "											
" " " " " "											
Uniones de Asbesto Cemento Clase 100											
Uniones Para Plastico		2"			103	28	2884			2	206
" " " " PVC		1 1/2"			129	20	2580			2	258
" " " " " "		1"			70	12	840			2	140
" " " " " "											
" " " " " "											
Cruces de H.F. de extremos lisos											
Cruces PVC		2"			20	20	400			2	40
" " " " " "		1 1/2"			4	16	64			2	8
" " " " " "		1"			1	10	10			2	2
" " " " " "											
" " " " " "											
Tees de H.F. de extremos lisos											
Tees de PVC		2"			3	65	195			2	6
" " " " " "		1 1/2"			6	43	258			2	12
" " " " " "		1"			1	21	21			2	2
" " " " " "											
" " " " " "											
Yes de H.F. de extremos lisos											
Yes PVC		2"			2	65	130			2	4
" " " " " "											
" " " " " "											
Taponos de H.F. de extremos lisos											
Taponos PVC		2"			14.0	48	672			2	28
" " " " " "		1 1/2"			6.0	25	150			2	12
" " " " " "											
" " " " " "											
TOTAL							194.951				10.258

AGUA POTABLE DE Chiguipitamba RED DE DISTRIBUCION
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

	Descripción	Peso Tons.	GASTOS EN DOLARES			GASTOS EN SUCRETES			Total
			Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	
A	Tuberías y accesorios de A.C.								
	" de H.F.								
	Accesorios de H.F.								
	Válvulas de								
	Válvulas de								
	Hidrantes								
	Varios materiales importados								
	SUMAN LOS GASTOS (A)								
B	Accesorios de H.F. local								
	Hidrantes local								
	Varios materiales de compra local								
	Obras civiles		4757.5	1.20	40.40	271.103	27.110.30	108.441.2	406.654.
	Obras provisionales					137.16		137.016	137.016
SUMAN LOS GASTOS (B)								543.670.5	
RESUMEN:									
	Subtotal				543.670.50				
	Imprevistos 10%				54.367.05				
	SUMAN				598.037.55				
	Equivalencia en sucretes de los gastos en dólares a razón de..... sucretes por dólar.								
	TOTAL	S/							
		%							

AGUA POTABLE DE Chaquibamba RESERVA

PRESUPUESTO DE TUBERIAS Y ACCESORIOS



RUBRO	Procedencia	Diametro m.m.	Cantidad	Peso Kgs.		Precio (Dolares)		Materiales		Gastos (Dolares)
				Unit.	Total	Unit.	Total	Unit.	Total	
Tramo de tubo HG-ER L=0.80	Loja	ø 2"	0.80							80.00
Tramo de tubo HG-ER	Loja	ø 2"	0.40							40.00
Tramo de tubo HG-ER	Loja	ø 2"	2 x 0.20							40.00
Codo de HG ø 2"	Loja	ø 2"	3							420.00
Universal HG ø 2"	Loja	ø 2"	1							150.00
Repl. tubo HG	Loja	ø 2"	2 x 0.10							20.00
Tramo de tubo PVC	Loja	ø 2"	0.75							100.00
Tramo de tubo PVC	Loja	ø 2"	2 x 1.20							240.00
Tramo de tubo PVC	Loja	ø 2"	0.90							100.00
Reducción de PVC de 3" a 2"	"	ø 2"	1							70.00
Valvula Roscada de ø 3"	"	ø 2"	1							800.00
Valvula Roscada de ø 2"	"	ø 3"	1							660.00
Tramo de tubo de 1.00	"	ø 3"	1.00							100.00
Tramo de tubo de 0.60	"	ø 2"	1							60.00
Tramo de tubo de 0.80	"	ø 3"	1							200.00
Tramo de tubo de 0.30	"	ø 3"	1							40.00
Tramo de tubo de 0.60	"	ø 3"	1							100.00
Tapa Sanitaria	"	ø 2"	1							900.00
Campana de desborde	"	ø 3"	1							500.00
Codo HG 90° ø 2"	"	ø 2"	3							720.00
Universal HG ø 3"	"	ø 3"	1							400.00
Cementeras	"	ø 2"	2							200.00
Universal HG ø 2"	"	ø 2"	2							150.00
Valvula Roscada ø 2"	"	ø 2"	1							660.00
Respiradero	"	ø 2"	1							300.00
Codo HG 90° ø 2"	"	ø 2"	4							160.00
Repl. tubo HG	"	ø 2"	2 x 0.10							54.00
Tramo de tubo HG-ER	"	ø 2"	2 x 0.40							80.00
Tapa Sanitaria	"	ø 1/2"	1							900.00
Tubo de excalera # C ø 1 1/2"	"	ø 20c	6 uds							340.00
Tubos de cemento para drainage	"	ø 20c	66							1980.00
										9774.00

9774 x 2 = 19548 ✓

AGUA POTABLE DE Cajamansi Parícuta RESERVA
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO DE 2 tanques de Reserva - CAMARA

IMPORTACIONES	Descripción	Peso Tons	D O L A R I S			S U C R E S			
			M A T E R I A L E S		T r a n s p o r t e s	M A T E R I A L E S		M a n o d e O b r a	T o t a l
			Materiales	Transportes		Total	Materiales		
A	Tuberías y accesorios de A.C.								
	- de H.F.								
	- de acero y uniones Dresser								
	- y accesorios de H.G.								
	- y accesorios de cobre								
	Accesorios de H.F.								
	Válvulas de								
	Válvulas de								
	Medidores de gasto								
	Varios materiales importados								
	SUMAN LOS GASTOS (A)								
B	Tubería y accesorios de H.G.					15.548	7200	3.000	19.748
	Tubería de cemento					3.960	1200	600	5.760
	Accesorios de H.F. local								
	Varios materiales de compra local					8533.46			8533.46
	Obras civil					170.669.23	10.000	68267.69	248936.92
	Obras provisionales					5000	2.000	1000	8000
	SUMAN LOS GASTOS (B)								\$ 290.978.38
RESUMEN :									
	Subtotal								290.978.38
	Imprevistos 5%								14.548.918
	SUMAN								305.527.29
	Equivalencia en sucres de los gastos en dolares a razón de _____ sucres por dolar								
	TOTAL S/								\$ 305.527.29
	%								

2 x 305.527.29 = \$ 611.054.58

AGUA POTABLE DE C. Huquiribamba TRATAMIENTO
 PRESUPUESTO DE OERA CIVIL (Continuación) de Filtros.

RUBRO	Unidad	Precio					
		Unitario	Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total	Cantidad
Vidrios y colocación	M ²						
Instalación agua potable							
- desagues ϕ 2.0 cu	m/l	55.00	25.00	1,375.00			
- luz electrica							
Semifubos							
Escaleras							
Pasamanos							
Pajos de hierro							
Antojas							
Cerramientos de malla (Tipo)							
" "							
" "							
Camino de acceso			4.000	4.000			
Pozos recolectores	>	12.000	2	24.000			
Tanques recolectores							
Lavabo							
Inodoro							
Urinario							
TOTAL				*489.142,15			
Estimación de:							
Gastos de materiales locales	10%			48.914,22			
" " mano de obra	60%			*293.485,29			

Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias

AGUA POTABLE DE Chaquiribamba TRATAMIENTO
 PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL de Filtros

RUBRO	Unidad	Precio		Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total
		Unitario							
Trabajos previos <u>Limpieza</u>	Global	10.00		169.00	1.690.00				
Excavación	M3	50.00		200.00	10.000.00				
"	M3								
Cimientos de #° Cielopeo	M3	984.06		14.20	13.973.65				
Reellenos de grava (base apisonada)	M3	65.00		12.60	819.00				
Drenajes ϕ 10 cm	ML	30.00		60.00	1.800.00				
Empedrado	M2	30.00		65.00	1.950.00				
Entubados	M2				1.000.00				
Aterraje terreno jardines etc.	M2				4.000.00				
Mampostería de piedra	M3								
" " "	M3								
" " ladrillo	M3								
Repleno de grava	M3								
Hormigón ciclopeo	M3								
" "	M3								
" simple 1:2:4	M3	1.670.00		74.51	124.431.70				
" " 1:3:6	M3								
Hierro (material y mano de obra)	kg	2.080.00		74.51	154.980.80				
Encofrados	M2	85.00		377.20	32.062.00				
Cielos rasos de	M2								
" " "	M2								
Cubierta de	M2								
" " "	M2								
Enlucidos con mortero tipo	M2	85.00		467.00	39.695.00				
" " "	M2								
Impermeabilización de <u>Brea</u>	M2	30.00		63.00	1.890.00				
" " "	M2								
Barrederas de	ML								
Pisos baldosa nacional	M2								
" de cemento	M2								
Zoclos de	M2								
<u>Vigas Prefabricadas</u>	M2	300		200	60.000.00				
Enlucidos exteriores	M2								
" interiores	M2								
Pintura de aceite	M2								
" " cemento	M2								
" "	M2								
Juntas de construcción	ML	45.00		55.00	2.475.00				
Puertas de	M2								
" "	M2								
Ventanas de	M2								
" "	M2								
Marco y tapamarcos	ML								
Cerraduras	CA								
<u>Colocación de Vigas Prefabricadas</u>		50.00		200	10.000.00				

AGUA POTABLE DE Chuquiribamba CONEXIONES DOMICILIARIAS

PRESUPUESTO POR MATERIALES

Nota: Conexión con tubería de Plástico

MATERIALES IMPORTADOS	CANTIDAD	PESO Kg.		COSTO CIF \$	
		UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
TOMAS DE INCORPORACION de cobre con rosca Mueller iguales o similares a Mueller H-10045					
de 1/2" de Ø					
de 3/4" de Ø					
de 1" de Ø					
LLAVES DE ACERA con conexiones para tubería de plástico igual o similar a Mueller H-10203					
de 1/2" de Ø	195	120		120	23400
de 3/4" de Ø	5	150		150	750
de 1" de Ø					
LLAVES DE PASO angulares SIN manilla iguales o similares a Mueller H-14265					
de 1/2" de Ø (a 1 por conexión)	195	160		160	31200
de 3/4" de Ø "	5	190		190	950
de 1" de Ø "					
LLAVES DE PASO angulares CON manilla iguales o similares a Mueller H-8130					
de 1/2" de Ø (a 1 por conexión)					
de 3/4" de Ø "					
de 1" de Ø "					
ADAPTADORES PLASTICOS (Machos de inserción) iguales o similares a F-J-Meyer 12 P-A					
de 1/2" de Ø (a 4 por conexión)	195	20		20	3900
de 3/4" de Ø "	5	20		20	100
de 1" de Ø "					
BRIDAS RECTAS DE H.G.					
de 1/2" de Ø (a 2 por conexión)					
de 3/4" de Ø "					
de 1" de Ø "					
ABRAZADERAS DE ACERO INOXIDABLE					
de 1/2" de Ø (a 4 por conexión)	390	23		23	8970
de 3/4" de Ø "	10	25		25	250
de 1" de Ø "					
TUBERIA DE H.G. - Astr. - 120 a un promedio de 2 m. por conexión					
de 1/2" de Ø	195	28		28	5460
de 3/4" de Ø	5	30		30	150
de 1" de Ø					
CODOS DE H.G. de 90°					
de 1/2" a 1 por conexión	780	14		14	10920
de 3/4" a 1 por conexión	20	16		16	320
de 1" a 1 por conexión					
INSERTADORES de tomas de incorporación					
de 1/2" de Ø similares a Mueller 88635					
de 3/4" de Ø " " " 88637					
de 1" de Ø " " " 88638					
					86370

Sigue.....

AGUA POTABLE DE C. Huquiribamba CONEXIONES DOMICILIARIAS

PRESUPUESTO POR MATERIALES (Continuación)

Nota: Conexión con tubería de plástico



MATERIALES IMPORTADOS	CANTIDAD	PESO Kg.		COSTO CIF \$	
		UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
BRUCA-MACHUELO Combinados para ser usados con máquina perforadora Mueller tipo "B" o similar en tubería de A.C. de 100 a 400 mm de diámetro					
de 1/2" de Ø similares a Mueller					
de 3/4" de Ø " " "					
de 1" de Ø " " "					
BRUCA-MACHUELO Combinados para ser usados con máquina perforadora Mueller tipo "B" o similar en tubería de A.C. de 100 a 400 mm de diámetro					
de 1/2" de Ø similares a Mueller					
de 3/4" de Ø " " "					
de 1" de Ø " " "					
MONTURAS para cesentar la máquina tipo B sobre tubería de A.C. clase 100					
de 50 mm. similares a Mueller					
de 100 mm. " " "					
de 150 mm. " " "					
de 200 mm. " " "					
de 250 mm. " " "					
de 300 mm. " " "					
de 350 mm. " " "					
de 400 mm. " " "					
PIEZAS con rosca Mueller para extraer tomas de incorporación					
de 1/2" de Ø similares a Mueller					
de 3/4" de Ø " " "					
de 1" de Ø " " "					
MEDIDORES DE AGUA CON ACOPLER tipo... iguales o similares					
de 1/2" de Ø (u 1 por conexión)	195	1100		1100	214.500
de 3/4" de Ø	5	1500		1500	7.500
de 1" de Ø					
CADENAS DE EXTENSION para tuberías de hasta 600mm igual o similar a Mueller 80000					
ESPACIADORES para la cadena iguales o similares a Mueller 40321					
ESCARIADORES para tubos de H.G.					
SELLOS de plomo con alambre					
TENAZAS para sellos					
GRASA para perforar, en tarros de 1 libra					
					222.000
SUMAN LOS MATERIALES IMPORTADOS					

Acumul: 308.370

Sigue...

AGUA POTABLE DE C Huquiribamba CONEXIONES DOMICILIARIAS

PRESUPUESTO POR MATERIALES (Continuación)

Nota: Conexión con tubería de plástico

MATERIALES LOCALES	CANTIDAD	PESO Kg.		COSTO CIF \$	
		UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
COLLARES para tubos de A.C., Ø 50 mm. con perforación y rosca Mueller o similar					
de 1/2" de Ø	195	105		105	20.475
de 3/4" de Ø	5	120		120	600
de 1" de Ø					
TUBERIA DE PLASTICO de baja densidad, a un promedio de 8 mts. por conexión.					
de 1/2" de Ø	1560	12.00		12.00	18.720
de 3/4" de Ø	40.5	14.50		14.50	580
de 1" de Ø					
MAQUINA PERFORADORA y roscadora para trabajar en seco igual o similar a Mueller tipo "J"					
MAQUINA PERFORADORA y roscadora para trabajar a presión similar o igual a Mueller tipo "B"					
LLAVES DE CRUZ de 90 cm. de largo para operar llaves de acero.	200	10.00		100	20.000
CAJAS DE ALUMINIO para llaves de acero	100	10.00			
CAJAS DE ALUMINIO para llaves de paso	20	10.00			
CAJAS DE MADERA para medidores	100	10.00			
SUMAN LOS MATERIALES LOCALES					60.375
MANO DE OBRA PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS				200	40.000

100.375

Nota. Ver resumen en la siguiente página.

AGUA POTABLE DE C. Huquiribamba CONEXIONES DOMICILIARIAS
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

DESCRIPCIÓN	Presupuesto	EN DÓLARES			EN SUCRETES			Total
		Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de obra	
A								
Tuberías y accesorios de H.G.								
" y accesorios de cobre								
Medidores domiciliarios								
Herramientas								
Varios materiales importados					308.370	510.000	30.000	348.370
SUMAN LOS GASTOS (A)								348.370
B								
Tuberías y accesorios de H.G.								
y accesorios de Plástico								
Accesorios de H.F. local								
Herramientas local y arriendos								
Varios materiales de compra local					60.375	3.000	40.000	103.375
Mano de obra								
Grupos generadores								
SUMAN LOS GASTOS (B)								103.375
RESUMEN:								
Subtotal:				451.745				
Imprevistos	5%			22.587.25				
SUMAN				474.332.25				
Equivalecia en sucretes de los gastos en dólares a razón de ... sucretes por dólar.								
TOTAL	5%							
	%							

AGUA POTABLE DE C Huguiribamba EQUIPOS Y HERRAMIENTAS
 PRESUPUESTO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTID	PESO TOTAL Kg.	COSTO FOB (Dolares)		COSTO (Suces)	
				UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
Camión volquete de Ton							
Camión de Ton.							
Comioneta de 3/4 Ton (arriendo)	1	10 meses				9.000 ⁰⁰⁰	90.000
Mezcladora a motor para hormigón de 1/2 sacos de capacidad	1	5 meses				4.000 ⁰⁰	20.000
Idem. de sacos de capacidad							
Vibradores con motor a gasolina y manguera de pies de largo, con cabezales de repuesto	1	4 meses				4.000	16.000
Soldadora eléctrica de amperios con motor de gasolina	1	3 meses				3.000	9.000
Electrodos							5.000 ⁰⁰
Soldadora autógena							
Bomba para oclicar de 2 1/2" con motor de gasolina y mangueras de succión e impulsión							
Idem. de pulgadas							
Bomba con manómetro y accesorios para probar tuberías, con presiones hasta de 20 atm.							
Carretillas de acero		5				1200	6.000 ⁰⁰
Zapopicos de lbs		20				140 ⁰⁰	2.800
Picos de doble pico de lbs.							
Borras de 16 lbs.							
Borras de 14 lbs		10				300	3.000
Pulsa redondas de manilla		10				110	1100
Pulsa cuadradas de manilla		10				120	1200
Baldes de construcción		6				60	360
Varietal							
Scopete a gasolina de 1/4 gasolina							
Lámparas de gasolina							
Linternas de pila							
Esmeriles de mano completos y dos piedras de repuesto c/u							
Mecheras para señales nocturnas							
Tranqueras con inscripción							
Llaves de cruz con cuadro de cm. de largo para operar válvulas							
Llaves para operar hidrantes							
Polea diferencial de Ton capacidad							
Polea							
Cabo de manito de 1/2"	mts	20				12	240
Idem 3/4"							
Gotes de fricción para instalación de tubería de asbesto-cemento							
Herramientas para realizar la unión de tuberías y accesorios de A-C							154.700

AGUA POTABLE DE Chuquiabamba EQUIPOS Y HERRAMIENTAS
PRESUPUESTO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS (Continuada)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTID	PESO TOTAL Kg	COSTO FOB (Dolares)		COSTO (Sucrea)	
				UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
Cortadores con 3 juegos de cuchillos de repuesto para tubos de A.C. hasta de m.m.							
Idem. hasta de m.m.							
Idem. para tubos de H.F. hasta de m.m.							
Idem. hasta de m.m.							
Idem para tubos de H.G. hasta de m.m.							
Torneadoras con 3 juegos de cuchillos de repuesto para tubos de A.C. hasta de m.m.							
Idem hasta de m.m.							
Mordaza de cadena con capacidad para tubería hasta de 6" m.m.	1	1				4.000	4.000
Mordaza con capacidad para tubería hasta de 2"	1					5.00	5.00
Idem. hasta de pulgadas							
Terraños para tubería, completas con 3 juegos de dados cada uno, de 1" a pulgadas	1	1				3.800	3.800
de 1/2" a 1"	1	1				2.000	2.000
Escarificadores para tubería de acero hasta de 2"							
Enteralla de pulgadas							
Idem. pulgadas							
Arcos de sierra	1	4				120	480
Hojas de sierra de 12"		20				15	300
Llaves para tubería 6"	1	2				250	500
Idem 8"							
Idem 10"							
Idem 12"							
Idem 14"							
Idem 16"							
Idem 24"							
Idem 36"							
Idem 48"							
Llaves de cadena para tuberías hasta de mm							
Idem hasta de mm							
Llaves pico de loro de 8"							
Idem 10"							
Idem 12"							
Idem 15"							
Martillos de bola de 2 lbs.		2				120	240
Idem lbs							
Martillos pala de cobre de 1/2" lb							
Martillos combos de 4 lbs.		4				200	800
Idem 8 lbs.		4				350	1400
Garruchos de cm. de largo		2				150	300
Tenazas (picas) de 6"		2				70	140
Idem 8"							

AGUA POTABLE DE C. Huquiribamba EQUIPOS Y HERRAMIENTAS
 PRESUPUESTO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS (Continuación)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTID.	PESO TOTAL Kg.	COSTO FOB (Dolares)		COSTO (Suces)	
				UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
Tenazas (playas) de 10"							
Destornilladores de 6"							
Idem. 8"							
Idem. 10"							
Idem. 12"							
Limas planas de grano medio de 10"							
Idem. de							
Limas media caña de grano grueso, de 10"							
Idem. de							
Limas redondas de grano medio de 10"							
Idem. de							
Limas triangulo de grano fino de 8"							
Idem. de 10"							
Idem. de							
Lubricantes para uniones de A.C.		10				40	400
Juegos de llaves de boca de							
" " " "							
Liantas							
"							
Herramientas varios							
SUMAN							169.460

NOTA: Ver resumen del presupuesto de Equipos y Herramientas en las siguiente pag.

RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

	Descripción	Peso Tons	GASTOS EN DÓLARES			GASTOS EN SUCRETES			
			Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	Total
A IMPORTACIONES	Vehículos								
	Equipo de bombeo								
	Equipo de construcción								
	Herramientas								
	Varios materiales importados								
	SUMAN LOS GASTOS (A)								
B LOCAL	Equipo de construcción (arriendo)					135.000	5.000	50.000	190.000
	Herramientas local y arriendos					34.460	1.000	4.000	39.460
	Materiales de taller							5.000	5.000
	Varios materiales de compra local								
	SUMAN LOS GASTOS (B)								234.460
RESUMEN:									
	Subtotal		234.460						
	Imprevistos		10.000						
	SUMAN		244.460						
	Equivalencia en sucres de los gastos en dólares a razón de sucres por dólar								
	TOTAL	S/							
		%							

AGUA POTABLE DE **Chuquibambá** OBRAS ANEXAS
 PRESUPUESTO DE OBRA CIVIL - CASA DEL GUARDIAN Y CASA DEL OPERADOR

DESCRIPCION	Unidad	Precio Unitario	CASA DEL GUARDIAN		CASA DEL OPERADOR	
			Cantidad	Precio Total	Cantidad	Precio Total
1 Trabajos previos	Global			3.000		
2 Excavación	m ³	50.00	90.00	4.500		
3 Relleno con	m ³					
4 Cimientos de H° Ciclopés	m ³	984.06	15.2	14.957.71		
5 Mampostería de Ladrillo	m ³	180.	138.00	24.840		
6 Hormigón tipo Armado para Losa	m ³	3750	16.76	62.850		
7 Hormigón tipo	m ³					
8 Hierro (material y mano de obra)	kg					
9 Encofrados	m ²	45.00	127.60	5.742		
10 Muecas de (Losa alivianada)	c/u					
11 Enlucido con mortero tipo y alisado	m ²	50.00	127.60	6.380		
12 Enlucido con mortero tipo sin alisar	m ²					
13 Impermeabilización (mortero tipo 6 y Sika N°1)	m ²					
14 Pisos de baldosa nacional	m ²	60.00	58.50	3.510		
15 " " vinyl	m ²					
16 " " granito	m ²					
17 " " madera	m ²	200	31.50	6.300		
18 Pavimento de asera con cemento de color	m ²					
19 Zocalos de baldosa nacional	m ²					
20 " " azulejo	m ²					
21 Pintura de caucho	m ²	25	650	16.250		
22 " " cemento	m ²					
23 " " calamina	m ²					
24 " " aceite	m ²					
25 Barrederos de Pao	m	10	320	3.200		
26 Puertas de madera triplex (4mm)	m ²	1000	6	6.000		
27 Puertas de baño	m ²	600	1	6.00		
28 Ventanas de #1070	m ²	800	7	5.600		
29 Marcos de laurel	m ²					
30 Tapamarcos de laurel	m					
31 Closeta	m ²	200	4.00	800		
32 Muebles de	m ²					
33 Vidrios de 3mm. (material y mano de obra)	m ²					
34 Malla de aluminio	m ²					
35 Cerraduras - llave-llave	c/u	400	7	2.800		
36 " manubrio con seguro	c/u					
37 Material para instalación de agua potable	Global			5.000		
38 Mano de obra " " "	punto					
39 Material para instalación de desagües	Global					
40 Mano de obra " " "	punto					
41 Material para instalaciones eléctricas	Global			5.000		
42 Mano de obra " " "	punto			2.000		
43 Servicio higiénico de tanque	c/u	2.000	1	2.000		
44 Lavabo	c/u	1.200	1	1.200		
45 Ducha y accesorios para baño	Global	400	1	400		
46 Lavadero de cocina	c/u	400	1	400		
47 Brique ornamentales	m ²					
48 Jardinera	m					
49 Ardex gris de 8"	Plancha					
50 Alambre N° 8	lbr.					
51 Escaleras	c/u					
52 Pasamanos de	m					
53 Rejas de hierro	m ²			2.000		
54 Arreglo del terreno	m					
55 Cerramiento	m					
56						
57						
58						
59						
60						
61						
62						
63						
SUB-TOTAL				185.329.71		
Varios e imprevistos				18532.97		
TOTAL				203862.68		

AGUA POTABLE DE CHUQUIBAMBA OBRAS ANEXAS
PRESUPUESTO DE ARREGLOS EXTERIORES

DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario S/	Precio Total S/
Replanteo y colocación de ejes.	Global			
Desbroce y limpieza	m ²			
Excavación	m ³			
Malla en	m ³			
Hormigón cilíndrico	m ³			
Hormigón simple	m ³			
Encofrados	m ²			
Hierro (material cortado, doblado y colocado)	kg			
Mampostería	m ³			
Cintas galvanizadas	mt			
Encepado	m ²			
Caminos de circulación de vehículos (lastrado) mt de ancho	mt			
Veredas de circulación de peatones (lastrado) mt de ancho	mt			
Pisos pavimentados	m ²			
Escaleras de acceso de hormigón simple mt de ancho	mt			
Escaleras de acceso de mampostería mt de ancho	mt			
Pasamanos de hierro	mt			
Espejo de agua, Obras ornamentales, etc	Global			
Cerramiento de malla tipo <i>Para Planta de Tratamiento</i>	mt	98.00	1200	117.600
Puerta de malla para peatones	c/u			
Puerta de malla para vehículos	c/u			
Camino de acceso de 4 mt de ancho	Global			50.000
S U M A N				167.600
Imprevistos				16.760
T O T A L				184.360

AGUA POTABLE DE C. Huquirimbamba OBRAS ANEXAS

FRESUPUESTO DE TUBERIAS Y ACCESORIOS de Casa del Guardian

RUBRO	Proce. Dimetro m.m	Cantidad		Peso Kgs.		Precio (Dolares)		Gastos (Suces)		
		Est.	Total	Unid.	Total	Unid.	Total	Unid.	Total	
Instalaciones sanitarias										
Instalaciones de agua potable			4 Puntas					4.000	120	360
Instalaciones electricas			4 Puntas					2.500	600	2400
Acometida de luz			8 Puntas					3.000	250	2000
Insolero de tanque bajo			4 Puntas					2.000	250	1000
Lavabo			1					2.000		200
Fragadero de cocina			1					1.400		200
Flabes de Manguera			12					400		100
Mangueras para conexion			12					400		1600
Polietileno de ϕ 1/2			40 mts					40		480
								480		300

AGUA POTABLE DE Chuguribamba OBRAS ANEXAS

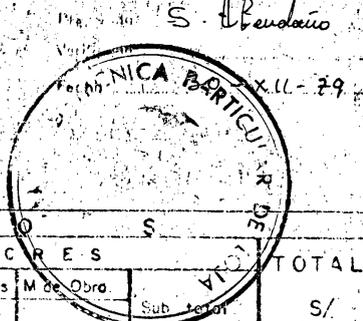
RESUMEN POR MATERIALES DEL PRESUPUESTO

	Descripción	Peso Tons	GASTOS						
			EN DOLARES			EN SUCRES			
			Materiales	Transportes	Total	Materiales	Transportes	Mano de Obra	Total
IMPORTACIONES	Tuberías y accesorios de A.C.								
	" de H.F.								
	" y accesorios de H.G.								
	Accesorios de H.F.								
	Válvulas de								
	Válvulas de								
	Varios materiales importados								
	SUMAN LOS GASTOS (A)								
LOCAL	Tubería y accesorios de H.G.					16.220	1.000	8.640	2.250
	Tubería de cemento								
	Accesorios de H.F. local								
	Varios materiales de compra local								
	Obras ^{de} civil								20386
	Obras provisionales								184.3
	SUMAN LOS GASTOS (B)								414.082
RESUMEN :									
	Subtotal								414.082.68
	Imprevistos 10%								41.408.27
	SUMAN								455.490.95
	Equivalencia en sucres de los gastos en dólares a razón de..... sucres por dolar.								
	TOTAL S/								
	%								

PRESUPUESTO DE DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRACION

DESCRIPCION	Cantidad	Costo en (Dolares)		Costo en (Suces)	
		Unitario	Total	Unitario	Total
A DIRECCION TECNICA :					
Ingeniero a \$/ 14.000 c/mes, x 10 meses x 13/12	1			14.000.00	140.000
Ingenieros Ayudantes a \$/ 9.000 c/mes, 10 meses	1			9.000.00	90.000
Carreteras a \$/ 120 c/mes, 4 meses	4			3600	59.600
Plumeros a \$/ 4.200 c/mes, 10 meses	2			4.200	84.000
Supervisor 10 meses	1			5.000.00	50.000
a) SUMAN LOS GASTOS DE PERSONAL					
Aportes, Bonificaciones, etc. 47%					421.600
Subsidio Familiar a \$/ 500 c/mes x 10 meses x 13/12 x 9 personas	9				198.152
Subsistencia a \$/ 500 c/mes x 10 meses x 13/12 x 9 personas	9				48.749
					56.250
b) SUMAN LOS GASTOS DE PERSONAL ADICIONALES					
ECUIPO DE INGENIERIA :					
Nivel	1				45.000
Tecodolito	1				85.000
Cintas	6			600	3.600
Jalones	4			200	800
Nivelas	3			5.000.00	15.000
Litros de campo	12.000			30.000	360.000
Flexómetros	6			60.000	360.000
Cronometro	1			6.000	6.000
Transporte de equipos					40.000
c) SUMAN LOS EQUIPOS DE INGENIERIA					
SUB-TOTAL DE DIRECCION TECNICA (a+b+c)					
B ADMINISTRACION					
Cocero a \$/ 5.000 c/mes, x 10 meses, x 13/12				5000.00	54.166
Bodguero a \$/ 3.600 c/mes, x 10 meses, x 13/12				3.600.00	39.000
d) SUMAN LOS GASTOS DE PERSONAL					
Aportes, Bonificaciones, etc. 45%					93.166.6
Subsidio Familiar a \$/ 300 c/mes, x 10 meses, x 13/12 x 9 personas					41.925
Viajes durante reemplazos (1 mes c/año)					29.250
Contabilidad, Auditoria y Administración Centrales (5%)					35.800
Arriendo de locales (meses)					4.658
Correo, Telegrafo y Telefono				3.000	30.000
e) SUMAN LOS GASTOS DE ADMINISTRACION ADICIONALES					
EQUIPO DE OFICINA					
Escritorio					8.000
Sillas					10.000
Mesa de dibujo					5.000
Librero					4.000
Archivadores					8.000
Maquina sumadora					3.000
" calculadora					4.000
" de escribir					3.500
Aguradora					300.00
Perforadora					200.00
Utiles de escritorio					500.00
Engrampadora					200.00
Lampara escritorio					2.000
Transporte equipo					2.000
f) SUMAN LOS EQUIPOS DE OFICINA					
SUB-TOTAL DE ADMINISTRACION (d+e+f)					
SUB-TOTAL DE DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRACION					
Imprevistos Generales					
Equivalencia en Suces de los gastos en Dolares a razón de Suces por Dolar					
TOTAL DE DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRACION					
ESTIMACION DE Gastos de Materiales 10%					
Gastos de Mano de Opra 10%					

Septiembre - 58



AGUA POTABLE DE

Chuguribamba

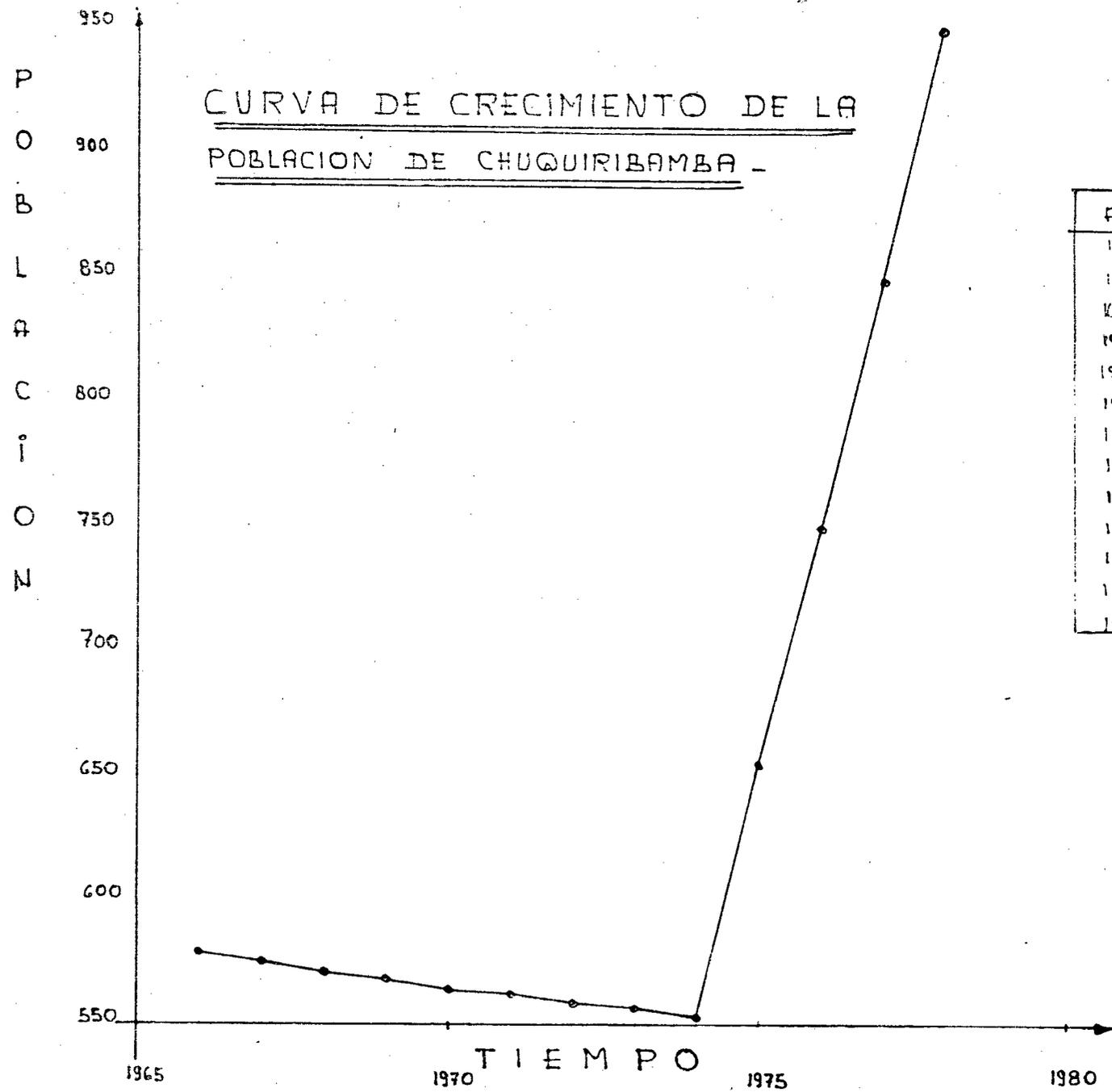
RESUMEN GENERAL DEL PRESUPUESTO TOTAL POR PARTES DE LA OBRA

RUBROS	Características	Cantidad EN ANEXOS N.º	D O L A R E S				S U C R E S				TOTAL S/	
			Materiales	Transporte	Subtotal		Materiales	Transportes	M de Obra	Subtotal		
					S//	S/ *						a
										a + b		
CAPTACIONES	Foros											
	Mantenciones											
	Tomas en río											
	Bombas											
	h = m; Q = l/s	bombas										
Subtotal								108.638,89	10.000	6.000	124.638,89	124.638,89
ADUCCIONES	Ø = 1 1/2" mm.	845,83 m.										48.212,31
	Ø = 3/4" mm.	172,61 m.										8.288,16
	Ø = mm.	m.										
	Subtotal (m.)											
TRATAMIENTO	Sedimentadores	m ²										
	Aeradores	u										
	Floculadores	u										
	Ablandamiento	—										
	Estabilización											
	Filtros lentos	m ²										
	Filtros Rápidos	m ²						489.142,15	20.000	70.000	579.142,15	579.142,15
	Cloración	Kg/d.						51.000	200	400	51.600	51.600
	Floculación	Kg/d.										
	Subtotal											
RESERVA	m ³	u										
	m ³	u										
	Subtotal (40.72 m ³)											
Red Ø 500	mm.	Km.										
Conexiones Domiciliarias	195	u						214.500	2.000	5.000	221.500	221.500
Equipos y herramientas		Ton						169.460	4.000		173.460	173.460
Obras provisionales												300.000
Org. oficina Agua Potable												250.000
Direcc. tecn. y administración								743.138,66			743.138,66	743.138,66
Total S// y S/												3065034,6
%												100
COSTO TOTAL						SUCRES		* TIPO DE CAMBIO S// 1.00 = S/				

- NOTAS 1. — Omítense decimales y ceros decimales en las cifras de GASTOS. Valores de % con 1 decimal
2. — Los datos siguientes, y los del cuadro se refieren a último año (20) del periodo de diseño (20) años: POBLACION SERVIDA = 1557.0 HABITANTES
CAUDAL INSTALADO = 3.4 LITROS POR SEGUNDO
3. — Este presupuesto será válido mientras no cambien precios, salarios o tipo de cambio
4. — Los datos con * corresponden al último año de una etapa de años

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

- | | |
|--|---------------------------------|
| Manual de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado | Universidad Central del Ecuador |
| Ingeniería Sanitaria: Tomo I y II. | Fair - Geyer |
| Diseño Hidráulico | Krochin Sviatoslav |
| Ingeniería Sanitaria aplicada a Saneamiento y Salud Pública ... | Unda Opazo Francisco |
| Curso sobre Plantas de Tratamiento de Agua Potable. Tomos I y II | O. P. M. ; O. M. S. |
| Control de Calidad y Tratamiento del Agua | American W. W. Association |
| Mecánica de los Fluidos | Streeter |
| Ingeniería Ambiental | Izurieta Edmundo |
| Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. | Giles U. Ranald |
| Hormigón Armado | Losser |
| Cálculos de Construcción | Compañy Manuel |
| Hormigón Armado: Tomo I y II | Jiménez Montoya |
| Redes de Agua Potable | Munizaga Díaz Enrique |



AÑO	POBLACION PROBABLE
1966	578
1967	575
1968	571
1969	568
1970	565
1971	562
1972	559
1973	556
1974	553
1975	652
1976	751
1977	850
1978	950

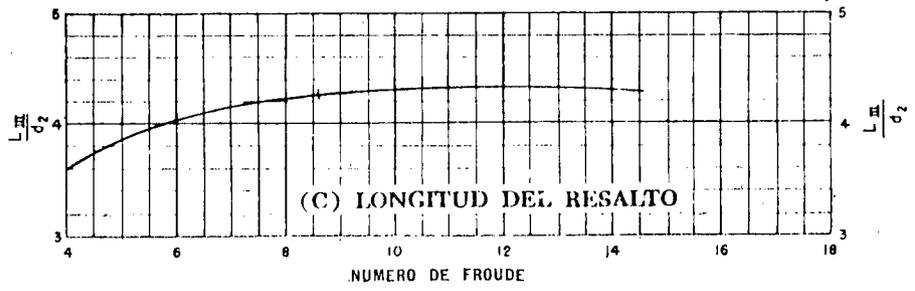


FIG. 207. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude superiores a 4.5

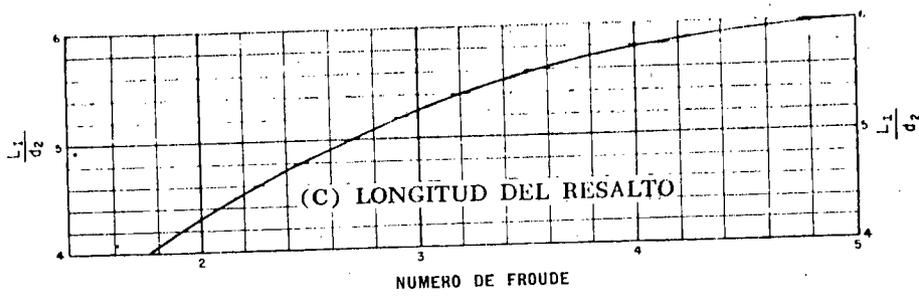


FIG. 205. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude entre 2.5 y 4.5



15 FEB. 1970

Guayaquil, de 1.97.....

Examen de Agua
Nombre: Agua Entubada Procedente de Chauquiriba
ba Simón Abendaño
Solicitado por

RESULTADO:

Muestra # 3.-Negativo para Grupo Coliforme
no hay parásitos .- NMP = 21

Muestra # 4. Negativo para Grupo coliforme
no hay parásitos .- NMP = 25

Jefe de Laboratorio



INSTITUTO NACIONAL DE HIGIENE
"LEOPOLDO IZQUIETA PEREZ"

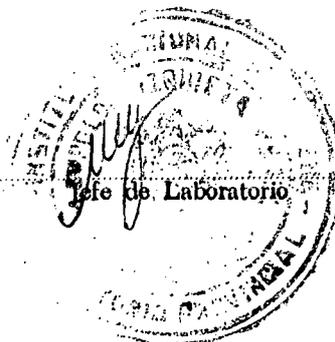
Loja, 24 de Abril de 1979

Examen de Agua
Nombre Agua de Quebarada de Jarallagua
Solicitado por Simón Abendaño

RESULTADO:

Muestra N° 1.- Agua de Quebarada de Jarallagua
Precedente de Chuquiribamba.-Positiva para Grupo
Coliforme N.M.P. igual a 20

Muestra N° 2.- Agua de Quebarada de Jarallagua
Precedente de Chuquiribamba.-Positiva para Gru
po coliforme. N.M.P. igual a 13



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
FACULTAD DE AGRONOMIA Y VETERINARIA
DEPARTAMENTOS DE SUELOS Y QUIMICA

ANALISIS DE AGUAS

Nombre del Propietario Simón Abemdaño (IEOS) Proyecto _____
 Nombre del Remitente _____ Fecha de muestreo 18.XII.78
 Dirección _____ Fecha de ingreso al
 Nombre de la zona _____ laboratorio 19.XII.78
 Localización Chuquiribamba Paltas Loja Fecha de salida de
 Parroquia Cantón Provincia los resultados 15.I.79

Fuente

ANALISIS	RESULTADOS	INTERPRETACION	OBSERVACIONES
Nº Laboratorio			
Nº Campo Cloro Libre	0,0		
CE a 25 °C mmhos/cm			
pH	6,9		
Ca ⁺⁺ me/l	2,34		
Mg ⁺⁺ me/l	1,86		
Na ⁺ me/l	0,54		
K ⁺ me/l	0,015		
Suma de Cationes			
PO4 PO4 ⁻⁻⁻ mg/l	0,02		
NO ₃ ⁻ me/l	0,0075		
CO ₃ ⁼ me/l	0,0		
HCO ₃ ⁻ me/l	0,45		
SO ₄ ⁼ me/l	0,0016		
Suma de Aniones			
Cl ⁻ me/l	0,0		
NO ₂ ⁻ me/l	0,0		
O₂ disuelto O ₂ disuelto mg/l	9,2		
Fe mg/l	0,45		
Color	i-colora		
Olor	i-odora		
CO2 CO2 mg/l	2,99		
Sólidos en suspensión %			
Sólidos en solución %			
Sólidos totales %			
Dureza (Ca, Mg, Fe) mg/l	196,74		
Alcalinidad Total mg/l			
Alcalinidad Fenoltaleína mg/l	0,0		

[Signature]
JEFE DE LABORATORIO

RECIBI CONFORME

mevl.-
DPFAV-193-
7-VII-74.-

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LOJA
FACULTAD DE AGRONOMIA Y VETERINARIA

DEPARTAMENTOS DE SUELOS Y QUIMICA

ANALISIS DE AGUAS

Nombre del Propietario Simón Abendaño (IEOS) Proyecto _____
 Nombre del Remitente Simón Abendaño (IEOS) Fecha de muestreo 19.02.79
 Dirección _____ Fecha de ingreso al laboratorio 19.02.79
 Nombre de la zona _____
 Localización Chuquiribamba Paltas Loja Fecha de salida de los resultados _____
 Parroquia Cantón Provincia
 Fuente Quebrada de turullagua

ANALISIS	RESULTADOS	INTERPRETACION	OBSERVACIONES
Nº Laboratorio			
Nº Campo			
CE a 25 °C mmhos/cm			
pH	6.4		
Ca ⁺⁺ me/l	0.586		
Mg ⁺⁺ me/l	0.568		
Na ⁺ me/l	0.28		
K ⁺ me/l	0.0		
Suma de cationes CO ₂ libre mg/l	49.94		
PSS			
NO ₃ ⁻ me/l	0.00725		
CO ₃ ⁼ me/l	0.0		
HCO ₃ ⁻ me/l	0.1		
SO ₄ ⁼ me/l	0.617		
Suma de Aniones PO ₄ ⁻⁻⁻⁻	0.0		
Cl ⁻ me/l	0.0		
NO ₂ ⁻ me/l			
M.O mg/l de O ₂			
Fe mg/l	0.14		
Color	incolora		
Olor	pantanosos		
Turbidez	transparente		
Sólidos en suspensión %			
Sólidos en solución %			
Sólidos totales %			
Dureza (Ca, Mg, Fe) mg/l	58.068		
Alcalinidad Total mg/l			
Alcalinidad Fenoltaleína mg/l	0.0		

JEFE DE LABORATORIO

RECIBI CONFORME

mevl.-
 DPFV-193-
 7-VII-74.-



Cuenca 7 de mayo de 1979

UNIVERSIDAD DE CUENCA

LABORATORIO DE HIDRAULICA

CASILLA Nº 168

Cuenca - Ecuador

RESULTADOS DE ANALISIS FISICO QUIMICO DE AGUA

Muestra : Agua Superficial.

Procedencia: Quebrada de Yachalahua- Chuquiribamba Loja

Fecha de toma: 22 de abril de 1979

Fecha de análisis: 23 de abril de 1979

Condiciones ambientales: Lluvia

Resultados

Turbiedad.....	1.00	U.T- F.T.U
Celer aparente.....	18.00	U.C escala Pt Co
Celer real.....	18.00	" " "
p.H.....	6.30		
Alcalinidad total.....	15.00	Mg/l como C O3Ca
Dureza total.....	20.00	" " "
Ca++.....	10.00	" " "
Mg++.....	10.00	" " "
Hierro total.....	0.06	Mg/l
Manganeso.....	0.00		
Sulfatos.....	11.00	Mg/l SO4
Nitrógeno de Nitratos.....	0.70	Mg/l como N
Nitrógeno de Nitritos.....	Trasas	

Recomendaciones:

Agua de bajo contenido mineral, origen fundamentalmente meteórico, posible caracter agresivo. Se recomienda determinación de Índice de Langelier.

Para análisis bacteriológico (NMP) se recomienda tomar la muestra en frascos estériles de vidrio con tapa esmerilada.

Atentamente

Gale Ordóñez E.

Ing. Gale Ordóñez.E
Jefe de laboratorio.

TIPO DE POLIGONO *Abierto*

Equipo Móvil *B. Personar*
 Zona Mq *Quebrada de Jaralagua*
 Sector de *Chumaitambos*
 Operador *Simón Abendaño*
 Instrumento *SOKKISHO*
 Fecha iniciación *14-11-79*
 Fecha terminación *29-11-79*

Cálculo Sta *Simón Abendaño*
 Fecha de recepción *15-11-79*
 Fecha iniciación cálculo *1-11-79*
 Fecha terminación cálculo *10-11-79*
 Revisó _____
 Ing. _____

OBSERVACIONES SOLARES			
Vértices Lado Base	COORDENADAS		Rumbo Verdadero
	Latitud	Longitud	

Vértice	Longitud del Lado	Angulo Leído en el Vértice	Compensación Angular	Angulo Compensado en el Vértice	Rumbo Compensado	Coseno Rumbo	Seno Rumbo	COORDENADAS PARCIALES						COORDENADAS PARCIALES CORREGIDAS				ACUMULADOS		Vértice
								N+	S-	E+	W-	N+	S-	E+	W-	Latitud	Longitud			
X	156.74				N54° 51' E	0.575719	0.817648	90.238			128.158						1000.00	1000.00	X	
A'	155.87	215° 42'	05"	215° 41' 55"	S89° 27' 05" E	0.009595	0.999954			1.492	155.863						1090.238	1128.158	A'	
H	16.48	180° 26'	05"	180° 19' 55"	S89° 07' 10" E	0.015368	0.997882			0.253	16.478						10.88.746	1284.021	H	
B	77.22	181° 40'	05"	181° 39' 55"	S87° 27' 15" E	0.044218	0.999013			3.430	77.194						1088.493	1300.499	B	
C	47.36	180° 06'	00"	180° 00' 00"	S87° 27' 15" E	0.044218	0.999013			2.104	47.313						1085.063	1377.643	C	
D	20.25	127° 14'	05"	127° 13' 55"	N39° 46' 40" E	0.768532	0.639812	45.563			12.956						1082.959	1424.956	D	
E	63.40	243° 00'	05"	242° 59' 55"	S77° 13' 25" E	0.221147	0.975241			14.021	61.830						1098.522	1437.912	E	
H #1	168.66	170° 00'	05"	169° 59' 55"	S67° 13' 30" E	0.387113	0.922032			65.270	155.510						1084.501	1499.742	H #1	
H #2	467.74	155° 00'	05"	154° 59' 55"	N87° 46' 25" E	0.038818	0.999245	18.179			467.587						1019.211	1656.252	H #2	
H #3	424.00	199° 00'	05"	198° 59' 55"	S73° 13' 40" E	0.288568	0.957460			122.353	405.763						1037.310	2122.839	H #3	
H #4	49.00	238° 40'	15"	238° 39' 65"	S14° 33' 45" E	0.967874	0.251434			47.426	12.320						915.037	2528.802	H #4	
H #5	264.00	163° 30'	05"	163° 29' 55"	S31° 03' 50" E	0.256592	0.515994			226.140	136.222						867.511	2541.123	H #5	
H #6	103.07	180° 00'	00"	180° 00' 00"	S31° 03' 50" E	0.256592	0.515994			88.229	53.147						641.471	2677.344	H #6	
H #7	52.77	280° 18'	05"	280° 17' 55"	S69° 14' 05" W	0.35454	0.935041			18.716							553.242	2730.471	H #7	
D"	348.10	179° 16'	05"	179° 15' 55"	S68° 30' 00" W	0.366501	0.934418			127.579							5.2	281.130	D"	
C"	152.73	173° 00'	00"	173° 00' 00"	S41° 30' 41" W	0.477159	0.878817			72.876							106.947	2357.251	C"	
B"	57.27	154° 30'	00"	154° 30' 00"	S36° 00' 41" W	0.809017	0.587785			46.332							3.171	233.031	B"	
H"																	2.7739	2187.369	H"	

NOTAS

Polígono de quebrada de Jaralagua.

Polígono de Presidencia de Cañaburo.



SUMAR