

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA



**Abastecimiento de Agua Potable y Remoción de Aguas
Servidas de Coishco**

FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO

Lima - Perú

1973

INDICE

	<u>Pág</u>
INTRODUCCION	1
 <u>OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO</u>	
 <u>PRIMERA PARTE</u>	
1. ASPECTOS GENERALES	5
1.1 Servicios Públicos Existentes	7
1.2 Condiciones Metereológicas	8
2. ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS	12
2.1 Estado Sanitario	16
2.2 Desarrollo Urbano	19
3. RECURSOS ACUIFEROS	24
3.1 Hidrografía del Río Santa	24
3.2 Características Hidrológicas del Río Santa .	27
3.2.1 Régimen Hidrológico	31
3.2.2 Control de Calidad de Aguas	39
3.3 Uso Actual del Agua	40
3.3.1 Uso Agrícola	41
3.3.2 Uso Energético	42
3.3.3 Uso Doméstico	43
3.4 Necesidades Agrarias	43

	<u>Pág.</u>
5.2.5 Méto <i>d</i> del Índice de Crecimiento del País	82
5 2.6 Conclusión	83
5.3 Densidad	86
6. SISTEMA DE AGUA POTABLE	87
6.1 Población Servida	87
6.2 Determinación de a Dotación de Diseño	88
6.3 Factores que Afectan el Consumo	93
6.4 Conclusión	96
6.5 Caudales de Diseño	97
6.6 Volumen de Regulación	98
6.7 Consideraciones sobre Volumen para Incendio y de Reserva	100
6.8 Presiones de Diseño	101
6.9 Selección de la Fuente de Abastecimiento ..	103
6.9.1 Factor de Calidad del Efluente	104
6.9.2 Factor de Facilidad de Extracción del Efluente	105
6.9.3 Pozo de Abastecimiento	106
6.9.4 Análisis Físico-Químicos	108

	<u>Pág.</u>
6.10 Tiempo de Bombeo	110
6.10.1 Caseta de Bombeo	111
6.10.2 Equipo de Bombeo	111
6.10.3 Línea de Impulsión	114
6.11 Red de Distribución	119
6.12 Conexiones Domiciliarias	120
6.13 Especificaciones Técnicas	121

SEGUNDA PAR

7. REMOSION DE AGUAS SERVIDAS	131
7.1 Finalidad	132
7.1.1 Contribución	134
7.1.2 Características de las Aguas Servidas.	136
7.2 Colección y Evacuación	136
7.2.1 Evacuación por Gravedad	136
7.2.2 Evacuación por Bombeo	137
7.3 Cálculo Hidráulico	138
7.4 Tipo de Tuberías	140
7.4.1 Forma del Conducto	141
7.4.2 Diámetro Mínimo del Conducto	141
7.5 Pendientes Mínimos	142
7.6 Velocidad	143

	<u>Pág.</u>
7.7 Conexiones Domiciliarias	144
7.8 Disposición Final	145
7.8.1 Solución Recomendada	145
7.8.2 Características del Proceso de Disposición Final	146
7.8.3 Factores que Intervienen en el Proceso de Tratamiento en Lagunas	149
7.8.4 Principales Características de los Factores Físicos	150
7.8.5 Luz, Evaporación, Percolación, Vientos	151
7.8.6 Factores Químicos Nutrientes, pH	152
7.9 Consideraciones de Diseño	153
7.9.1 Ubicación	153
7.9.2 Sistema de Alcantarillado	154
7.9.3 Características del Desagüe a tratar .	155
7.9.4 Criterios para el Diseño	156
GLOYNA	157
MARAIS	158
7.9.5 Instalaciones Previstas	161
Pre-tratamiento, Período de Retención	
Profundidad, Forma, Diques, Taludes,	
Borde Libre, Fondo, Entrada, Salida, Me	

dida del Gasto, Mantenimiento.

7.10 Especificaciones Técnicas	167
BIBLIOGRAFIA	175
ANEXOS	176

INTRODUCCION

Todo egresado universitario desea y busca por los medios puestos a su disposición por la Universidad Peruana, que su proyecto de grado que le permitirá alcanzar el título profesional, sea útil a la sociedad o un aporte a su profesión; el autor de este estudio no es la excepción de la re la.

Estando nuestra nación en vías de desarrollo lo que implica un cambio total de las infraestructuras, se ha ce imperiosamente indispensable abocar nuestros recursos y esfuerzos en el rubro Energético Industrial, es decir en la creación de fuentes de trabajo para elevar el nivel de vida de nuestros compatriotas, pero paralelamente a esta transformación, no se debe dejar de lado lo que se refiere al amplio campo de las infraestructuras sociales en todo su concepto; uno de ellos se refiere a la Salud Pública, dentro de ella se ubica el campo del Saneamiento Ambiental, es d ir el ambiente neto de la Ingeniería Sanitaria.

Sabido es que los agrupamientos humanos han sufrido hondamente los efectos de enfermedades, las que hallaron en el hacinamiento, promiscuidad, en la ausencia total de servicios sanitarios adecuados y eficientes, los aliados favorables para convertirse en las principales cau-

sales del alto índice de mortalidad en ellos.

Recién a partir del siglo XIX en Inglaterra se desarrollan Normas adecuadas para subsanar en parte dichos males, es en este país donde se planta la piedra angular de lo que actualmente es la Ingeniería Sanitaria. Ella valiéndose de la técnica soluciona los problemas del Saneamiento Ambiental. Una de las formas más efectivas de cumplir con estos propósitos es solucionar el problema de Abastecimiento de Agua Potable y de la remoción de Aguas servidas, ya que es la manera más eficiente de evitar la proliferación de las enfermedades hídricas.

Si a una localidad que no cuenta con los más esenciales servicios públicos le aunamos el hecho de ser una más de las que fueron arrasadas por el sismo del 70 que afectó la región del norte y además ser densamente poblada, nos encontraremos ante una situación impactante. La localidad en mención es el caserío de Coishco, caleta pesquera que políticamente depende del Distrito de Santa pero que tiene una población mayor que este.

Además de lo dicho líneas arriba existen otros factores que influyeron poderosamente en la selección de esta localidad, para efectuar en ella este tipo de estudio y colaborar de esa manera en su rehabilitación; se pueden citar los siguientes: Su importancia como población, ya

que tiene en la actualidad 10,000 habitantes; su status tan singular por ser una comunidad que agrupa una variada gama de ocupaciones, a saber las de índole industrial pesquera, las que crecen a la sombra de la pesca de consumo, la que está influida por la agricultura y los que simplemente viven en esta localidad, laborando en el cercano Puerto de Chimbote. Por su especial posición geográfica, ya que se encuentra enclavada al final de la cuenca del río Santa, el río de régimen más regular de la costa del Perú, lo que torna sumamente interesante el estudio desde el punto de vista hidrológico. Por ser una comunidad afectada por el sismo del 70, desastre del cual se va recuperando lentamente. Es por todo lo expuesto, que espero que esta labor, realizada concienzudamente, sirva para que Coishco pueda contar en un futuro cercano con servicios de tan vital importancia como son el Abastecimiento de Agua Potable y la disposición final de las aguas negras.

Las soluciones planteadas para los dos puntos generales en cuestión han sido seleccionados en base a criterios consecuentes de la situación, recursos hídricos, humanos y materiales que existen en la zona.

Hemos extraído información de estudios serios y veraces, como los efectuados por la Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura, la que realizó el "Estudio Hi-

drogeológico de las Cuencas del río Santa y Lacramarca"; de la ONERN, que llevó a cabo un exhaustivo estudio sobre la Hidrología de las cuencas arriba citadas; del Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado Rural del Ministerio de Salud entidad que hizo un estudio de campo en la zona; de CRYRZA la que proporcionó diversos e indispensables datos; del SENAMHI que colaboró con los datos meteorológicos. Toda esta información fue de un valor incalculable, ya que debidamente tabulada y analizada sirvió para documentarnos ampliamente y tener la base necesaria para plantear alternativas de solución a las interrogantes principales que es te estudio determinó.

PRIMERA PARTE

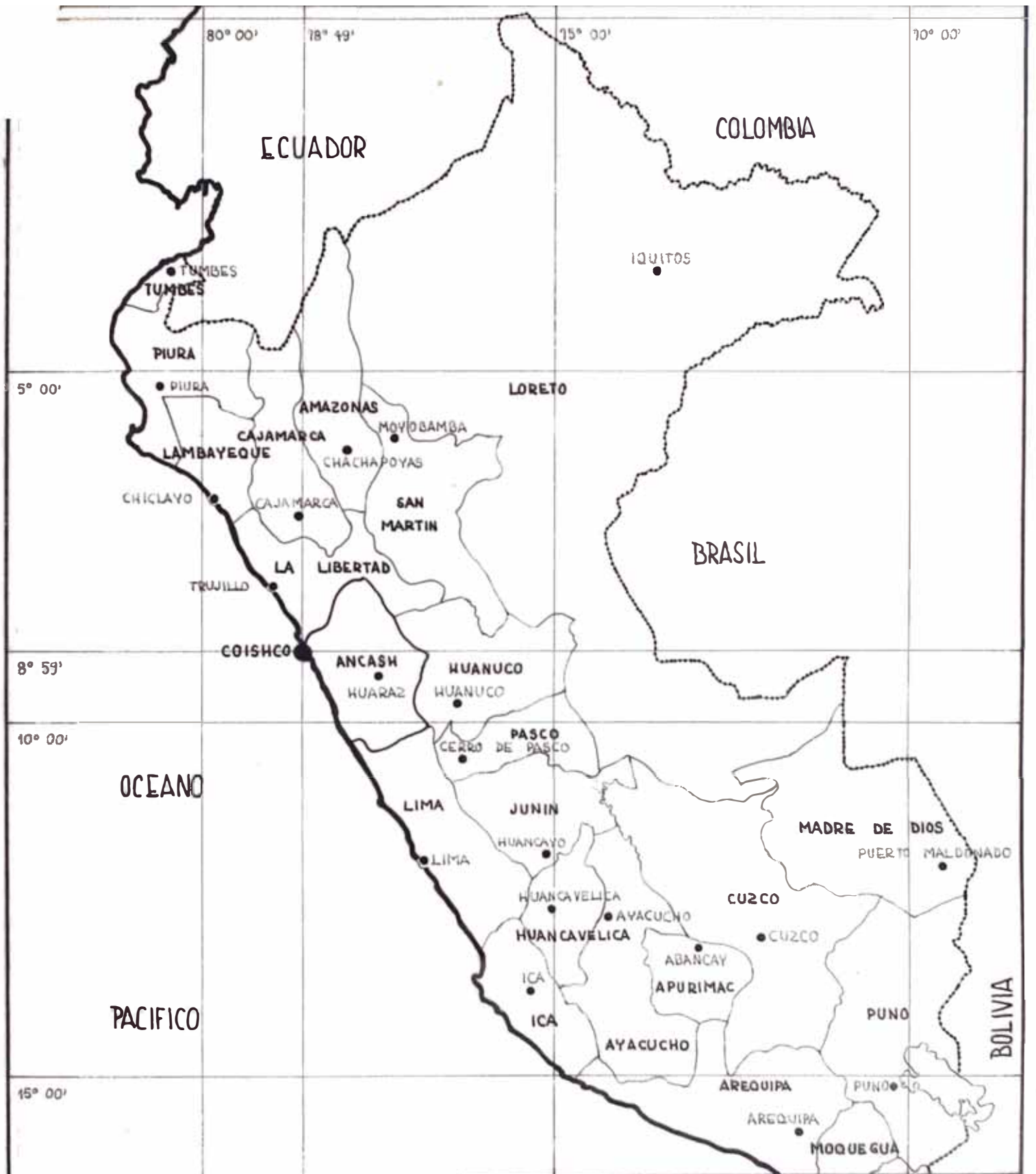
1. ASPECTOS GENERALES

La localidad de Coishco objeto de este Estudio es una caleta pesquera donde lo único común es el desorden, más aún después del Sismo de 1970, el mal olor debido a la instalación de la Industria Pesquera y la falta de Servicios Sanitarios campea en este pueblo; esto parece ser un común denominador de la zona.

Esta localidad Rural se encuentra situada sobre la más importante vía de comunicación del País, la carretera Panamericana Norte a 426 kilómetros de la capital de la República y a sólo 6 kms. de la capital industrial de nuestra nación.

Está localizada geográficamente por las coordindas 82 59'00" o de latitud sur y 782 49'00" o longitud oegte de Greenwich estando ubicado en una cota de 15 m. S.N.M.; pertenece políticamente al Distrito de Santa, dentro de la jurisdicción de la provincia de Santa, y del Departamento de Ancash, sus autoridades son un Teniente Gobernador y un Agente Municipal.

Esta población Rural fue en una época una pequeña caleta de pesca, tenía una población según el censo de



PLANO DE UBICACION DE COISHCO A NIVEL NACIONAL			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA			
PROYECTO DE GRADO			
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y REMOSION DE AGUAS RESIDUALES PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO.			
AUTOR	ESCALA	FECHA	LAMINA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO		LIMA, ENERO 1973	No. 1

1961 de 3,351 habitantes y según un censo local efectuado por los profesores del lugar en 1970 una población de 13,000 habitantes.

El Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado Rural efectuó un recuento de vivienda en el año de 1972 arrojando un total de 2,000 casas, si tomamos en promedio de 5 habitantes/casa arroja un total de 10,000 habitantes.

Según el censo de 1972 la población de Coishco tiene 9,237 habitantes.

La expectativa de mayores salarios y posibilidades de empleo, así como la factible esperanza de hacerse de un pedazo de tierra cómodamente o en el mejor de los casos sin costo alguno, hizo que la corriente migratoria hiciera crecer rápidamente la población de la Comunidad, en un tiempo pequeña Caleta de pescadores.

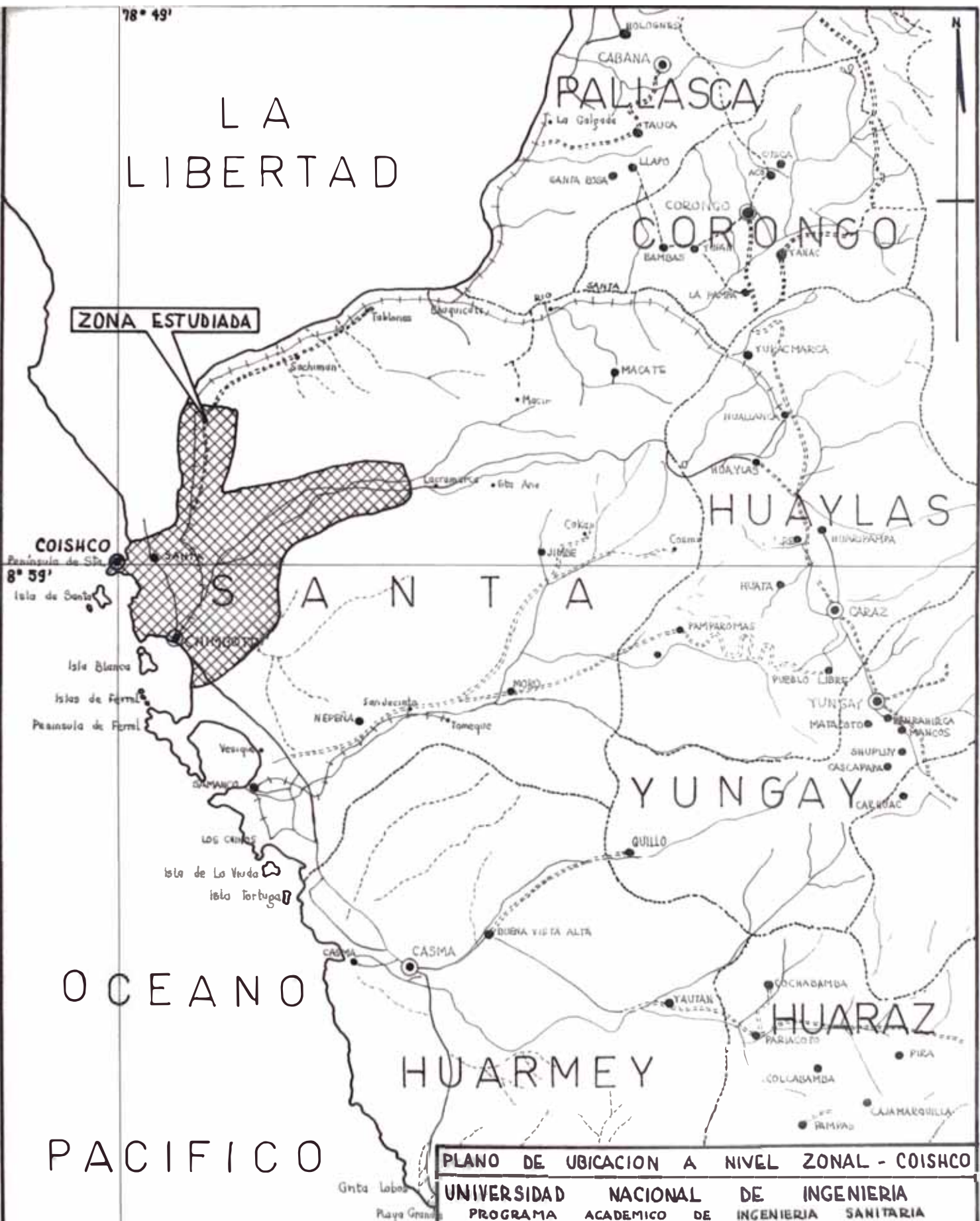
Después del desastre del 70 esta corriente migratoria se ha visto influenciada por una disminución considerable de los damnificados del desastre de la zona arrasada.

Por lo tanto se puede deducir que la población en un gran porcentaje es inmigrante y tiene como característica principal una gran explosión demográfica en su incremento con todas sus consecuencias como: insuficiencia de los servicios públicos existentes, la existencia de una zonificación de Facto, es decir el urbanismo en esta localidad

78° 49'

LA
LIBERTAD

ZONA ESTUDIADA



COISHCO
Península de Sta.
8° 59'

Isla de Santa
Isla Blanca
Islas de Ferni
Península de Ferni

Isle de La Vuda
Isla Tortuga

OCEANO

PACIFICO

PLANO DE UBICACION A NIVEL ZONAL - COISHCO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE GRADO
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
REMOSION DE AGUAS RESIDUALES
PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO

AUTOR PIDEL VALDIVIESO DRICENO	ESCALA 1:100,000	FECHA LIMA, ENERO 1973	LAMINA No. 2
--------------------------------------	---------------------	------------------------------	-----------------

es completamente desordenada, siendo desaseada además.

Por otra parte si observamos el cuadro Nº 1 del crecimiento de población siguiente veremos que esta violenta expansión que experimentó la zona de Chimbote y Coishco no tiene punto de comparación en el país, de tal manera que cualquier medida de prevención que se hubiese tomado, teniendo en cuenta el promedio nacional de aumento de población, siempre habría sido sobrepasado.

Es así como la población considerada en 1961 llega a 1970 con el incremento de casi 10,000 habitantes. Se debe tener en cuenta como el origen de la corriente migratoria, la Sierra de La Libertad y Ancash, a la zona en mención es un (75%) y de otros lugares en menos proporción (25%).

Este constante llegar de gente añadido al normal crecimiento de la población y a la escasez y en último caso carísima oferta habitacional de la localidad ha creado entre otros un tremendo problema de vivienda y de servicio.

SERVICIOS PUBLICOS EXISTENTES

- Colegio Nacional "Ramón Castilla" Mixto.
- Escuela Primaria de Varones.
- Escuela Primaria de Mujeres.
- Escuela Primaria Mixta (Particular).

- Escuela Mixta Primaria de la Empresa Pesquera Coishco.
- Jardín de la Infancia.
- Iglesias 6
- Posta Médica 1
- Posta Sanitaria 1
- Farmacia 1
- Puesto de la BGC 1

Además cuenta con Fluido Eléctrico proporcionado por la Corporación Peruana del Santa, 220 voltios a un costo de \$ 1.15 por Kw. No cuenta con servicios de Abastecimiento de Agua, ni de Colectores de Desagües.

CONDICIONES METEREOLÓGICAS

Por su ubicación está dentro de la zona caracterizada por ser el desierto costero peruano, es decir árida.

Hay ausencia de grandes e intensas precipitaciones fluviales, estas recién son significativas a partir de los 2,000 m. S.N.m., esto quiere decir que las precipitaciones ocurren en la cuenca Imbrifera: esto se puede apreciar en los datos tabulados en el cdlo N° 2 (fueron proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología).

Las pequeñas precipitaciones fluviales registra-

das que se muestran como las más significativas en la zona acontecen durante los meses de la estación de Invierno (Julio y Agosto); se acompaña un cuadro Nº 2 con los datos registrados -de Temperatura, Humedad Relativa, Evaporación, Precipitación y horas de sol de Enero a Diciembre- en la Estación de Meteorología de la "Rinconada" sita en el valle del Santa parte baja, y el cuadro Nº 3, tomado en Huaraz, es decir en la parte alta.

CUADRO Nº 1

AÑO	EXTENSION Ha.	HABITANTES	Nº de FAMILIAS	DENSIDAD Ha / HAB.
1940	2	58	15	29.1 x 10
1961	30	3,351	675	11.2 x 10
1970	58	10,000	2,600	17.2 x 10
1971	58	10,000	2,300	17.2 x 10
1972	58	9,237	1,875	15.9 x 10

NOTA.- En los años de 1940, 1961 y 1972 se llevaron a cabo Censos Nacionales.

Las cifras correspondientes a los años de:

- 1970 corresponden a un censo de profesores, efectuado después del sismo.

- 1971 encuesta de viviendas efectuadas por el Departamento de Proyecto de la Dirección de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud.

CUADRO Nº 2

VALORES PROMEDIOS REGISTRADOS EN LA ESTACION METEREOLÓGICA
DE LA RINCONADA

Altitud: 13 m.s.n.m.

Latitud : 08°59 00".0

Periodo: 1955-1960

Longitud: 78°38 00".0

MESES	TEMP. ° C	HUMEDAD RELATIVA	EVAPORACION (mm)	HORAS DE SOL	PRECIPITAC. (mm)
Enero	24.0	69.4	3.3	254.66	0.6
Feb.	26.0	70.0	3.4	203.64	0.4
Marzo	26.4	70.0	3.4	234.44	0.4
Abril	24.8	71.8	3.3	219.88	0.2
Mayo	22.9	74.2	2.6	186.08	0.1
Junio	21.0	77.2	2.1	154.84	0.3
Julio	20.0	79.0	1.9	267.88	1.0
Agos.	19.5	77.0	1.9	143.44	1.2
Set.	19.7	75.4	2.1	185.32	0.2
Oct.	20.5	73.0	2.4	208.64	0.0
Nov.	21.0	71.8	2.7	215.48	0.1
Dic.	22.7	69.8	3.1	258.18	0.2
TOTAL	268.5	878.6	32.2	2,532.48	4.7
Prom.	22.4	73.2	2.7		0.39

CUADRO Nº 3

ESTACION METEREOLÓGICA DE HUARAZ COLEGIO LA LIBERTAD

Altitud: 3,050 mts.s.n.m.

Latitud : 09°31 00".0

Periodo: 1949-1960

Longitud: 77°32 00".0

MESES	TEMP. ° C	HUMEDAD RELATIVA (%)	NUBOSIDAD	HORAS DE SOL	PRECIPITAC. (mm)
Enero	13.9	60.5	6.8	233.8	121.0
Feb.	13.8	62.0	7.2	200.6	128.5
Marzo	13.9	61.0	6.7	249.8	137.0
Abril	14.1	59.8	5.7	276.6	79.3
Mayo	13.8	55.2	4.2	322.0	24.0
Jun.	13.2	53.0	3.2	321.0	2.9
Jul.	12.6	48.0	3.0	337.2	0.1
Agos.	13.4	45.2	2.7	335.5	3.1
Set.	14.5	49.2	4.0	293.0	25.1
Oct.	14.2	49.5	5.7	267.8	57.2
Nov.	13.8	53.8	6.0	238.0	91.5
Dic.	14.1	57.0	6.4	249.6	69.5
TOTAL	165.3	654.2	61.6	3,324.99	738.8
Prom.	13.8	54.5	5.1	277.0	61.6

ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS

Coishco por hallarse situada en la zona de Chimbote (a 6 Km.) fue influenciada por el Boon Industrial que se experimentó al crearse primero y expansionarse -sin planificación alguna- la industria de la harina de pescado posteriormente; gozando de la bonanza económica que siguió al nacimiento de este gran Complejo y sufriendo luego en toda su intensidad la depresión que ocurrió en la zona, en la segunda mitad de la década del 60.

Consecuentemente su economía depende en parte de este puerto pesquero-industrial; específicamente la base principal de la economía de este pueblo, se apoya en las Industrias pesqueras (existen 4 fábricas entre las que se produce harina de pescado, aceite y conservas), en torno a ella gira la mayor parte de las actividades de la población, identificadas como comerciales y de servicio de apoyo a ella.

Las posibilidades para desarrollarse económicamente se encuentran supeditadas en gran parte del desarrollo industrial de la pesca, esta afirmación puede considerarse cierta desde que su actividad comercial fluctúa de acuerdo a las variaciones de la actividad pesquera.

También es importante la existencia de la indus-

tria siderúrgica con sede en Chimbote (Siderperú) y (la actividad agrícola de la zona) y la existencia de la hidroeléctrica del Cañón del Pato ubicada en la zona serrana del departamento, en el Callejón de Huaylas, que aprovecha el río Santa para la producción de fluido eléctrico, abasteciendo a la región y a las industrias localizadas en la zona.

Alrededor de estas actividades gira la vida económica de los pobladores de Coishco ya que ellas son fuentes de trabajo, la Industria pesquera ocupa al 60% de la población económicamente activa, el 30% desarrolla labores agrícolas y ocupaciones dentro del complejo siderúrgico y el 10% restante desempeña otras actividades diversas.

La hidroeléctrica está a 2 horas de viaje de Coishco por la vía Santa - Chuquicara - Huallanca, que ha venido a reemplazar al antiguo ferrocarril. En la actualidad debido a las excepcionales condiciones que ofrece la riqueza ictiológica del mar peruano en lo concerniente a la abundancia de la materia prima para producir harina de pescado y conservas ha determinado que la labor pesquera esté prácticamente dedicada a este renglón, pero se puede especular en torno a la factibilidad que Coishco pueda convertirse en un centro abastecedor de pescado para consumo humano, lo que redundaría en beneficio de sus habitantes, ya

que de esta forma crearían otra fuente de ingresos, elevando en consecuencia su bajo nivel de vida; además se tendría al alcance de la clase trabajadora en forma económica y abundante las proteínas necesarias para el desarrollo apropiado de las nuevas generaciones.

Es de esperarse que con el apoyo del Estado y por que no, de Capitales Privados se alcance.

En lo referente al rubro Agrícola producen arroz, maíz y en general productos de panllevar; sus posibilidades en este renglón son limitadas, ya que estando situadas en un lugar privilegiado para efectuar dicha actividad, ya que el pueblo se encuentra en el área de Influencia de la cuenca del Río Santa y siendo como es este río el segundo en nuestra costa que tiene la descarga anual más abundante después del Chira y un régimen tan excepcional durante todo el año se ven impedidos de incursionar en el campo de los sembríos, por dedicarse a esto sus vecinos (4 Km.) del Distrito de Santa quienes han copado prácticamente las áreas adecuadas para la agricultura.

El nivel de vida de sus moradores es bajo, el salario mínimo que se le paga a un peón es de \$ 56.00 diarios peón agrícola, para un pescador su promedio salarial es de \$ 300.00, para un empleado es de \$ 250.00 y para un profesional de \$ 400.00.

En contraposición a esta situación el costo de vida es alto y se auna a esto la fuga de capitales, los que por supuesto no se invierten en la zona.

Como hemos expuesto en otro acápite de este proyecto la mayor parte (80%) de los pobladores de Coishco no están identificados con el lugar que los acoge, trayendo como consecuencia una mutua desconfianza entre los pobladores, con sus consecuencias más notorias como son una carencia casi total de intereses y sentimientos cívico-comunales y sobre todo una marcada indiferencia.

Además son fenómenos consecuentes inevitables el hacinamiento y la promiscuidad con inadecuadas condiciones de vida, constante de problemas morales, de desnutrición y de salud en general; según un trabajo desarrollado por el Colegio de Arquitectos en el año 1968 sólo el 10% de los recursos alimenticios que son consumidos por la población son producidos en la región.

Podemos citar que entre otros efectos de los causales citados, se encuentran el marcado índice de existencia de madres solteras y/o abandonadas, esto como es obvio perturba profundamente la integridad social de la comunidad ya que al desaparecer la célula fundamental de su formación -la familia-, carecerá a la larga de la unidad, seguridad para la existencia de una comunidad donde los valo-

res morales sean los que igan al destino de dicha sociedad.

Esto se deja entrever, y así podemos citar que más del 50% de familias de la zona no están constituidas legalmente. Asimismo es grande el índice de delincuencia en la juventud y por supuesto la desocupación campea a su libre albedrío, entre esta.

En líneas generales se observa un bajo nivel cultural y educativo, las instituciones de ayuda social brillan por su ausencia y es con motivo del sis o de Mayo del 70 que se han formado este tipo de organizaciones, aunque todavía con notoria deficiencia en su organización y en su funcionamiento.

Es de esperar que con todos los organismos creados especialmente para la recuperación de lo poco o nada que quedó incolume después del desastre que sufrieron estos pueblos; el fruto de los esfuerzos de ellos sea palpable y sobre todo que los resultados sirvan para cambiar las infraestructuras de esta zona tan castigada por la naturaleza y señalarles el camino del despegue hacia el desarrollo tan deseado.

ESTADO SANITARIO

Los servicios públicos existentes relacionados

con la Salud Pública en esta localidad dejan mucho que desear y mucho por hacer; en Coishco sólo existen 1 posta médica y 1 posta sanitaria así como 1 farmacia; en la provincia de Santa sólo hay 1 hospital con 60 camas para una población considerable (250,000) según el censo 72.

Existe el alumbrado público pero es notoriamente deficiente y no abarca la totalidad del área poblada.

El servicio municipal de baja policía es incapaz de efectuar una buena y efectiva disposición final de basuras por ser demasiado pequeño (debemos tener en cuenta que para el Distrito de Santa, 1,000 habitantes y para Coishco, 10,000 habitantes sólo existe un carro recolector inadecuado de 4 m³. de capacidad); no existe un sistema debidamente organizado de abastecimiento de agua potable y de remoción de aguas residuales para la población; el sistema que actualmente abastece a la población consiste en 8 pilones públicos que la Empresa Pesquera Coishco ha instalado y que abastece con el agua que no necesitan, este servicio es insuficiente por supuesto, tanto cuantitativamente como cualitativamente, abastece al sector de la población que circunda las cercanías de la empresa. El resto de los habitantes se abastecen por acarreo que es efectuado en vehículos de diferente naturaleza y almacenada en cilindros inadecuados. No existe sistema de aguas servidas domésticas

de ninguna naturaleza, las viviendas poseen letrinas para la disposición final de excretas.

Urbanísticamente he dicho que la zonificación brilla por su ausencia siendo el actual conjunto habitacional una agrupación de viviendas simplemente; dicho conjunto ha crecido con la ausencia de la planificación o precisión más insignificante por parte de las autoridades o de las entidades responsables de regular ^{el} crecimiento ordenado y planificado de la población.

El haberse realizado la expansión en la forma descripta, ha determinado por ejemplo que las pesqueras (puertos de recepción desembarques y complejos industriales) queden enclavados dentro de la zona residencial y de recreación (balnearios), interfiriendo por supuesto de esta manera el desarrollo urbano.

En la ubicación de las fábricas no se tiene en cuenta la dirección de los vientos y esto agrava más la situación creada ya que las pestilentes emanaciones producidas en el proceso de industrialización de la harina de pegado llegan directamente a Coishco con la consiguiente secuela de problemas para la salud (enfermedades alérgicas por lo general).

DESARROLLO URBANO

La formación de este Pueblo fue similar a la generalidad de las caletas pesqueras que proliferan en nuestro litoral, es en el año de 1970 que se alcanza la cifra de 10,000 habitantes que ocupan un área de 58 hectáreas.

Al efectuar una breve encuesta entre los habitantes del lugar se localiza a los nacidos en la zona y residentes en ese lugar desde hace 30 años los que manifestaron que en 1941 la extensión del terreno que abarcaba la población de esa época no era mayor de 2 hectáreas, esta situación permanece casi estacionaria (varía sólo en el crecimiento lógico de la población rural) hasta la segunda mitad de la década del 50, cuando se comienza a explotar los inmensos recursos marítimos de nuestro mar y se inicia la industrialización de la zona con el asentamiento en la zona de la primera Empresa Pesquera: Coishco, lo cual trae como consecuencia inmediata el crecimiento del área poblada.

Además el régimen de tenencia de los terrenos es sumamente complejo; consecuentemente las confusiones que origina en el orden legal de la propiedad de la tierra es sumamente apreciable en cuanto a la magnitud del problema originado.

Esto es extensivo a los terrenos urbanos y los

CUADRO N° 4

PORCENTAJE DE USO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION EN LAS
VIVIENDAS DE LA LOCALIDAD DE COISHCO

MUROS	-	Materiales Nobles	10 %
		Materiales Provisionales:	
		(Esteras, tablas, latas,	
		adobes, etc.)	90 %
TECHOS	-	Materiales Nobles	15 %
		Materiales Provisionales:	
		(Idem.)	85 %
PISOS	-	Materiales Nobles	21 %
		(Generalmente cemento)	
		Otros materiales:	
		(Generalmente tierra	
		apisonada)	79 %

alrededores del pueblo, terrenos rústicos que pertenecen a la Municipalidad, a la Comunidad de Indígenas de Chimbote y Coishco y a las Empresas Pesqueras que están situadas en el área urbana.

A esta situación sui-géneris, se auna el hecho de que actualmente existe una organización estatal creada para reglamentar el uso de la tierra, lo cual aumenta el estado de confusión legal de esta zona. La entidad citada es EMADI (Empresa Administradora de Inmuebles).

Las características de la generalidad de las edificaciones de la zona son casi comunes para la mayoría de ellas; estas son bajas es decir de uno o dos pisos, los edificios brillan por su ausencia; también el uso del concreto está limitado a las edificaciones construidas por las empresas industriales de la localidad y a los locales de los servicios públicos.

El estado constructivo en que se encuentran las viviendas es malo, esto se debe esencialmente a los daños ocasionados por el sismo del 70 el cual afectó a un 70% del total de construcciones de la zona (cifra estimada oficialmente, proporcionada por el Ministerio de Vivienda); este porcentaje considera tanto a las viviendas dañadas como a las destruidas.

El uso de materiales en la construcción de edifi

caciones se puede apreciar en el siguiente Cuadro N^o 4 (estos datos fueron proporcionados por el departamento de Proyectos del Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado Rural); además se puede apreciar en él, porque el estado constructivo actual, tiene características tan deficientes.

Al efectuarse el censo de 1961 se puede apreciar que la población había sufrido un incremento de 3,293 habitantes alcanzando un total de 3,351 habitantes desde el censo de 1941, lo cual significaba una tasa de crecimiento desproporcionada, que como he dicho estaba fuera de toda previsión en el ambiente nacional. El área poblada se incrementa como es lógico hasta 30 ha. observándose un incremento en la densidad por hectárea de 98 habitantes por hectárea, desde el 41 al 61.

Como se puede apreciar ya en este año se había iniciado la expansión demográfica, de la zona con su coeficiente demográfico tan imprevistamente alto. Es en el año de 1970 con motivo del desastre de Mayo que se efectúa un censo local, arrojando una población de 13,000 habitantes sobre una área poblada -determinada por un levantamiento topográfico hecho por CRYRZA- de 58 hectáreas, alcanzando una densidad de habitante por hectárea.

En el mes de Febrero de 1971 la dirección del Programa de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud efec

túa por intermedio de su Departamento de Proyectos un estudio de campo de esta localidad, consistente en: recuento de viviendas el cual arroja un total de 2,000 sobre un área poblada de 58 hectáreas, disminuyendo obviamente la densidad de habitante por hectárea.

En 1972 se efectúa el censo nacional en el mes de Julio arrojando un total de 9,237 habitantes sobre un área poblada de 58 Ha.; se observa la disminución de la densidad de hab/Hac.

Esta disminución de la población de la localidad de Coishco se debe en primera instancia analizar, considerando dos factores predo inantes en esta migración; primero el desastre de Mayo del 70; segundo la crisis pesquera que afecta la localidad.

El desastre del 70 tuvo como una de sus consecuencias directas el éxodo de un porcentaje de la población de Coishco debido a las paupérrimas condiciones habitacionales de la localidad, después del sismo.

La crisis pesquera que afecta a las poblaciones dependientes de esta pujante industria que se encuentra a lo largo de nuestro litoral ha motivado, que la persona dependiente de ella busquen otro medio de vida para subsistir mientras esta crisis esté vigente. Coishco no puede ser una excepción, como caleta pesquera industrial gran par

te de su actividad depende de la pesca y ausente ella sus habitantes se han visto obligados a buscar otro medio de vida.

De lo dicho anteriormente se desprende que la migración debido al segundo factor durará tanto como dure la crisis de la pesca.

RECURSOS ACUIFEROS

Coishco se encuentra enclavada al final del recorrido máximo de 294 Kms. sobre la cuenca del río Santa.

Para establecer la magnitud de los recursos acuíferos de esta cuenca, tanto de aguas superficiales como de aguas subterráneas, debemos conocer las características hidrográficas e hidrológicas de la cuenca. Esta información fue extraída de un estudio hidrológico efectuado por la ONERN.

HIDROGRAFIA DEL RIO SANTA

El río Santa nace a 4,200 metros sobre el nivel del mar al sur del Callejón de Huaylas, en la laguna de Conococha; este río pertenece al sistema hidrográfico del Pacífico. Es uno de los más caudalosos de nuestra costa y en magnitud de la extensión de la cuenca sólo es aventajada por la del río Chira.

El río Santa posee una cuenca total de 12,200 Km²., cuenta con un área de drenaje total de 12,200 Km². y un recorrido de 294 Kms., posee una pendiente promedio de 1.4%, esta pendiente se hace más fuerte en el tramo conocido como Cañón del Pato comprendido entre la confluencia de los ríos Triutario Cedros y Quitaracsa y tiene una longitud de 14 Kms. Esta pendiente es de un valor promedio del 4%.

Está establecido también, que la cuenca recolectora húmeda o cuenca "Imbrifera" posee un área de 10,200 Km². estando fijado este límite por la cota de 2,000 M.S. N.M.

Alimentan los cursos de agua de los ríos componentes de esta cuenca las precipitaciones pluviales y los deshielos de la parte occidental de la cadena de nevados que integran la cordillera blanca. Geográficamente la cuenca está comprendida entre las coordenadas 7^o 58' 00".0 y 10^o 14' 00".0 de latitud sur y los meridianos 77^o 11' 00".0 y 78^o 39' 00".0 de longitud oeste y políticamente está comprendida en los departamentos de Ancash y La Libertad, nace en la provincia de Recuay y atraviesa las provincias de Huaraz, Carhuaz, Yungay, Huaylas y Santa.

La cuenca del río Santa cuenta con 43 estaciones meteorológicas de las cuales 20 son climáticas y el resto

pluviométricas, encontrándose paralizadas un total de 12 estaciones, además actualmente se dispone de una red de estaciones de aforo tipo limnigráficas controlada por la Corporación Peruana del Santa; estas estaciones son: Condorce - rro, La Balsa y Recreta en el río Santa; Chuquicara, Manta, Pitaraxa, Cedros, Colcas, Parón, Yanganuco, Chancos, Quil - cay, Oyeros, Querococha y Pachacoto en los afluentes.

Estas características hidrográficas de la cuenca del río Santa, expresada por la presencia de la cordillera blanca por el este, de la cordillera negra por el oeste que este río reciba aportes permanentes sólo por la margen de - recha, es decir de los afluentes que se originan en la cordillera blanca como consecuencia del deshielo de sus nume-rosos y extensos picos nevados.

En cambio, la cordillera negra no cuenta normal - mente con nevados motivo por el cual el aporte que ella puede brindar depende exclusivamente de las precipitaciones pluviales.

Geométricamente, la forma integral de la cuenca se puede asimilar burdamente a la del N^o "1" cuya mayor longitud es de 270 kilómetros y la menor de 98 Kms. con un angulo variable de 40 Km. como máximo. El relieve general de la cuenca es bastante accidentada, al igual que los demás ríos de la costa presenta una olla hidrográfica alargada

de fondo profundo, quebrado y con fuertes pendientes, con un relieve escarpado y abrupto cortado por profundas quebradas y estrechas gargantas.

El origen del escurrimiento superficial se debe en su mayor parte al deshielo de la nieve y glaciares que contribuyen notablemente a la descarga del río Santa. A esto se auna el aporte de las precipitaciones fluviales que ocurren en su cuenca alta; estos aportes contribuyen a mantener una considerable descarga aún en época de sesequi a lo cual hace del Santa uno de los ríos más regulares del Perú. Los ríos Tributarios son de sur a norte Pachacoto que tiene una cuenca de 200 Km²., Querococha (283 Km².) Oyeros (172 Km².), Quilcay (251 Km².), Chancos (285 Km².), Yanganuco (178 Km².), Parón (153 Km².), Colcas (235 Km².), Cedros (108 Km².), Pitaraxa (387 Km².), Manta (843 Km².), Chuquicara (3,184 Km².) y Quitasueño (435 Km².).

CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DEL RIO SANTA

Es obvio que para adentrarse en la elaboración de la planificación y diseño de proyectos tipificados dentro de los alcances del presente, es necesario e indispensable estudiar las características hidrológicas de la zona donde se llevará a cabo la realización del estudio en cuestión. Es de esto, que deducimos que es básico conocer estos carac

CUADRO Nº 5

CARACTERISTICAS DEL SISTEMA HIDROGRAFICO DEL SANTA

SUB-CUENTAS	Extensión (Km ²)			Long. (Km)	Pendiente (%)
	Húmeda	Seca	Total		
1. Santa (hasta la desem boca)	10,200	2,000	12,200	294	1.4
2. Santa (hasta la est. de Condorcero)	10,043	611	10,654	227	-
3. Santa (hasta la est. de Balsa)	4,787	6	4,793	-	-
4. Santa (Hasta la est. de Recreta)	308	-	308	10	-
a. Pachacoto (hasta de sem.)	200	-	200	28	4.6
b. Querococha (")	283	-	283	24	3.8
c. Querococha (hasta est. Aforo)	59	-	59	-	-
c. Olleros (id. 1)	172	-	172	24	5.
- Olleros (id. 2)	167	-	167	-	-
d. Quilcay (id. 1)	251	-	251	25	6.9
e. Chancos (id. 1)	285	-	285	37	4.3
- Chancos (id. 2)	216	-	216	-	-
f. Llanganuco (id. 1)	178	-	178	25	7.4
- Llanganuco (id. 2)	89	-	89	-	-
g. Parón (id. 1)	153	-	153	24	9.
- Parón (id. 2)	38	-	38	-	-
h. Colcas (id. 1)	235	-	235	32	7.8
- Colcas (id. 2)	220	-	220	-	-
i. Cedros (id. 1)	108	-	108	19	13.4
j. Quitaracsa (id. 1)	381	6	387	40	8.0
k. Manta (id. 1)	792	51	843	40	9.0
- Manta (id. 2)	603	9	612	-	-
l. Chuquicara (id. 1)	2,940	257	3,197	94	3.6
- Chuquicara (id. 2)	2,927	257	3,184	-	-
ll. Quitasueño (id. 1)	98	337	435	42	9.

(id.1) Hasta la Desembocadura del Río Santa.

(id.2) Hasta la est. de

teres para cualquier programa de desarrollo de aguas pues nos indica hasta que punto tales obras son factibles, económicas y seguras.

La cuenca de este río tiene una extensión de 12,200 Km². de la cual el 83% o sea 10,200 Km². corresponde a la cuenca húmeda, denominada así por encontrarse por encima de los 2,000 m.s.n.m., cota fijada como el límite del área seca, a partir de la cual puede considerarse que la precipitación pluvial es un aporte efectivo de la escorrentía superficial.

La cordillera blanca, que conforma parte del límite oriental de la cuenca, es una de las fuentes más importantes de los recursos hídricos del río Santa, se extiende en una longitud de 180 Km. El área total de nevados que forman esta zona de la cordillera de influencia es de una extensión de 616 Km².

El río Santa además recibe el aporte de numerosos afluentes, la mayoría de los cuales bajan de la cordillera blanca, siendo el más importante el río Chugucara el cual posee una cuenca colectora de 3,184 Km². aproximadamente el 26% de la cuenca total.

El análisis hidrológico de las aguas superficiales se ha llevado a cabo en base a los registros de descargas del río Santa para el período comprendido entre 1932 y

1970 (estos registros fueron medidos en la estación de Aforos de la Administración Técnica de Aguas del Puente de la Carretera Panamericana).

El volumen promedio anual descargado por el río Santa durante el período 1932 y 1970 y medido en la estación de Puente Carretera es de 4,504.21 millones de m³. que corresponden a un módulo de descarga de 142.13 m³/seg. habiéndose estimado con esta cifra el rendimiento medio anual para la cuenca húmeda en 441,589 m³/Km³.

La máxima descarga diaria registrada ha sido de 1,500 m³/seg. y ocurrió el 20 de febrero de 1932, mientras que la mínima ha sido de 21.20 m³/seg. para el 12 de julio de 1968.

Debido a la importancia que representan las descargas de los tributarios al río Santa, la Corporación Peruana del Santa ha instalado y controla estaciones de aforo de tipo igráfico tanto en los afluentes como en la cuenca principal del río Santa.

Los requerimientos agrícolas del valle del Santa son cubiertos íntegramente aprovechando el recurso hídrico superficial del río, del cual tan solo se aprovecha, aproximadamente, el 7% del volumen medio anual descargado, desperdiciándose gran parte en el mar; pero para la elaboración de un proyecto de factibilidad del uso racional de eg

tos recursos hídricos, es necesario realizar una evaluación y cuantificación de dichos recursos.

REGIMEN HIDROLOGICO

El río Santa, es uno de los más caudalosos de cuenca hidrográfica del Pacífico, posee un escurrimiento muy regular, manteniendo aún en época de estiaje una descarga promedio de 52.80 m³/seg.

En el sgte. cuadro se presenta la información de las descargas máximas, mínimas, medias y de la masa total. Se puede notar que la descarga máxima, maximorum ha sido de 1,500.00 m³/seg. y la mínima min' de 21.20 m³/seg. Asimismo, se aprecia que el volumen máximo anual se presentó en el año de 1932 y fue de 7,563'888,000 m³. y que el volumen mínimo anual fue de 3,098'289,000 m³. registrado en el año de 1968; podemos observar también que existe un cierto grado de irregularidad de las descargas a través del ciclo hidrológico.

Es conveniente acotar que dentro del sistema hidrográfico de la costa, el río Santa se distingue por presentar una descarga mínima relativamente elevada, aún en el año de mínima masa anual registrada.

De la fuente de información consultada se extrajeron también los sgtes. datos:

- Los módulos mensuales del río Santa, entendiéndose por módulos, los gastos promedios de cada mes, calculados para el período de registro considerado.
- Se obtuvo también los gastos máximos y medios mensuales; las cifras correspondientes a las descargas máximas y mínimas medias diarias de cada mes.
- También se incluye el valor del volumen medio anual descargado que es aproximadamente :
4,504'216,248 m³. y que equivale a un módulo anual de 142.73 m³/seg. la descarga máxima media anual fue de 239.19 m³/seg. y la mínima media anual fue de 97.97 m³/seg.
- Al relacionar el volumen medio anual con el área de la cuenca húmeda se ha obtenido un rendimiento medio anual de 441,589 m³/Km².

La capacidad de retención de la cuenca que está determinada por la capacidad de almacenamiento del subsuelo ejerce también cierta influencia en el régimen hidrológico del río, produciendo un retardo entre la precipitación y su manifestación en escurrimiento superficial.

Se ha dividido el régimen natural de descargas

CUADRO Nº 2

PERIODOS QUE COMPRENDE EL CICLO HIDROLOGICO DEL RIO SANTA

Descripción	Período de Avenidas		Período Transicional		Período de Estiaje		Período Transicional	
	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Fecha temprana	4 Oct.	19 Mar.	26 May.	27 Ago.	4 Oct.			
Fecha más tardía	22 Feb.	16 May.	3 Ago.	14 Dic.	22 Feb.			
Rango variación	131 días	58 días	69 días	109 días	131 días			
Fecha promedio	15 Dic.	15 Abr.	1º Jul.	1º Oct.	15 Dic.			
Duración Media	4 meses	2 1/2 meses	3 meses	2 1/2 meses				
Porcentaje del volumen	58 %	20 %	9 %	13 %				
Módulo	250.88 m ³ /s.	138.97 m ³ /x.	52.81 m ³ /s.	84.95 m ³ /s.				

en cuatro períodos, los cuales conforman un ciclo anual de variaciones, esta división se ha logrado analizando los hidrogramas de descargas diarias de un lapso de 38 años estos cuatro períodos son los siguientes:

- Período de avenidas.
- Período de estiaje.
- 2 períodos transicionales:
 - Entre fin de avenidas y principios de estiaje.
 - Entre fin de estiaje y principios de avenidas.

El siguiente cuadro Nº 6-A de el resultado del análisis en el cual se puede apreciar que el río Santa descarga el 58% del volumen total anual en el período de avenidas y el 9% del volumen total anual en el período de estiaje.

CUADRO Nº 6-A

ESCORRENTIA Y PRECIPITACION MEDIA

Trimestre	Escorrentia (millones de m ³)	Precipitación (millones de m ³)
Ene - Marzo	1,835	3,058
Abr - Junio	1,020	1,041
Jul - Setbre	403	226
Oct - Dicbre	<u>869</u>	<u>1,498</u>
TOTAL ANUAL	4,127	5,823

para los períodos comprendidos entre los años de 1954-1957 y 1963-1969.

- Comparando las diferencias observadas en los totales de Escorrentía y Precipitación se puede deducir que existe una pérdida total de 1,696 millones de m³, se debe tener en cuenta la capacidad de almacenamiento de la cuenca, y se debe considerar que las pérdidas se originan por percolación y evaporación-transpiración.

Se ha efectuado un análisis para determinar el nivel de evaporación de la cuenca, este análisis se basa en las siguientes hipótesis:

- "La pérdida por evaporación para cada trimestre será igual a la evaporación médica estimada para la cuenca en base a la estadística proporcionada por las estaciones metereológicas, pero nunca mayor que la precipitación correspondiente al propio trimestre".
- La pérdida por percolación (almacenamiento) está determinada por la diferencia entre la pérdida total y la pérdida por evaporación, lo cual es obvio, suponiéndose para ello una distribu - ción uniforme durante todo el año.

De este análisis se obtuvo una pérdida por evapo

ración anual, promedio para toda la cuenca de 1,120 mm. lo que representa un volumen de 1,186 millones de m³.

Sí tenemos en cuenta que la pérdida total anual es de 1,696 millones de m³. se obtiene que las pérdidas por percolación profunda representan un volumen anual promedio de 510 millones de m³.

El sistema hidrológico de la cuenca del río Santa presentó una serie de problemas singulares que convierten a esta cuenca en una muy especial, esto se debe a sus características fisiográficas las cuales hacen de toda ella una problemática inestable que se manifiesta con la ocurrencia de fenómenos catastróficos que representan una amenaza latente para el desarrollo económico de la región y por su puesto de la vida humana.

La zona que está afecta a este peligro es la margin derecha del río Santa y se encuentra dominada por la cadena de altos picos nevados a la que se denomina Cordillera Blanca.

Está comprendida desde la cuenca del río Quitara hasta unos 120 Km. aguas arriba a lo largo del Callejón de Huaylas.

Son varios los factores que inciden en la ocurrencia de estos fenómenos, ellos son: pendientes fuertes, numerosas lagunas y glaciares los cuales dan lugar a la se-

rie de aluviones que azotan la zona.

Permanecen frescos todavía los recuerdos del gran desastre causado por el sismo del 70, que dio lugar al espantoso aluvión de Yungay; el de Ran Rahi co del año 62 y el de Huaraz el año 41 los cuales no son sino los últimos acaecidos, de una serie de fenómenos de este tipo.

El aluvión es de origen glaciario, se presenta en forma de dos fenómenos diferentes:

1. Al des de hielo y roca o de hielo por el desprendimiento de glaciares.
2. Aluviones por desbordes de Laguna.

En el primer tipo se debe considerar que hay varios factores que inciden en él, estos son en primer lugar la temperatura, los cambios que estacionalmente sufre la temperatura hace que se produzca un desequilibrio en la estructura de los grandes glaciares; se atribuye como causa directa del desprendimiento ya sea a la fuerza causada por un sismo o a la presencia de agua en fusión; sin embargo se hace notar que estos dos últimos factores lo único que han hecho es acelerar la caída del glaciario.

Es segundo tipo está ocasionado por la presencia del gran número de lagunas que constituyen un peligro potencial por estar a menudo represadas; al erosionarse es-

tas presas naturales se produce el aluvión con sus efectos desastrosos.

Se han registrado más de 200 lagunas en el Callejón, pero de estas sólo 160 pertenecen a la cuenca del río Santa; los volúmenes represados por ellas oscilan entre 100,000 m³. hasta 60 x 10⁶ m³. de la Laguna Parón la mayor de ellas.

CONTROL DE CALIDAD DE AGUAS

Esta determinación de la calidad del agua para riego se efectuó de acuerdo con la clasificación propuesta por el laboratorio de Salinidad del Departamento de Agricultura de los USA, se hizo mediante el análisis de 25 muestras de agua tomadas de diferentes puntos ubicados en la cuenca alta del valle de Santa.

De este análisis se desprende que, en líneas generales, la salinidad y el contenido de Na se incrementan a medida que se desciende desde la cuenca al litoral.

La muestra tomada en el dren de Coishco es de una salinidad excesiva medio sódica, no recomendándose su uso con fines agrícolas, a no ser que se emplee en suelos muy permeables o mezclado con agua de buena calidad para bajar la concentración de sales.

Debe señalarse que la alta salinidad del agua en

la parte baja del valle se debe a las filtraciones y a los desagües los cuales en su recorrido han lavado los suelos; esto es típico en un valle en el que el uso del agua es muy deficiente y esto debido a su abundancia; al ser empleado este recurso acuífero con demasía excesiva en la parte alta trae como consecuencia salinidad y serios problemas de drenaje en la parte baja, esto es el caso del Valle del Santa.

Las sales que imperan en las muestras tomadas en el valle son los cloruros y CO_3 ó de Mg o de Na .

USO ACTUAL DEL AGUA

Ya hemos dicho que de la masa media anual de descarga solo se utiliza en la agricultura el 7% perdiéndose la diferencia en el mar.

La utilización del agua con fines de generación de energía es muy importante en la cuenca del río Santa en la actualidad se cuenta con 17 centrales hidroeléctricas, cuyas potencias instaladas alcanzan un total de 102,551.7 Kw.

Para el uso de abastecimiento de Poblaciones tanto urbanas como rurales se ha determinado que sus fuentes de abasto están sustituidas por pozos y acequias de riego en el segundo.

Para fines de consumo industrial se utilizan in-

tegramente los recursos del acuífero subterráneo; esta forma de utilización del agua es común para los principales sectores industriales de la zona: Siderúrgica y Pesquera.

En el capítulo sobre aguas subterráneas de la cuenca se encontrarán las principales características de este uso.

USO AGRICOLA

De acuerdo al catastro efectuado en el año de 1971 por la Dirección de Catastro Rural, perteneciente a la Dirección General de Reforma Agraria del Ministerio de Agricultura, el Valle del Santa cuenta con una extensión total de 9,532.70 Ha. perteneciente al Distrito de Santa 3,131.21 en su margen izquierda y en la margen derecha, perteneciente al distrito de Virú 1,401.49 Has.

De acuerdo al inventario del empleo de la tierra, efectuado por la ONERN, el valle del Santa dispone actualmente en explotación de 12,000 Has.

El desarrollo de la agricultura en el valle se realiza teniendo como única fuente de agua, las descargas del río Santa. Sus aguas son empleadas con fines de riego, durante todo el año; no se efectúa la distribución de este recurso de acuerdo a los aforos diarios del río, esto se debe a que la descarga promedio...

...Diaria durante todo el año es mayor que la capacidad máxima de captación de las estructuras existentes. Esto se puede comprobar fácilmente en la estación de aforo del puente carretera de la Panamericana donde las aguas que pasan arrojan una masa promedio anual descargada al mar de 4,504.21 millones de m².

Se debe hacer constar en este estudio que la fuente de agua en mención no sólo abastece a las necesidades del Valle del Santa sino que también lo hace con el Valle Lacromarca emplean al año un volumen total anual estimado en 341.02 millones de m³., cifra que representa el 7.0% de la masa promedio anual descargada al mar.

USO ENERGETICO

La cuenca del río Santa es una de las cuencas de la costa en donde el uso del agua para generación de energía se encuentra bastante desarrollado, esto se debe al régimen tan regular que presenta y a sus condiciones topográficas.

La actual generación de energía eléctrica proviene de las 17 centrales hidroeléctricas existentes en la cuenca, las que cuentan con un potencial total instalado de 102,551.7 Kw.

Esta producción de energía eléctrica es destina-

da en su mayor parte al sector industrial (97.45%) que lo emplea principalmente en los sectores siderúrgico y pesquero, luego está la industria minera que consume el (1.91 %) y luego el consumo urbano que alcanza tan solo el (0.64%).

USO DOMESTICO

En la actualidad el abastecimiento de agua potable de los principales centros poblados tanto urbanos como rurales de los valles del Santa y Lacramarca incluyendo Chimbote, se efectúa en base a la explotación de los recursos subterráneos.

Las aguas superficiales del río Santa abastecen a la urbanización Buenos Aires mediante el canal lateral Carlos Leigh de la Irrigación Chimbote.

NECESIDADES AGRARIAS

Existe en la zona una entidad ad-hoc que se encarga de las Administración y distribución de las aguas del río Santa; esta entidad se denomina: Administración Técnica de Aguas de los ríos Santa y Nepeña con sede en la ciudad de Chimbote y dependiente de la III Zona Agraria del Ministerio de Agricultura.

El área bajo control de esta entidad se muestra en el cuadro siguiente:

CUADRO Nº 8

EXTENSION DE LOS DISTRITOS AGRICOLAS

DISTRITO AGRICOLA	EXTENSION HA
Santa	8,050.95
Monte Chimbote	1,195.06
Cascajal	3,924.84
TOTAL	13,170.85

Esta oficina ha fijado un cobro de un cánón de a gua por hectárea irrigada a los consumidores y usuarios de las aguas del río Santa.

Este cánón se fija anualmente y tiene un valor variable, así es mayor para las haciendas y parte baja situada en el valle del Santa por tener mayores asignaciones hídricas. También cobra por la venta de agua subterránea a las fábricas de harina de pescado, de acuerdo a un canon fijado anualmente y por lts/seg.

A partir del año 71 el cobro se efectúa de acuerdo a una disposición de la Dirección de Aguas, que ha fijado el costo del m³. de agua superficial para el Valle de Santa a razón de \$/ 0.001 a 0.003 por m³. entregado.

No se conoce aún el costo del agua subterránea.

El uso de agua con fines agrícolas está en la actualidad reglamentada por la administración de agua la que, teniendo en cuenta las admisiones hidrológicas propias del río Santa que se caracteriza principalmente por su régimen irregular pero con grandes descargas durante todo el año, las que superan ampliamente la capacidad total de captación de las estructuras existentes ha declarado el estado de toma libre durante todo el año.

En este sistema de reparto de agua que funciona en base al otro sistema como es el de derechos adquiridos ha otorgado para las grandes haciendas y parte baja del valle del Santa el estado de captación libre; las tierras del Monte Chimbote tienen derecho a captar 150 lts/seg. y las tierras del distrito agrícola de Cascajal tienen una dotación de 1 lts/seg. durante 9 meses y época de estiaje de 0.5 lt/seg/tle. durante los meses restantes.

PROGRAMAS DE REGULARIZACION

Con la finalidad de establecer una política en el uso de los recursos hídricos en los valles del Santa y Lacramarca, ambos servidos por los recursos de la cuenca del Río Santa se ha tratado de establecer un balance hidrológico comparando las disponibilidades de recursos hidricos y las demandas de estos en las áreas agrícolas de los

valles.

Cuando la extensión cultivada de un valle de la costa está condicionada a la disponibilidad de los recursos hídricos, los problemas afloran por el hecho de que las variaciones en la disponibilidad de dichos recursos varían de una forma rápida e impredecible, sobre todo cuando las descargas del río son irregulares o cuando la regularización es poco significativo y las actividades agrícolas no pueden estar sujetas a esas variaciones y su planeamiento se ciñe cuando menos a las disponibilidades estacionales, aún este tipo de presión ya implica un riesgo debido a los imprevisibles pero frecuentes adelantos o retrasos de los períodos de estiaje.

De acuerdo a esto, puede afirmarse que el uso de la tierra en un valle representa la máxima extensión que se puede cultivar sin que las pérdidas ocasionadas por las variaciones del régimen hidráulico causen graves contratiempos en la economía del valle.

El balance hidrológico nos lleva a evaluar la magnitud de estas condiciones, su incidencia en el desarrollo del valle y consecuentemente a proponer el uso de un Programa de Regularización que asegure el uso óptimo y racional de los recursos disponibles.

Esta premisa planteada para casi todos los va-

lles de nuestra costa, no es aplicable para el valle del Santa ya que si bien sabemos su régimen de descargas es irregular, el volumen de su esorrentía durante el período de estiaje asegura en forma por demás holgada el abastecimiento hídrico de las necesidades agrícolas del valle.

El balance hidrológico ha sido empleado en este caso como un análisis de los márgenes de exceso, considerándose además que estos análisis han sido llevados a cabo en las observaciones hechas en la estación Puente Carretera después de haber absorbido las necesidades agrícolas en el valle nunca han sufrido por deficiencia de agua.

Esta consideración es cierto si se tiene en cuenta además que la estación de aforos de Puente Carretera se encuentra muy cerca de la desembocadura, que no existen obras hidráulicas, aguas abajo de ella y que el mínimo minimum registrado en esta estación, ha sido de 21.20 m³/seg cifra que sobre pasa aún a la demanda máxima del área cultivada actual del valle que es de (18.99 m³/seg) siendo la demanda mínima de (3.86 m³/seg) en los meses de Enero y Junio respectivamente.

En el cuadro siguiente se puede apreciar las demandas de agua en los valles de Santa y Lacramarca en milla, es de m³.

CUADRO Nº

DEMANDAS DE AGUA EN CABECEROS DE VALLE

(Valles de Santa y Lacramarca)

Mes	Valle del Santa	Valle del Lacramarca	Total
Enero	39,926	10,948	50,874
Febrero	32,787	8,733	41,520
Marzo	28,462	6,545	35,007
Abril	13,058	4,795	17,853
Mayo	6,673	3,669	10,342
Junio	6,714	3,290	10,004
Julio	9,193	3,937	13,130
Agosto	11,649	4,987	16,636
Setiembre	16,408	7,222	23,630
Octubre	24,921	8,921	33,842
Noviembre	31,430	9,584	41,014
Diciembre	36,314	10,856	47,170
TOTAL	275,535	83,487	341,022

Los resultados así obtenidos señalan que los valles de Santa y Lacramarca jamás han sufrido de deficiencia de agua, presentando por el contrario una gran disponibilidad de este recurso en exceso, los mismos que sin nece

sidad de obra de regularización permitirían la incorporación de la agricultura de determinada extensión de tierras eriazas.

El superávit promedio anual es de 2,504.22 millones de m³. siendo el máximo de 7,563.89 y el mínimo de 3,098.29 millones de m³ estos márgenes de exceso se hacen más significativos si se toma en cuenta que para el período de registros considerando la descarga máximo maximum o superavit máximo maximorum ha sido de 1,500 m³/seg. y la mínima minimorum de 21.20 m³/seg.

Se considera que la descarga registrada en la estación de Puente carretera es igual al superávit existente puesto que el aforo en esta estación se lleva a cabo después que los recursos hídricos han sido utilizados con fines agrícolas desde la cabecera del valle (dada la ubicación de la estación de aforo) esta premisa es válida ya que la estación en referencia se encuentra cerca de la desembocadura y que en ella además el río nunca se seca.

Los recursos superficiales del río Santa abastecen largamente con exceso el desarrollo agrícola de los valles del Santa y Lacramarca; estos valles desarrollan una actividad agraria bajo riego en condiciones muy favorables debido a que el río Santa que constituye para ambos valles la principal fuente de Abastecimiento de Agua, a pesar de

contar con un régimen irregular y torrencioso, dispone de a bundantes recursos durante todo el año, esto se debe a la extensión de su cuenca colectora y además por la presen- cia de los nevados que regulan la descarga del río, elevan do las descargas de este en la época de estiaje.

El balance hidrológico del río Santa nos da una pauta en lo referente a necesidades futuras de recursos hí dricos no habrá problemas ya que por las características del río, citadas anteriormente se cuenta con superávits, aún después de haber sido cubiertas las necesidades de agua en las actividades agrícolas del valle.

Por su riqueza hidrológica la cuenca del río ha sido estudiada con la finalidad de hacer uso de sus abundantes recursos hídricos, entre los estudios citados más importantes tenemos:

- Estudio de Irrigación de Chimbote.
- Estudio de Irrigación de Chao y Virú, Moche y Chicana.

En el primer estudio tenemos la consideración de la incorporación de 26,581 Has. en las pampas de Chimbote derivando para tal efecto los recursos excedentes del río Santa por la margen izquierda.

En el segundo estudio se incorporan 60,306 Has.

de tierras eriazas y se mejora el riego de 76,522 Has. de tierras cultivadas.

De todo lo enunciado anteriormente deducimos como consecuencia que los recursos hídricos superficiales de la cuenca del río Santa están siendo utilizadas sólo en un 7% del total de la descarga media anual perdiéndose un total de 4,504.22 millones de m³. que representan el 93% de la descarga media anual.

De todo lo enunciado, podemos concluir que no existen problemas ni inconvenientes en el aprovechamiento de los recursos superficiales del río Santa.

RECURSOS HIDRICOS DEL SUB-SUELO DE LA CUENCA DEL RIO SANTA

Al presentar las características hidrogeológicas del acuífero del valle bajo del río Santa, seguimos con la secuencia observada en el acápite anterior.

El acuífero presenta dos zonas bien definidas:

- Una, representada por el cono de deyección del valle (cuenca baja), la que por sus características permite un importante almacenamiento y circulación del agua subterránea.

- La segunda, comprendida entre el inicio del cono de deyección y las nacientes del valle (cuenca media y

alta) donde las posibilidades del recurso pierden significado por la reducción del volumen de reserva.

Las características que presenta este estudio se refieren a la primera zona o sea a la comprendida directamente en el área del cono de deyección.

Una de las características más saltantes de los recursos del acuífero subterráneo, nos la da la explotación de este; para tal efecto se presenta a continuación el inventario de las fuentes de agua subterránea, Inventario de Fuentes.

Estos datos también se han recopilado del informe confeccionado por el Ministerio de Agricultura.

Dicho inventario se ha llevado a cabo en base a la información existente, habiendo sido complementado este con un estudio de campo (efectuado por el personal del M. de A.) el que ha servido para verificar la información existente y ampliarla.

Las fuentes de agua subterránea se hallan determinadas como fuentes artificiales, porque en la zona estudiada no se han encontrado manantiales ni afloramiento de la napa, si se han hallado vestigios de que antes de 1965 existió en la Hda. La Huaca afloramientos de la napa que formaban grandes pantanos.

Dicho lugar, donde actualmente se encuentran los

pozos abastecedores de agua para SIDERPERU, presenta en gran parte de su extensión terrenos de cultivo; la desaparición de los pantanos podemos atribuirlos a la baja del nivel piezométrico de la napa freática, debido al incremento de la explotación que SIDERPERU realiza en esta zona, ya que se extrae en la actualidad para abastecer las necesidades de la siderúrgica la cantidad de 22,500 m³/día.

Las fuentes artificiales están constituidas por 160 pozos, de los 19 son tubulares, 1 a tajo abierto con profundidad mayor de 10 mts. y 140 pozos a tajo abierto menores de 10 mts. En los cuadros N^{os}. 10 y 11 se presenta un compendio de las fuentes existentes por distritos, incluyendo además las características de su estado actual, también se presentan las características generales de la explotación de estos pozos (los utilizados y no utilizados).

De los 140 pozos a tajo abierto 116 corresponden a pozos concentrados en el pueblo de Santa. Debemos acotar que en la actualidad en el valle del Santa tan sólo existe un pozo tubular dedicado al abastecimiento de agua potable, este es de propiedad de la Municipalidad del Distrito del Santa y abastece al distrito del mismo nombre; este tiene un rendimiento de 28 lts/seg. tiene una profundidad de 30 mts.

Con esta sola excepción citada, el resto de los

pozos destinados para el abastecimiento humano son de tajo abierto y no cuentan con equipo de bombeo.

De la determinación de las características químicas y sus variaciones, que se ha efectuado por el método de las mediciones de la conductividad eléctrica, en los meses de Abril y Octubre del año 70 y también por las determinaciones de laboratorio efectuada con muestras extraídas de los pozos en servicio por esas fechas, se ha llegado a los siguientes resultados:

El rango de variación de la conductividad eléctrica fue de 500 a 3,050 mmhom/cm a una tem. de 25°C, valores que son variables en función de la concentración de sales de la muestra analizada (de débil a fuerte en la concentración), de esta forma se llegó a la conclusión de que la concentración de sales minerales varía de aguas arriba hacia aguas abajo del flujo subterráneo.

En el informe que hemos consultado y del cual hemos extraído los datos característicos citados en este trabajo, se ha llegado a una conclusión sumamente importante para nuestra labor. Dice: "La zona de mayor salinidad se encontró en Coishco, esto se atribuye a que dicha zona está influenciada por las filtraciones del dren de la Irrigadora Chimbote y además por el efecto de represamiento originado por el cerro Coishco, el que impide un renovamiento

constante de las aguas elevando así la concentración de sa les minerales en las aguas subterráneas.

Los resultados de los análisis químicos efectuados en el laboratorio confirman los resultados de los análisis de conductividad eléctrica y permiten establecer que el catión predominante en la zona estudiada es el Ca con excepción única de la zona de Coishco, donde predomina el Na. El anión predominante es el HCO_3 , con excepción también de la zona de Coishco donde predomina el Cl. Estos resultados se encuentran tabulados en el Cuadro N^o .

De la evaluación de los análisis de agua, deducimos que las aguas subterráneas son bicarbonatadas calcicas en la zona comprendida entre el pueblo de Santa y la Hda. La Rinconada, aguas abajo de esta zona las aguas se hacen sulfatadas calcicas, también con la excepción de la zona de Coishco donde las aguas son cloruradas sódicas y de las cercanías del Cerro Puente donde son cloruradas cálcicas.

De estos análisis se concluye además que las muestras tomadas pertenecen todas a una misma napa.

CALIDAD DEL AGUA SUBTERRANEA

Como este estudio es de Abastecimiento se incidirá en las características de los análisis de la napa subterránea para uso humano, haciendo mención someramente de las

características de los análisis del agua para uso agrícola.

Para uso agrícola han servido de elementos de clasificación de la Conductividad Eléctrica y la Relación de Absorción de Sodio. Se empleó como base para estos análisis las Normas de Clasificación propuestas y utilizadas por el Laboratorio de Salinidad de Riverside, California.

La potabilidad del agua se ha determinado a partir de los resultados de laboratorio del análisis de las muestras extraídas, de acuerdo a las Normas Peruanas y Francesas.

Los resultados de acuerdo a la Norma Peruana se efectuó empleando las Normas de calidad establecida por la Empresa de Saneamiento de Lima (ESAL) y los efectuados según la norma Francesa, empleando los diagramas de G. Waterlot, a continuación se adjuntan estos cuadros de análisis y el de 1 resultado final. En ellos vemos (Cuadro Nº que el agua de subsuelo de Coishco está catalogada como "mala", según ambas normas de clasificación, esto se debe al alto contenido de Cl (440 mgr/ltr), de Na (320 mgr/ltr), de SO₄ (325 mgr/ltr); pero la del subsuelo de la Hda. la Huaca presentan las siguientes características: Cl (127 mgr/ltr) de Na (60 mgr/ltr), de SO₄ (250 mgr/ltr), la cual según las normas peruanas están catalogadas como aceptable, esta consideración se corrobora con los análisis de las muestras

de la sección Castillo vecino a los pozos de SIDERPERU.

USO ACTUAL DEL AGUA SUBTERRANEA

El río Santa es uno de los ríos más caudalosos y regulares de la costa, esta regularidad se refleja en el hecho de que el uso del agua subterránea en la agricultura es nulo completamente.

Los pozos que en la actualidad existen se destinan básicamente para cubrir las necesidades industriales y una pequeña cantidad para satisfacer los requerimientos de los asentamientos humanos. En base a un inventario de fuentes de aguas subterráneas, se ha determinado que el volumen de explotación actual en el valle bajo del Santa es de 8 574,063 m³. por año, del cual como ya hemos dicho, el 98% se destina a usos industriales y el 2% al consumo humano. Se adjunta a continuación un cuadro donde se aprecia con mayor detalle el uso actual del agua subterránea en el valle bajo del río Santa (Pág. 58).

En este cuadro se observa que es el sector industrial de la zona el que absorbe el mayor porcentaje del volumen total de agua, siendo SIDERPERU el mayor consumidor con 8 113,650 m³. (1500 m³/hora) de agua extraída mediante 10 pozos en servicio (tubulares), pero cuando se hayan equipado los seis pozos no utilizados en la actualidad este

USO ACTUAL DEL AGUA SUBTERRANEA EN EL VALLE BAJO DEL RIO SANTA (m³/año)

Distrito	Uso Doméstico	Uso Industrial		Uso Agr.	Total
		I. Pesq.	I. Sider.		
SANTA	115,294	308,436	8 113,650	----	8 537,380
CHIMBOTE	36,500	----	----	----	36,500
VIRU	183	----	----	----	183
TOTAL	151,977	8 422,086		----	8 574,063
PORCENTAJE	2 %	98 %		----	100 %

gasto de extracción se elevará a 1,900 m³/hora lo que hará un consumo anual de 8 322,000 m³/año.

El sector pesquero consume en la actualidad 308, 436 m³ al año y solamente se destina para el consumo humano 115,294 m³, agua proveniente de los pozos a tajo abierto sin equipo existentes.

CARACTERISTICAS HIDROGEOLOGICAS

El acuífero del valle bajo del río Santa tiene la forma de una cubeta alargada y angosta hasta la altura del cerro Huacacorral, a partir del cual se ensancha progresivamente hasta su límite con el mar abarcando hasta este lugar una extensión de 108.2 Km².

El substrato rocoso y los afloramientos de origen volcánico, existentes en la zona estudiada, constituyen los límites inferior y laterales, respectivamente del acuífero. Se desconoce la profundidad del substrato rocoso, sin embargo, la máxima profundidad conocida por información de los perforadores de pozos es de 90.70 mts., profundidad registrada en el pozo de SIDERPERU N° 4. Si asumimos una profundidad promedio del relleno aluvial, de 60.00 mts. el volumen del relleno aluvial sería del orden de los 6,492 000, 000 m³.

El acuífero del Santa está formado por aluviones cuaternarios transportados por el río Santa. Estos, están constituidos por cantos rodados, gravas angulosas y redondeadas, arenas arcillas y limos.

Con la información de los perforadores de pozos se elaboró un corte esquemático Litológico del acuífero, el cual mostró una continuidad del material depositado en el valle, con intercambios de capas de material fino.

Se adjunta un esquema de este perfil litológico.

Para concluir diremos que la napa del valle es libre y su forma de recarga o sea su régimen de corrientes influentes provienen y dependen de las infiltraciones del río Santa, por supuesto que a este factor de infiltración tenemos que agregarle las infiltraciones correspondientes

a las aguas de riego superficial, canales de riego y por el escurrimiento subterráneo proveniente de la parte alta del valle de Lacramarca a través de la quebrada de Casacajal.

NIVELES PIEZOMETRICOS

Con la finalidad de establecer la topografía de la napa y sus fluctuaciones se realizaron dos campañas de medición del nivel freático, una en Abril y la otra en Octubre, ambas en 1970.

Como resultado de los controles realizados, se de terminaron las variaciones de los niveles de agua, estos varían de aguas arriba hacia aguas abajo del flujo subterráneo, así:

- De 7.20 mts. en la Hda. La Rinconada a un metro en el pto. de Santa.

- Los niveles piezométricos varían de 70 m.s.n.m. para el primero a 1.50 m.s.n.m. para el segundo.

El sentido o dirección del flujo principal es de fico, su nivel de base, observándose la alimentación río Santa a la napa. La gradiente hidráulica promedio es del orden de 0.7%. Este control fue realizado en el mes de Abril.

Nuevamente se realiza otro control en el mes de

Octubre, este permitió establecer que las profundidades del nivel de agua en los pozos varían de aguas arriba hacia aguas abajo del flujo subterráneo, así:

- De 7.20 en la Hda. La Rinconada a 1.15 en el pto. de Santa.

- Los niveles piezométricos, varían de 69.50 m. s.n.m. en la Hda. antes citada a 1.35 m.s.n.m. en el pto. de Santa. El sentido principal del flujo subterráneo en a zona comprendida entre el pueblo de Santa y río del mismo nombre es de Este a Oeste; en la zona de la Hda. La Huaca es de Noreste a Sureste. La gradiente promedio es de 0.56 %.

Con las piezométrias realizadas se determinó que el nivel piezométrico promedio de la napa disminuyó en 0.80 mts. en el mes de octubre, en que se efectuó la segunda medición, con un máximo de 3.87 mts., estas mediciones fueron registradas en un pozo de la zona de la Hda. Guadalupito. Se registró un mínimo de 0.11 mts. en el pozo del sector Castillo sito en la Hda. La Rinconada.

Como conclusión se puede afirmar que la disminución observada en los niveles piezométricos se debió a la pobre alimentación de la napa por parte de su principal fuente de influencia: el río Santa, esto ocurre en el mes de Octubre, tiempo de estiaje.

CAPACIDAD POTENCIAL DE RENDIMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS DE LA CUENCA DEL RIO SANTA

Esta potencialidad de explotación en el valle bajo del río Santa, adquiere mayor importancia desde el punto de vista de su aprovechamiento para los usos domésticos e industrial, en cambio pierde significado en cuanto al uso agrícola se refiere, en efecto esto es obvio desde que se observa el régimen Hidrológico de la cuenca del río Santa, este se caracteriza por la existencia de un caudal permanente en su cauce durante todo el año, satisfaciendo de esta manera los requerimientos hídricos para uso agrícola, con exceso.

Este ha sido uno de los recursos que menos se ha explotado para fines doméstico e industrial, siendo completamente nulo su uso en la agricultura, esto lo demuestra el hecho de no haber encontrado ningún pozo dedicado a este fin; es recomendable alentar este uso del agua subterránea para consumo industrial y doméstico, reservando el recurso superficial para el desarrollo agrícola de las extensas pampas que flanquean la cuenca baja del río Santa.

La explotación de este recurso dependerá de las reservas disponibles y del conocimiento de las áreas favorables para la construcción de obras de captación (lease

pozos) y sobre todo de la condición económica de su explotación.

De acuerdo al estudio hidrogeológico desarrollado es razonable pensar que se puede encontrar cualquier cantidad de agua en el subsuelo, esto indica una vasta reserva de agua, sin embargo en la actualidad no se puede precisar la magnitud de las reservas del acuífero; esta evaluación deberá ser hecha a la brevedad posible, así como también los análisis de su rango de calidad, esto por tratarse de un recurso sumamente importante para su explotación futura.

5. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo estamos considerando puntos importantes tales como: Periodo de Diseño, Area de Servicio, Población de Servicio y Densidad actual y futura.

En el primer punto tomaremos especial cuidado, da da la importancia que reviste la determinación de este parámetro de diseño tan significativo.

PERIODO DE DISEÑO

Para la determinación de este parámetro consideraremos varios factores incidentes, que influyen determi- nantemente en su determinación, estos factores son:

1. Posibilidades de efectuar obras por etapas.
Costo e importancia de la obra de Ingeniería.
Desarrollo de la Población por Abastecer.
2. Financiamiento de la Obra.
3. Vida Util de las Obras de Ingeniería y de los equipos electromecánicos.
4. Normas de Diseño dictadas por el reglamento del Colegio de Ingenieros del Perú.
5. Otras experiencias.
1. Posibilidades de Efectuar la Obra por Etapas

Generalmente, es muy recomendable emplear este

criterio en la construcción de obras de Ingeniería, sobre todo si estas se llevan a cabo en países que no se caracterizan por su riqueza, en otras palabras en países en vías de desarrollo, tal el caso del nuestro, este criterio aunque es limitativo en su aplicación para sistemas de abastecimiento de agua, como veremos más adelante, es sumamente conveniente, pues permite la mejor distribución de las inversiones en el renglón de las infraestructuras sociales, si a este punto de vista meramente económico aunamos el técnico, veremos que en este se considera dicha posibilidad, al hacer los estudios y el proyecto respectivo.

Las obras civiles comprendidas en sistemas de abastecimiento de agua que pueden estar sujetas a criterios de ampliaciones o en su defecto al de construcción por etapas son: los pozos, plantas de tratamiento y además se podrían mencionar a los sistemas de distribución y a los equipos de bombeo.

No están sujetas a estos criterios de ampliación y constructivos, los siguientes elementos conformantes del sistema.

La línea de Conducción (puede ser de impulsión también), el Reservorio, Ductos y presas, obras que por su durabilidad, deben ser diseñadas para el máximo periodo de Diseño.

Específicamente, una obra de la naturaleza análoga a la que es motivo de este Proyecto de Grado, deberá ser construída por etapas, debido fundamentalmente a que el sistema en cuestión está diseñado para servir a una agrupación humana futura, esto significa, que si el sistema mencionado es construido íntegramente, el capital invertido en esta obra de ingeniería, estará con su capacidad de producción sub-utilizada, este criterio por demás inadecuado para países pobres no puede de ninguna manera, ser utilizado por nosotros, por la razón citada.

Por otra parte, teniendo siempre como premisa, la construcción por etapas, se deberá determinar en cada una de las estructuras civiles, tales como acueductos, plantas de tratamiento, reservorio, etc. su rango de vida útil, ya que en base a este punto y también a la secuencia natural de construcción del sistema, se dictaminará el orden constructivo, o sea se delimitará las etapas constructivas.

Se debe tomar en cuenta, la importancia y costo de las partes del sistema así como también su nivel de dificultad en lo referente a su ampliación.

Otra solución sería considerar un periodo de diseño corto, de 15 a 20 años, y aún en este periodo se podría considerar etapas constructivas, o etapas de adquisición de maquinaria.

DESARROLLO DE LA POBLACION A SERVIR

El crecimiento demográfico de una población a servir es sumamente importante y no se puede dejar de considerar sobre todo si este desarrollo está influenciado y caracterizado por un desarrollo violento y explosivo (caso de la zona en la que se asienta la localidad de Coishco), se puede presentar el caso contrario es decir un desarrollo lento en su incremento poblacional, por haber llegado a un ritmo casi estable de crecimiento.

En tipos de poblaciones de incrementos violentos de población, se considerarán periodos cortos de diseño, estos periodos podrán ser de 20 años.

2. Financiamiento de la Obra

Existe un principio económico que podría ser considerado normativo para la elección del periodo de diseño, desde el punto de vista de inversión de capitales, este es el siguiente:

"La relación del crecimiento de la población está íntimamente ligada al aumento de la tasa de interés que se considera en la financiación de la inversión, o sea que cuando el crecimiento demográfico es elevado, también los serán las tasas de interés por pagar y en ese caso conviene ele ir un periodo de diseño corto, a lo sumo que esté

comprendido entre los 20 a 25 años".

3. Vida Util de las Estructuras

La vida útil de las estructuras civiles de un sistema de abastecimiento, tienen un rango de durabilidad de 50 años de vida útil, pero su rango es casi siempre mayor que los lapsos previstos; esto consecuentemente nos evidencia que siendo factor incidente en la elección del periodo de diseño, no es preponderante.

En cambio la duración de los equipos es muchísimo menor que la anterior, la ventaja la dan el hecho de que se pueden reemplazar al vencer su periodo de vida útil, este periodo está comprendido entre las 10,000 y 15,000 horas de vida útil, esto es sin representar ningún tipo de carga para el presupuesto de mantenimiento.

Para los efectos de diseño, del sistema en general, los equipos electro mecánicos o sus similares se diseñan para un periodo de vida útil de 10 años, esto como es obvio varía de acuerdo a las especificaciones del fabricante.

La red de distribución de agua y la de colectores de desagüe, son un factor sumamente influyente en la determinación del periodo de diseño, esto por lo costoso que resultaría una ampliación o reparación o cambio de las tuberías componentes del sistema, ya sea esto porque ellas

resulten ineficientes o porque se hayan deteriorado.

4. Normas de Diseño del CIP (Para etapas constructivas)

El reglamento del Colegio de Ingenieros del Perú, dictó normas que rigen para etapas constructivas, estas Normas a la letra dicen: "Periodo recomendable de las etapas constructivas".

- a) Para poblaciones de 2,000 habitantes hasta 20,000 se considerará un periodo de 15 años.
- b) Para poblaciones mayores de 20,000 habitantes se considerará 10 años.
- c) Los plazos se justificarán de acuerdo con la realidad económica de las localidades.

5. Otras Experiencias

El Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado Rural es la entidad caracterizada en la construcción de sistemas de abastecimiento y remoción de aguas servidas en localidades rurales, esta es dependiente del Ministerio de Salud; la entidad citada ha construido sistemas en localidades de características análogas a Coishco tanto demográficas, políticas y geográficas (todas las que se citan a continuación están en la zona afectada por el sismo del '70),

estas localidades son: Samanco, Caleta, Culebras, Santa y Puerto de Supe. En todas ellas el periodo de diseño establecido fue de 20 años.

CONCLUSION

De todo lo expuesto concluimos que debido a las consideraciones anotadas y sobre todo al último punto, que influye en nuestro criterio de selección, el periodo de diseño de esta localidad deberá de ser de 20 años.

DESARROLLO DE POBLACION

Sería poco digno de atención, un valor para la población de diseño obtenido o determinado en base solamente a un método, cualesquiera que este sea.

Obviamente existen varias metodologías que se valen del aparato matemático para determinar u obtener resultados para población de servicio en un tiempo determinado; debemos servirnos de ellas y los resultados deberán analizarse detenidamente para seleccionar el más probable; deberá tenerse muy en cuenta los diversos factores que incidirán en el crecimiento de la población, sobre todo aquellos que influyan directamente en el desarrollo económico de la zona, ya que el incremento poblacional varía al acentuarse el desarrollo de una industria (fuente de trabajo), en una zona, produciendo como efecto inmediato una corriente mi-

gratoria, la cual es por lo general la causa principal de un elevado desarrollo demográfico.

Al hacer el análisis de los valores hallados se graficarán estos y las curvas piloteadas serán las que normen la selección de la más caracterizada, la cual se hará en base a estudios comparativos de ellas.

Para hallar estos valores, contamos con datos obtenidos a partir de tres censos poblacionales, estos fueron efectuados en los años de 1941 de 1961 y de 1972; los datos obtenidos se tabulan en el siguiente cuadro:

A Ñ O	POBLACION	TIPO DE ENCUESTA
1940	58	Censo Nacional
1961	3,351	Censo Nacional
1972	9,237	Censo Nacional

Para el cálculo de la población futura se utilizarán los siguientes métodos:

- a. Método de los Incrementos Aritméticos.
- b. Método del interés Compuesto.
- c. Método del interés Simple.
- d. Método de la Parábola de Segundo Grado.

- e. Método de los Incrementos Variables.
- f. Método del Índice de crecimiento del País.
- a. Método de Crecimiento Aritmético

La varianza es lineal y consecuentemente los valores obtenidos son bajos. Con este método se asume que la población aumenta en progresión aritmética, siendo la razón el promedio de los incrementos.

La Fórmula a usarse será:

$$P = P_0 + r t$$

En la cual:

P Población futura.

P₀ Población actual.

r Promedio de incrementos.

t, El tiempo transcurrido en años.

En el cuadro siguiente están ordenados los datos que van a ser usados:

Censo	Población	Incremento de Población	Incremento de Tiempo	Incremento Por Año de Población
1940	58	-	-	
1961	3,351	3,293	21	156.80
1972	9,237	5,886	11	535.09

Luego obtenemos el promedio de incrementos, así:

$$r = \frac{156.80 + 535.09}{2} = 345.945 \text{ aprox. } \dots\dots\dots 346$$

Luego aplicando la fórmula:

$$1,982 = 9,237 + (346 \times 10) = 12,697$$

$$1,992 = 12,697 + (346 \times 10) = 16,157$$

$$2,002 = 16,157 + (346 \times 10) = 19,617$$

b. Método del Interés Compuesto

Este método arroja resultados bastante aproximados sobre todo cuando se trata de poblaciones en desarrollo.

La fórmula a usarse será:

$$P = P_0 (1 + r)^t \dots\dots\dots (1.b)$$

En donde tenemos:

P Población futura.
Po Población actual.
r Índice de crecimiento por décadas.
t Tiempo en décadas.

De los censos extraemos los datos que se insertan en este cuadro:

Censo	Población (habt.)	Tiempo en décadas
1,961	3,351	
		1.1
1,972	9,237	

Se debe encontrar valores correspondientes al índice de crecimiento de la población, por décadas; este se despeja de la ecuación (1.b).

Así tenemos que:

$$(1+r)^{1.1} = \frac{9,237}{3,351} = 2.75$$

$$1+r = (2.75)^{1/1.1}$$

$$r = 2.515 - 1 = 1.515$$

Luego, el valor obtenido será:

$$\underline{r = 1.52}$$

Luego obtenemos el valor de r (promedio).

$$r = 1.52$$

Para obtener los resultados poblacionales, reemplazamos en la fórmula 1.b.

Así:

$$P_{1,982} = 9,237 (1 + 1.52)^1 = 9,237 (2.52) = 23,400$$

$$P_{1,992} = 9,237 (1 + 1.52)^2 = 9,237 (6.4) = 59,000$$

$$P_{2,002} = 9,237 (1 + 1.52)^3 = 9,237 (16) = 149,200$$

OBSERVACION

Los resultados obtenidos son desproporcionados, esto se debe al elevado valor del promedio de incrementos hallados, debido esto, al singularísimo caso de crecimiento demográfico de esta zona.

c. Método del Interés Simple

La fórmula a ser utilizada será:

$$P = P_0 (1+r)^t \dots\dots\dots (1.c).$$

Para hallar el valor de r (promedio):

$$r = \frac{P - P_0}{P_0 t} = \dots\dots\dots (2.c).$$

En donde tenemos:

P Población futura.

P₀ Población actual.

r Índice de crecimiento.

t Tiempo en años.

Luego tabulamos los datos obtenidos, así:

CENSOS	POBLACION	DIFERENCIA EN AÑOS
1,961	3,351	
1,972	9,237	11

Luego reemplazando valores en la ec. 2. c.

Tenemos:

$$r_1 = \frac{9,237 - 3,351}{3,351 \times 11} = 0.160$$

Luego el valor de r_p será:

$$r_p = \underline{0.160}$$

Reemplazando, luego valores en la ec. 1.c.

Tendremos:

$$P_{1,982} = P = 9,237 (1 + 0.16 \times 10) = \underline{23,000}$$

$$P_{1,992} = P = 9,237 (1 + 0.16 \times 20) = \underline{38,700}$$

$$P_{2,002} = P = 9,237 (1 + 0.16 \times 30) = \underline{53,500}$$

d. Método de la Parábola de Segundo Grado

Los resultados obtenidos

Su varianza es cuadrática:

Así la ecuación será de la forma general:

$$Y = A + BX + CX^2 \dots\dots\dots (1.D)$$

En la que:

Y Población futura.

X Intervalo de tiempo en años.

A Población actual.

C y B Ctes.

Tabulamos los datos a continuación:

Censos	Población	Intervalo de Tiempo(años)					
1,940	58	--	--	--	--	--	--
1,961	3,351	21	3,351	58	21	441	
1,972	9,237	11	9,237	58	32	1,024	

Luego reemplazando valores en la ecuación... 1.D

$$3,351 = 58 + 21B + 441C \dots\dots\dots 1$$

$$9,237 = 58 + 32B + 1024C \dots\dots\dots 2$$

Despejando y resolviendo 1 y 2 obtenemos los valores para B y C de 1.

$$B = \frac{3,293 - 441C}{21} = \dots\dots\dots (a)$$

Reemplazando en 2 y efectuando obtenemos que:

$$32 \frac{(3,293 - 441C)}{21} + 1024C = 9,179$$

De donde:

$$7,392 C = 87,383$$

$$C = \frac{87,383}{7,392} = 11.82$$

$$\underline{C = 11.82}$$

Luego reemplazando en $\dots\dots\dots (a)$

$$B = \frac{3,293 - 441 \times 11.82}{21} = - 91.41$$

$$\underline{B = - 91.41}$$

Luego la ecuación general es de la forma:

$$Y = 58 - 91.41 x + 11.82 x^2$$

Hallamos a continuación los valores buscados:

$$P 1,982 = 58 - 91.41 \times 42 + 11.82 \times (42)^2 = 17,069$$

$$P 1,992 = 58 - 91.41 \times 52 + 11.82 \times (52)^2 = 27,158$$

$$P 2,002 = 58 - 91.42 \times 62 + 11.82 \times (62)^2 = 39,884$$

e. Método del Índice de Crecimiento del País

Este método se utiliza con la finalidad de obtener resultados, que no difieran con el crecimiento del país en el momento actual. El índice considerado es a la fecha de un valor igual a 2.7% anual.

La fórmula que empleemos será:

$$P = P_0 (1 + r)^t \dots\dots\dots 1.E$$

Donde:

P Población futura.

P₀ Población actual.

t Tiempo en años.

r Índice de crecimiento (0.027)

Luego aplicando la ecuación 1.E tendremos:

$$P_{1,982} = 9,237 (1 + 0.027)^{10} = 9,237 \times 1,305 = 12,100$$

$$P_{1,992} = 9,237 (1 + 0.027)^{20} = 9,237 \times (1.705) = 15,400$$

$$P_{2,002} = 9,237 (1 + 0.027)^{30} = 9,237 \times (2.215) = 20,400$$

Los valores obtenidos a partir de los diversos métodos empleados para su obtención son:

a). Método Aritmético:

P 1,982 ... 12,697 habitantes.

P 1,992 ... 16,157 habitantes.

P 2,002 ... 19,617 habitantes.

b). Método de Interés Compuesto:

P 1,982 ... 23,400 habitantes.

P 1,992 ... 59,000 habitantes.

P 2,002 ... 14 ,200 habitantes.

c). Método de Interés Simple:

P 1,982 ... 23,000 habitantes.

P 1,992 ... 38,700 habitantes.

P 2,002 ... 53,000 habitantes.

d). Método de la Parábola de Segundo Grado:

P 1,982 ... 17,069 habitantes.

P 1,992 ... 27,158 habitantes.

P 2,002 ... 39,708 habitantes.

e). Método del Índice de Crecimiento Variable del País:

P 1,982 ... 12,100 habitantes.

P 1,992 ... 15,400 habitantes.

P 2,002 ... 20,400 habitantes.

CONCLUSION

El haber desarrollado los métodos citados para la obtención de valores para la población, al final del período de diseño, nos ha servido como una metodología representativa de la diversidad de procesos que se emplean para la finalidad prevista.

Al efectuar el análisis de los resultados hallados, observamos una divergencia por demás desproporcionada en ellos, esto se debe por supuesto al incremento resultante, determinado a partir de los datos bases, que son los censos nacionales, ellos a pesar de su desproporcionalidad son completamente veraces, reflejan el crecimiento demográfico desmedido, al cual hemos denominado consecuencia del Boon industrial.

Debido a que el status de la zona ha cambiado, para determinar el valor cuantitativo de la población a usar en el proyecto, es necesario evaluar factores básicos de gran influencia en aquella, desde el punto de vista socio económico hagamos la siguiente consideración:

- El desarrollo económico ha llegado a una etapa de crecimiento planificado emanado de la organización y previsión implantados a finales de la segunda mitad del decenio pasado, como consecuencia de la crisis que surgió de la bonanza de la industria pesquera, este crecimiento im-

plica una estabilidad laboral, tanto en la industria propiamente dicha como en las de apoyo. Ella trae consigo que el crecimiento natural de las industrias sea de hecho completamente diferente al observado anteriormente, esto es lógico.

En un estudio socio económico efectuado en el año 1968 por el C. de Arquitectos se determinó un crecimiento lineal en las necesidades laborales e industriales de la zona.

Si consideramos correspondencia biunivoca entre el desarrollo industrial y demográfico, debemos concluir que el desarrollo demográfico de la zona será también lineal, esto influye razonablemente para determinar el método aritmético como el más adecuado para la realidad actual del desarrollo demográfico de la zona.

Podemos considerar un antecedente bastante significativo, el hecho de la aplicación del método Aritmético para la obtención de valores de población para los efectos correspondientes a los proyectos elaborados por la Dirección del P. de Ingeniería Sanitaria del M. de S., específicamente en localidades análogas a Coishco en aspectos ya citados anteriormente, estas son las siguientes: Santa, C. Culebras, Samanco y Puerto Supe.

Por lo expuesto he escogido el método aritmético

para la determinación del valor de la población al final de nuestro período de diseño. Dicho método nos arroja la can tidad de 16,157 habitantes, siendo este valor bastante similar al hallado mediante el uso del incremento del 30% usado por la entidad citada, para la zona.

DENSIDAD

En el tercer capítulo, bajo el acápite de Desarrollo de Población, se puede apreciar las variaciones marcadas que ha sufrido la localidad de Coishco, esto tomando como punto de partida el censo de 1940.

En la actualidad sobre una área poblada de 58 ~~has.~~ habita una población de 9,237 habitantes, según el censo o ficial de 1972; esta relación dá como resultado una densidad poblacional bruta de 160 hab/ha., dentro de 20 años, es decir al término del período de diseño se espera, una población de 16,157 habitantes; debemos hacer el consideran do de que en esa época la extensión del área poblada alcanzará, según la entidad encargada de efectuar la regulación de la zona (CRIRZA), será de 20 has. más, a partir del área poblada presente, esta información fue proporcionada a des pecho de la inexistencia de un elemento regulador de garan tía, como el plano regulador de la localidad de Coishco, sin embargo, se nos informó además, que la extensión de

área poblada a esperarse al término del período de diseño, tendría una dirección norte, a la vera de la Carretera Panamericana Norte que se dirige a Trujillo.

Estas consideraciones nos arroja una densidad poblacional futura de 202 hab/ha.

Este valor está muy por encima de los límites fijados para localidades rurales por el Reglamento del CIP, este en sus normas señala una densidad de 75 hab/ha. para zonas rurales.

6. SISTEMA DE AGUA POTABLE

POBLACION SERVIDA DOTACIONES DE DISEÑO

Las dotaciones para uso doméstico, incluyen el su ministro de agua para residencias, casa tipo económicas, ho teles, etc., en todo lo referente para el uso sanitario, culinario, de bebida, higiene y lavado y además el riego de jardines. Antes de determinar la dotación de diseño es ne cesario entender a unas consideraciones previas de impor tancia en dicha determinación.

Dentro de las consideraciones citadas se encuentra, el criterio de la población servida, este consiste en el número de usuarios que van incrementándose en la red de distribución a través de los años del período de diseño.

El incremento del número de usuarios es siempre inferior al índice de crecimiento de la población, dicho incremento está en función de las posibilidades económicas de la población, de su nivel social y cultural; a esto hay que aunar la eficacia de un programa de promoción de instalación de conexiones domiciliarias.

Basándonos en este principio se procedió a la documentación sobre el particular, habiéndose hallado datos interesantes en la tesis "Proyecto de Agua Potable y Alcantarillado de Chilca" página 26, II Capítulo, a su vez los autores de este trabajo se basaron en estudios hechos en los archivos del Ministerio de Vivienda.

De estos se desprenden las siguientes conclusiones: para los primeros cinco años del período de diseño se espera que un 35% del total de los usuarios estén conectados al servicio de la red, luego en los siguientes 5 años se espera un incremento del 15% de ellos; así hasta que al final de dicho período se espera un total del 75% de la población de diseño. En el cuadro N^o se encuentran dichos datos:

Años	% de Población Servida
1977	35 %
1982	50 %
1987	60 %
1992	75 %

La curva que se muestra en la siguiente figura es tá confeccionada en base a los siguientes datos:

Años	Pob. Exist.	Pob. Conec.	% del Total de Pob. Conec.	% del Total de Poblac.
1977	10,600	3,710	31.4	35
1982	12,050	6,025	51.2	50.0
1987	13,800	8,280	70.0	60.0
1992	16,157	11,800	100.0	75.0

Se ha considerado que para el año de 1992 existirá el 75% de población conectada de la pob. total; como ya hemos dicho este valor ha sido considerado teniendo en cuenta las condiciones socio económicas de esta localidad. La cifra así obtenida, nos arroja un resultado que se puede considerar como bastante representativa. Esta es la cifra

que se utilizará para los efectos del diseño del sistema de abastecimiento de Coishco, localidad rural y ha sido tomada siguiendo el criterio de evitar el desperdicio de capital.

DETERMINACION DE LA DOTACION DE DISEÑO

El sistema de abastecimiento actual en Coishco, está limitado al suministro de agua que por acarreo, tanto en acémilas como en camiones cisternas, realizan personas que se dedican a este: "Negocio del agua". Como consecuencia de este fenómeno existente no se cuenta con datos apropiados para la determinación de la dotación de la localidad, debido a esta situación "sui generis" se adoptará una dotación basándonos en los estudios y experiencias que en poblaciones análogas han efectuado entidades como, el Plan Nacional de Agua Potable Rural y el Ministerio de Vivienda, además se tomarán criterios tales como los del Ing. Pflucker H.; Dotaciones recomendadas en la Gaceta Venezolana, y el Reglamento del Colegio de Ingenieros del Perú.

La Oficina de Proyectos del Ministerio de Salud ha efectuado estudios de abastecimiento para localidades similares tanto en el medio geográfico, como en su status económico social, así tenemos el siguiente cuadro:

PLAN NACIONAL DE AGUA POTABLE RURAL

LOCALIDAD	POBLACION		PERIODO DE DISEÑO	DOTACION
	Pob. Actual	Pob. Futura		
SANTA CALETA	3,870	6,200	20 años	120 lts/seg
CULEBRAS	1,370	2,160	20 años	120 lts/seg
SAMANCO	4,000	4,800	20 años	120 lts/seg
PTO. SUPE	5,400	10,500	20 años	150 lts/seg

- El Ing. Pflucker H., considera las siguientes dotaciones:

TIPO DE DOTACIONES	Valores en lppd		PROMEDIO
	Mínima	Máxima	
DOMESTICA	75	190 - 250	135
PUBLICA	20	55	40

- El M. de Vivienda proporciona la siguiente información:

LOCALIDADES	POBLACION	DOTACION (lppd)
Ilo	30,000	200
San Andrés	6,000	200
Chilca	3,200	180

Los valores que para un consumo normal de agua proporcionan Fair, Geyer y Okum son los siguientes:

TIPO DE CONSUMO	CONSUMO	NORMAL	PROMEDIO
Doméstico	57	265	190
Comercial e Industrial	37.9	379	245
Público	19	75.5	37.9
Consumo no registrado	37.9	152	94

Según la Gaceta Venezolana los valores de las dotaciones están asignados según el área de lotes, esto es para viviendas unifamiliares, la tabla siguiente, da los valores correspondientes para los distintos lotes, así:

VIVIENDA UNIFAMILIAR		DOTACION(lts/dia)	
Hasta	200 m ²	1,500	
	201	300	1,700
	301	400	1,900
	401	500	2,100

Así sucesivamente hasta alcanzar valores superiores a los 5,000 lts/dia para lotes de más de 3,000 m². Si suponemos que la composición familiar la forman 6 elementos, tendremos una dotación por ppd de 250 ltsppd.

En estas normas de la Gaceta se consideran includi

das el gasto por riego de jardines, desperdicios y fugas.

El Reglamento del CIP, dice:

"La dotación diaria por habitante se ajustará a los siguientes valores:

POBLACIONES	C L I M A	
	Frío	Templado y Cálido
De 2,000 hab. a 10,000 hab.	120 l/h/d	150 l/h/d
De 10,000 hab. a 50,000 hab.	150 l/h/d	200 l/h/d
Más de 50,000 hab.	200 l/h/d	250 l/h/d

Cualquier variación que se produzca a estas dotaciones deberá estar técnicamente justificada en base a informaciones estadísticas comprobadas".

FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO

Hay diversos factores que afectan el consumo de agua en las poblaciones que poseen un sistema de abastecimiento, estas son las siguientes: importancia de la ciudad, presencia de industrias, calidad de agua, su costo, su presión, condiciones climatológicas, si el suministro está o no medido y si la empresa administradora es eficiente. Este último punto afectará el consumo porque evitará las pérdidas y los derroches de agua con un efectivo mantenimiento de los servicios, en lo referente a deterioros de las

instalaciones y también en el control para evitar la existencia de conexiones no autorizadas.

Debemos efectuar un análisis concienzudo del consumo de agua de esta localidad; este estudio es factible tan solo en base a deducciones, las cuales se desprenden de datos y valores asumidos, no arbitrariamente sino en base a un razonamiento lógico y posible de ser, sobre todo teniendo en cuenta el nivel socio económico de esta población.

De este análisis se desprende el hecho insoslayable de que siendo Coishco una localidad de bajo nivel de vida, las células sociales, léase hogares, no serán diferentes ni en mucho menos, a las casas tipo económicas, estas consideran los siguientes servicios: de aparatos sanitarios y de servicio:

Aparatos Sanitarios	Mínimo	Máximo	
Lavatorio	20	30	lts/pers/dia
WC (inodoro)	30	30	lts/pers/dia
Ducha	10	30	lts/pers/dia
Lavadero de cocina	10	10	lts/pers/dia
Lavadero de ropa	<u>25</u>	20	lts/pers/dia
DOTACION :	95	120	lts/pers/dia

Si consideramos la máxima dotación, o sea 120 lts/hab/dia deberemos aumentarle volúmenes por los siguientes

conceptos:

Consumo máximo	120 lts/hab/día	80%
Pérdidas en la Red	15 lts/hab/día	10%
Aguas para riego de Jardín	<u>15</u> lts/hab/día	<u>10%</u>
TOTAL :	150 lts/hab/día	100%

La calidad del agua es un lógico factor que incide sobre el consumo, si a una comunidad se le suministra a agua de una fuente de calidad y sabor muy diferente a la que la abastece, entonces se presentará un consumo bajo, esto a despecho de que el agua del sistema cumpla con las normas de calidad establecidas para el Perú.

En poblaciones rurales de nuestro país se puede hablar de dotaciones menores de 100 lppd, esto sobre todo en nuestra serranía, de esta dotación se consume un 48 % sobre todo en aquellas localidades que no cuentan con su alcantarillado, consumo destinado al uso doméstico; en la costa la figura es diferente, se presentan consumos del orden de los 120 a 150 lppd y por sus condiciones climatológicas tan diferentes a la sierra el consumo es mucho más elevado, esta situación se puede contemplar en la zona de Coishco; aparte de este factor la presencia de industrias incide en el alto consumo de la dotación, pero este factor no es incidente en nuestro caso ya que a despecho de

la existencia de varias industrias de la harina de pescado, esta alza en el consumo no se presentará, porque cada

CONCLUSION

Después de haber analizado detenidamente las condiciones que hacen a nuestra localidad tan parecida a Santa (dista de Coishco sólo 4 Km.), a Pto. Supe, caleta pesquera industrializada, de marcada analogía en su "modus vivendi", además, si a esto aunamos las evaluaciones de tipo cuantitativo, efectuada renglones arriba, concluiremos que, la dotación m s conveniente para Coishco es de 150 lts/pers/día.

La dotación determinada se ajusta bastante a las necesidades de la zona esto está demostrada en la práctica, ya que ha sido aplicada en Santa. Se debe tener presente, que las industrias asentadas en la zona cuentan con sistemas de auto abastecimiento de agua potable; que por su nivel de vida cada usuario no consumirá el volumen destinado para él; que según la curva de población servida, en los primeros años la dotación asignada abastecerá con creces las necesidades de los usuarios conectados, nivelándose a un límite razonable al final del período de diseño.

CAUDALES DE DISEÑO

Para el presente estudio regirán los siguientes coeficientes:

Para el máximo diario : $K_1 = 1.2$

Para el máximo horario : $K_2 = 2.0$

El organismo encargado de construir los sistemas usa los siguientes coeficientes: (PNAPyAR) del Ministerio de Salud:

$K_1 = 1.3$

$K_2 = 3.0$

Sin embargo en los proyectos hechos por dicha dependencia en localidades tan análogas, como Santa, Samanco, Caleta Culebras y Puerto Supe, se han utilizado los coeficientes que se van a emplear en este proyecto de grado.

Debemos acotar que en los proyectos arriba citados se han considerado premisas socio-económicas, para la determinación de dichos coeficientes, así como también la incidencia que en su elección tienen las consumo, así como su ubicación geográfica.

La dotación de diseño que hemos determinado es de 150 lts/hab/día, luego la demanda total diaria será:

Población de servicio : 11,800 hab.

Dotación : 150 lts/hab/día

DEMANDA TOTAL DIARIA:

$$11,800 \text{ hab.} \times 150 \text{ lts/hab/día} \times \frac{1}{86,400} = 18.74 \text{ lts/seg}$$

Luego tenemos que el gasto promedio diario será:

$$Q_p = 18.74 \text{ lts/seg.}$$

El valor de Gasto Máximo Diario será:

$$Q_{pd} \times K_1 =$$

$$\text{donde } K_1 = 1.2$$

luego:

$$Q_{md} = 18.74 \times 1.2 = 22.49 \text{ lts/seg.}$$

El valor para el Gasto Máximo Horario será:

$$Q_{mh} = Q_{PD} \times K_1 \times K_2 =$$

$$\text{donde } K_2 = 2.00$$

luego:

$$Q_{MH} = 18.74 \times 1.2 \times 2 = 44.98 \text{ lts/seg.}$$

VOLUMEN DE REGULACION

No se cuenta con datos sobre la variación horaria de la curva de consumo en la localidad y tampoco en las

poblaciones vecinas que se han tomado como referencia, para este trabajo.

Por estas razones se ha preferido tomar como referencia las especificaciones normativas del PNAPR del Ministerio de Salud, estas determinan lo siguiente, a la letra dicen:

"La capacidad del reservorio de regulación será el 25% ó el 30% del volumen de consumo promedio anual. En sistemas de bombeo, el volumen de regulación será el 15% ó el 20% del volumen promedio diario anual, considerándose 10 a 12 horas de bombeo en varias etapas".

Estas normas se han aplicado sin ninguna dificultad en las localidades en referencia. Se encuentran en construcción tres de ellas, estando en funcionamiento tan solo la obra de Santa, la cual funciona sin ningún contratiempo en la actualidad.

Teniendo presente estas experiencias y estando conscientes de la analogía existentes con las localidades citadas y la nuestra, considerando además la potencialidad de rendimiento de la napa acuífera y sobre todo en vista de la ínfima explotación a que está sometida a la fecha, se ha preferido usar la reserva del subsuelo como un gran reservorio de regulación. Por todo lo dicho se concluye en que el reservorio de regulación será el 20% del volumen pro

medio diario anual. Esto es, tendrá el siguiente volumen:

VOLUMEN DE REGULACION: $20\% \times 150 \text{ lts/hab/día} \times 11,800 \text{ hb.} =$
 354 m^3

CONSIDERACIONES SOBRE EL VOLUMEN PARA INCENDIO Y DE RESERVA

En esta localidad no se ha considerado este tipo de volúmenes para los efectos de almacenamiento, esto por las siguientes razones:

- El tipo de material predominante en la construcción de las edificaciones en esta localidad no justifica tal medida, por ser de material noble y de adobe en su totalidad.

- A pesar de existir asentamientos industriales, no se justifica la consideración de volumen de incendio, esto se debe a que cada una de ellas, cuenta con sistemas de autoabastecimiento para sus necesidades industriales, habiendo considerado además la posibilidad de ocurrencia de siniestros, dentro de sus instalaciones y en los alrededores de ellas.

- El volumen de reserva se dejará de lado por consideraciones netamente económicas. Sin embargo debo hacer mención que este concepto es sumamente importante y significativo en el diseño del sistema, tanto como lo son los considerandos relativos a un equipo de bombeo y un pozo de abastecimiento, ambos de reserva, para hacer frente a una posible contingencia en el abastecimiento, por mantenimiento o fallas imprevistas.

PRESIONES DE DISEÑO

De acuerdo a las Normas del CIP, las presiones de diseño, Máximas y Mínimas en las redes de distribución, son las siguientes:

Presión Máxima: 50 mts (71.4 lbs/pulg²)

Presión Mínima: 15 mts (21.4 lbs/pulg²)

Dice además que en localidades pequeñas podrán admitirse presiones mínimas de 10 mts. de columna de agua.

El departamento de proyectos de la Dirección de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud, en sus Normas Generales para proyectos de Abastecimiento de Agua Potable, dictamina las siguientes presiones de diseño: "Presión mínima de servicio en cualquier parte de la red no será menor de 10 mts. La presión estática no deberá exceder los 50.00 mts. de columna de agua".

Las presiones que regirán en el presente trabajo serán las siguientes:

Presión Máxima 50.00 mts.

Presión Mínima 15.00 mts.

La presión mínima necesaria en el pto. más alto de la red será de 13.00 mts., esto es el resultado de las

siguie tes adiciones:

Como todas las construcciones son de dos pisos, se considerará 5.00 mts. para vencer la altura de edificación;

- Más, 4.00 mts. para la presión del aparato sanitario más elevado;
- Más, 4.00 mts. de pérdida de carga en el medidor.

Todas estas adiciones nos dá un total de 13.00

mts.

SELECCION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Siendo la zona rica en recursos hídricos, tanto superficiales como subterráneos, la elección de la fuente de abastecimiento de agua potable será una cuestión de sopesar factores influyentes, tales como los de calidad, de facilidad de extracción -o sea de bajo costo- y también de cantidad.

Los estudios Hidrogeológicos efectuados a la fecha demuestran con pruebas concluyentes de calidad y datos cuantitativos, que los recursos hídricos son vastos en la zona.

En lo referente a la escorrentia, la descarga anual promedio del río Santa alcanza la cifra de m^3 /año de los cuales se aprovechan únicamente, tan solo m^3 /año, en la Agricultura exclusivamente, ya que para fines de abastecimiento humano y aún con finalidad industrial no se utiliza este recurso superficial.

De la napa subterránea se extraen anualmente un total de 8 574,063 m^3 y de este total el 98% se usa en la industria y el restante 2% para consumo doméstico; por sus características de calidad y de bajo costo de obtención de bido a su fácil extracción -según la Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura, el costo es de \$/ 2.00 por m^3 -,

esta entidad y la ONERN también en sus respectivos estudios recomiendan la explotación del acuífero del subsuelo de la cuenca del río Santa para uso doméstico e industrial.

Es en base a estos criterios y también al rango de calidad que posee el agua proveniente del sub-suelo, que en el presente trabajo se recomienda el abastecimiento del sistema de A. P. de Coishco, con el efluente subterráneo, mediante la perforación de un pozo que tenga análogas características a los pozos pertenecientes a la Siderúrgica, estas características se citan en capítulo aparte.

FACTOR DE CALIDAD DEL EFLUENTE

Al referirnos a este punto tan significativo haremos mención a los análisis efectuados tanto en el efluente proveniente de los pozos de Siderperú, como el del pozo abastecedor de la Villa de Santa, los primeros son hechos anualmente por la TENNANT INDUSTRIAL, y los segundos por el laboratorio de análisis Físico-Químicos del Ministerio de Salud. Estos análisis han sido realizados en todos los pozos que actualmente se hallan en funcionamiento; todos ellos se encuentran situados en las inmediaciones de la Hacienda La Huaca, lugar de la ubicación de nuestra fuente de abastecimiento los análisis respectivos se encuentran tabulados en los cuadros N^o y N^o .

Al observar estos, concluiremos que están encuadrados dentro de los requerimientos de las Normas Peruanas.

FACTOR DE FACILIDAD DE EXTRACCION DEL EFLUENTE

En la zona la perforacion de pozos tubulares, cuesta por ml \$ 2,500.00 este costo relativamente bajo se debe a la poca dificultad que se encuentra durante el proceso de perforación de ellos. Hemos referido ya, que la napa subterránea se encuentra en esta zona a una profundidad bastante pequeña, esta varía de 1.50 mtr. a 3.00 mtrs., va enpequeñeciéndose a medida que disminuye la distancia al mar.

A causa de la seguridad que nos ofrece el conocimiento de la naturaleza del acuífero, debido a los estudios efectuados en la cuenca del río Santa, podemos acotar que el agua subterránea que existe en el subsuelo de Coishco pertenece al mismo estrato acuífero de la cuenca, pero ella se halla con una alta concentración de cloruros, esto se explica por las filtraciones causadas por la presencia del dren Chimbote, el cual como se puede apreciar en el plano de fuentes cruza los linderos de la localidad, a esto se une el efecto de represamiento causado por la naturaleza geológica del terreno, la cual causa el represamiento de la napa, impidiendo existir una buena dilución en ella.

Debido a esta causa, los habitantes de Coishco rechazan de plano el consumo de este efluente para uso doméstico; no sucede lo mismo con las industrias de la localidad las que han construido pozos tubulares y a tajo abierto para sus sistemas de abastecimiento de agua.

Para uso doméstico la población se surte de agua acarreada desde el cercano distrito de Santa, situada como ya he dicho en las inmediaciones de la Hacienda La Huaca.

Después de lo expuesto llegamos a la conclusión de que estando la población de Coishco acostumbrada a consumir el agua proveniente del subsuelo de la Hacienda La Huaca y que esta además reúne las condiciones Físico Químicas requeridas por las Normas Peruanas, se puede y debe utilizarse para el abastecimiento una fuente que se encuentre ubicada en estas inmediaciones, lo cual se logrará con la perforación de un pozo tubular, cuya ubicación se da en el plano respectivo.

POZO DE ABASTECIMIENTO

La fuente de abastecimiento será en consecuencia de lo expuesto un pozo tubular, que guardará las siguientes características:

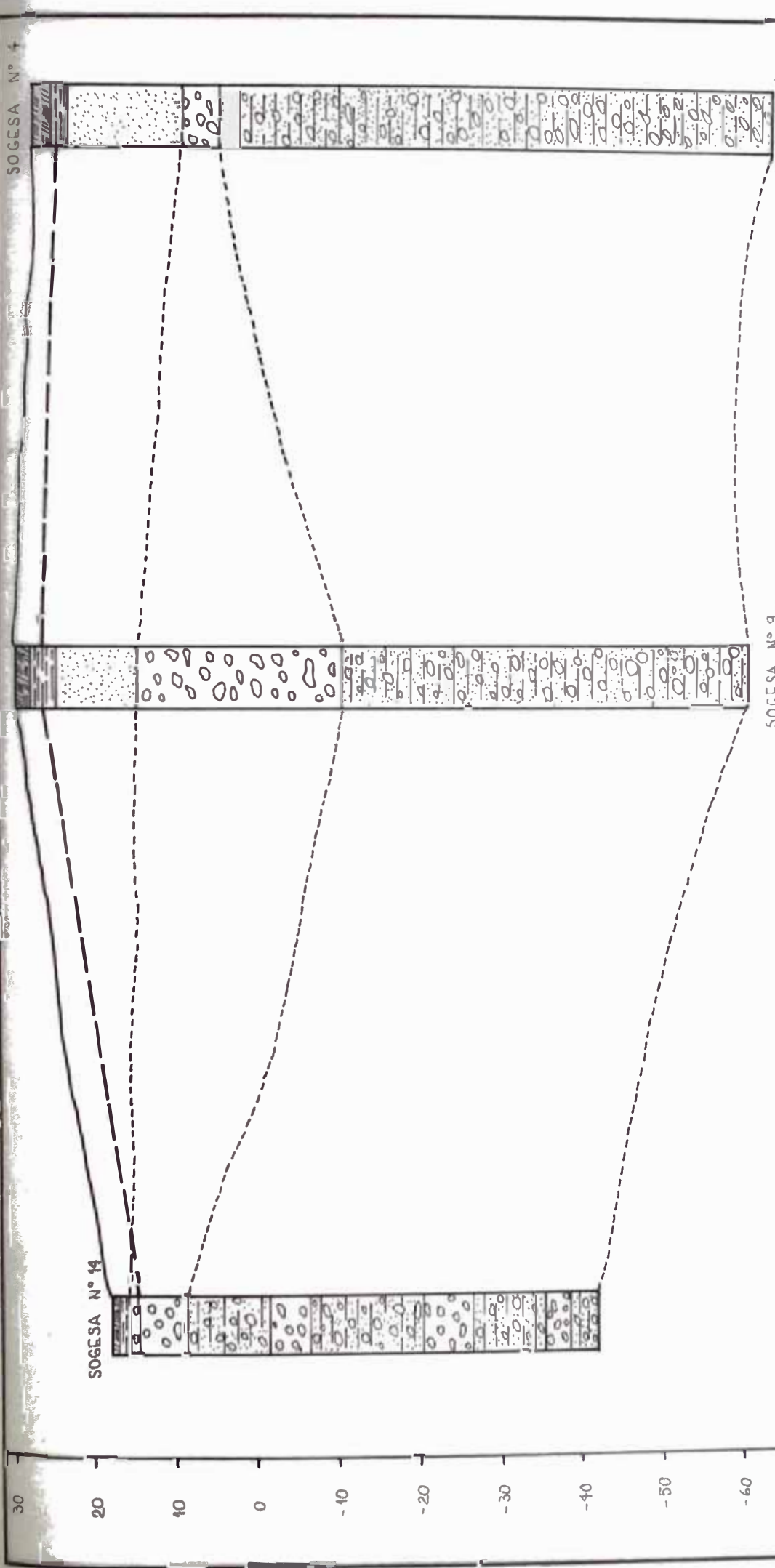
Pozo tubular

Diámetro del Pozo 12" ó 14".

ivel estático 3 mts.

Profundidad 70.00 mts.

Acompaño perfiles estatigráficos de los pozos per
forados en a zona (Pozo Nº 6 de Siderperú y el pozo muni-
cipal de Santa).









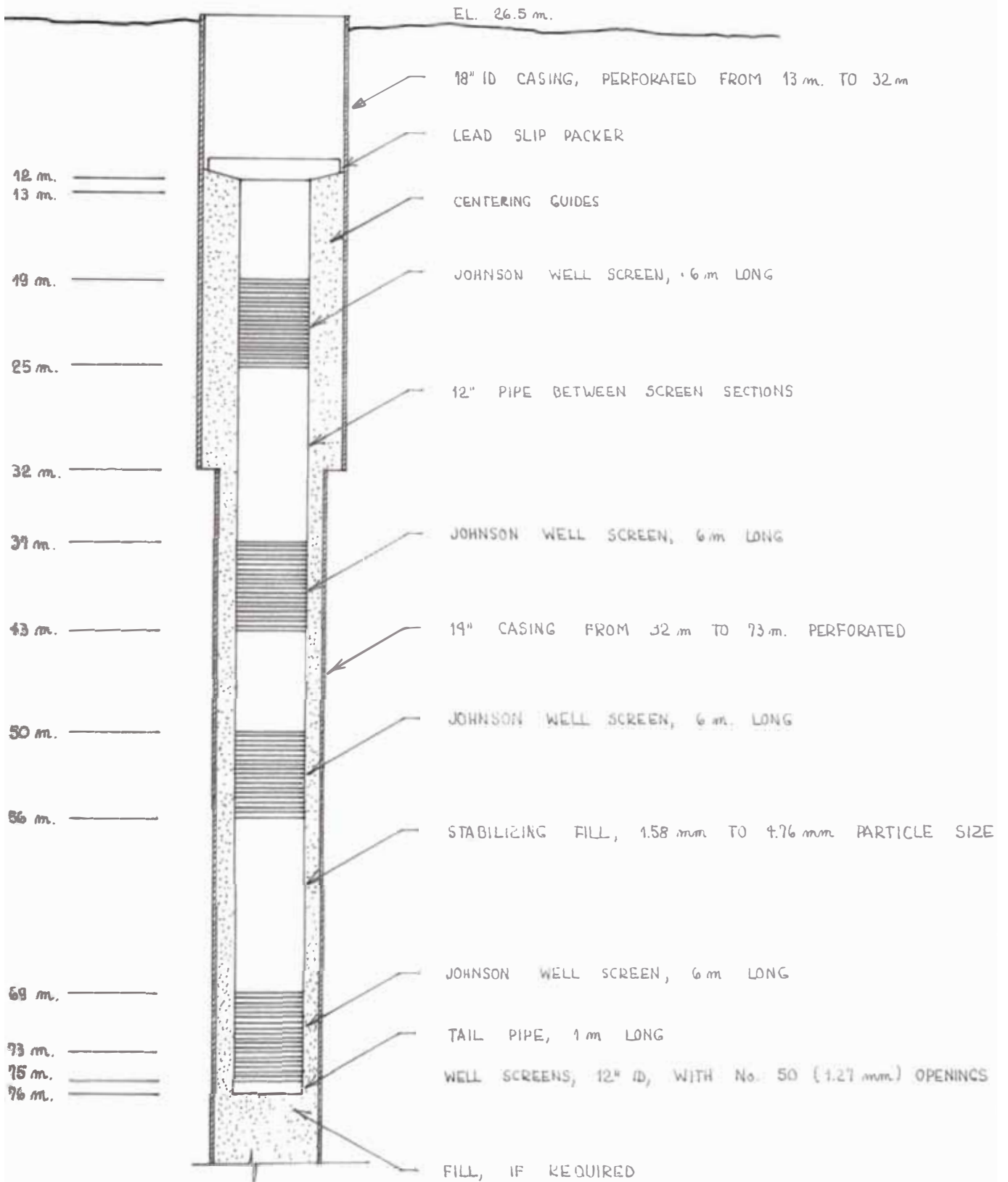
SECCION LITOLÓGICA DEL ACUÍFERO DEL VALLE DE S...

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA	
PROYECTO DE GRADO	
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y REMOSION DE AGUAS RESIDUALES PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO.	
AUTOR	FECHA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO	LIMA, ENERO 1973
ESCALA	LAMINA
H : 1 / 7500 V : 1 / 750	No. 4

SOGESA N° 9

LEYENDA

-  TIERRA DE CULTIVO.
-  MATERIAL GRUESO PERMEABLE (CANTOS, CASCAJO Y ARENA)
-  MATERIAL FINO PERMEABLE (ARENAS FINAS A GRUESAS)
-  MATERIAL MEZCLADO MENOS PERMEABLE (GRUESO Y FINO PERMEABLE, ARCILLA, LIMO)
-  MATERIAL IMPERMEABLE (ARCILLA)
-  LIMO EVENTUALMENTE ENVOLVIENDO CANTOS)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA SANITARIA.			
PROYECTO DE GRADO			
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y REMOISION DE AGUAS RESIDUALES PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO.			
AUTOR	ESCALA	FECHA	LAMINA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO		LIMA, ENERO 1973	No. 5

ESCALA	PROFUNDIDAD m. b. m. a.	ESPESOR DE LOS ESTRATOS	LITOLOGIA	DESCRIPCION	NIVEL DE AGUA	DIAMETRO DE TUBO DE PERFORACION	ESCALA	ESQUEMA DEL ENTUBADO	DIAMETRO	TIPO DE FILTRO	OBSERVACIONES
	1.00	1.00		TIERRA DE CULTIVO							
	7.00	6.00		ARCILLA Y ARENA FINA	5.00			21" FORRO			
	12.00	5.00		ARENA FINA Y MEDIANA POCA ARCILLA				15" TUBO DE EXTENSION CON VENTANAS			
	15.00			GRAVA FINA Y MEDIANA ARENA FINA Y GRUESA				14" FILTRO JOHNSON CON APERTURA No 50			
	27.00							15" TUBO DE EXTENSION			
								SUMIDERO			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
REMOSION DE AGUAS RESIDUALES
PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO

AUTOR	ESCALA	FECHA	LAMINA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO	1/200	LIMA, ENERO 1973	No. 6

SERVICIO ESPECIAL DE SALUD PUBLICA
PROGRAMA NACIONAL DE INGENIERIA SANITARIA
PLAN NACIONAL DE AGUA POTABLE RURAL
ANALISIS FISICO - QUIMICO

NOMBRE DE LA FUENTE: POZO MUNICIPAL DE SANTA TIPO:
LOCALIDAD : SANTA
PROVINCIA : SANTA
DEPARTAMENTO: ANCASH

R E S U L T A D O S

PH	7.4	
COLOR	0	unidades $K_2 PL^- Cl_6$
TURBIDEZ	0	unidades Yackson
CLORUROS	115	Cl^-
SULFATOS	250	ppm como SO_4
DUREZA TOTAL	320	ppm como $Ca CO_3$
DUREZA DE CALCIO	290	ppm como $Ca CO_3$
DUREZA DE MAGNESIO	30	ppm como Magnesio
ALCALI AD TOTAL	190	pp AT como $Ca CO_3$
MANGANESO	0.1	ppm como Magnesio
HIERRO	0.02	ppm como Fe
FLUORUROS		
NITRATOS	39.6	ppm como NO_3
NITRITOS	0.0152	ppm como NO_2

CUADRO N°

ANALISIS FISICO - QUIMICOS
 UBICACION : HDA. LA HUACA
 FUENTE: POZOS DE SIDERPERU

UNIDAD	P O Z O S						
	F-1	C-4	G-9	E-10	A-6	K-2	H-7
Dureza Total	320.0	335.0	320.0	385.0	330.0	335.0	330.0
ppm como Ca CO ₃							
CaO	159.0	140.0	155.0	199.0	145.0	132.0	147.0
ppm como Ca CO ₃							
MgO	23	26.5	26.0	38.0	28.0	27.0	26.5
ppm como Ca CO ₃							
CO ₃ ⁻²							
H CO ₃ ⁻¹	232.00	232.00	207.00	195.00	207.00	220.00	232.00
ppm como Ca CO ₃							
pH	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
TempoC	21	21	21	21	21	21	21
Cl	43	36	71	163.00	36	43	36
mgr/l							

TIEMPO DE BOMBEO

DETERMINACION

En las dos etapas fijadas se tomará los siguientes valores para el gasto continuo durante 24 horas, así en la primera etapa tendremos:

25.2 lts/seg y para la segunda: 44.98 lts/seg.

Se tomará un tiempo de bombeo de 16 horas el cual nos dará un coeficiente de $24/16 = 1.5$, arrojando a continuación un gasto de bombeo para la primera y segunda etapa respectivamente, de:

$$25.2 \times 1.5 = 37.3 \text{ lts/seg}$$

$$44.98 \times 1.5 = 67.2 \text{ lts/seg}$$

Al tomar un tiempo de bombeo de 10 horas, obtendremos un coeficiente de $24/10 = 2.4$, el cual nos arrojará un gasto de:

$$25.2 \times 2.4 = 60.48 \text{ lts/seg}$$

$$44.98 \times 2.4 = 107.5 \text{ lts/seg}$$

De estas dos consideraciones, seleccionaremos el criterio que indica un tiempo de bombeo de 10 horas, esto debido a que es preferible estar dentro de los rangos de

trabajo diario del equipo dados por los fabricantes, y tan bién por que resulta más económico ya que los gastos de mantenimiento para el bombeo serán menores. La diferencia de valores en los gastos son tan solo nominales, ya que la cantidad de agua bombeada será la misma.

CASETA DE BOMBEO

Se construirá una caseta de bombeo adecuada a las características de la región, esta construcción será de material noble, con techo de eternit movable, de tal manera que permita libertad de movimientos en el montaje y desmontaje del equipo de bombeo.

Las dimensiones de la caseta serán las siguientes:

Largo : 4.20 m. ancho : 4.20 m. altura : 2.15 m.

Los cimientos serán de concreto simple 1:2:4 de 0.40 0.80 mts. de sección con sobrecimientos. Tendrá además un falso piso de concreto de 0.10 cms. de espesor sobre el cual irá colocado el motor.

EQUIPO DE BOMBEO

En el sistema proyectado se ha considerado la conveniencia económica de adquirir los equipos necesarios pa-

ra el bombeo en forma escalonada, es decir en dos etapas, es to por tener un periodo de diseño de 20 años y considerar como la vida media efectiva de un equipo de bombeo, 10 años; también nos hemos inclinado por este tipo de solución debi do al criterio de evitar invertir un capital innecesaria - mente superior al necesario para determinado lapso, lo cual sería un desperdicio inútil de un capital que estaría prác ticamente enterrado, sin producir y sin prestar servicio.

Luego en la primera etapa se adquirirá un equipo de bombeo que estará conformado por una bomba marca: Byron Jackson-Hidrostal; tipo turbina de eje vertical, para pozo profundo, con ejes y chumaceras lubricadas con aceite, para las siguientes características y condiciones de bombeo:

Caudal de Bombeo	: 60.48 lts/seg
Altura dinámica total	: 150.00 mts. = 495'
Profundidad	70.00 mts. = 230'
Caballaje absorbido por la bomba a 1750 RPM	: 147 HP
Pérdida de Potencia en el Eje	: 3 HP
Caballaje total absorbido	: 150 HP
Max. Caballaje al freno	: 177 HP
Modelo de la Bomba: 12GH de 6 Etapas, con Impulsores de 8 - 5/8" Ø, semiabiertos.	
Motor El ctrico VHS, 200 HP a 1,800 RPM.	

Para la segunda etapa se adquirirá un equipo de Bombeo de agua marca Byron Jackson-Hidrostral, tipo turbina de eje vertical, para pozo profundo, con ejes y chumaceras lubricadas con aceite, para las siguientes condiciones de bombeo y características:

Caudal de Bombeo : 107 lts/seg = 1,700 GPM
Altura Dinámica Total : 150 mts. = 495'
Profundidad : 70 mts. = 230'
Caballaje absorbido por la bomba
a 1,750 RPM : 258 HP
Pérdida de Potencia en el eje .. : 4 HP
Caballaje total absorbido : 262 HP
Max. Caballaje al freno : 286 HP
Modelo de Bomba: 14GH 6 etapas, con impulsores de 9 1/4"
Ø semiabiertos.
Motor eléctrico de 300 HP a 1,800 RPM.

LINEA DE IMPULSION

Para la Línea de Impulsión consideraremos dos alternativas, estas son las siguientes:

1. Considerando una sola Línea de Impulsión, diseñándola con el gasto de 107 l/s.
2. Considerando los gastos de 60.5 l/s y de 46.5 l/s para las dos etapas consideradas en la adquisición de equipos de bombeo.

ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS

1. En esta primera alternativa consideraremos que el gasto de diseño será el que se bombeará en la segunda parte del periodo de diseño; este gasto es de 107 l/s, se utilizará una tubería de 12" de diámetro Asbesto cemento de Tipo Massa de Clase 150, con una presión de prueba en Fábrica de 575 lbs/pulg.
2. En la segunda alternativa consideraremos la posibilidad del tendido de dos tuberías de impulsión; la primera transportará un gasto de 60.5 l/s y la segunda uno de 46.5 l/s, serán de 8" y 6" de diámetro respectivamente de Asbesto Cemento del Tipo Massa de Clase 150.

En el cuadro adjunto vemos los costos de ambas alternativas:

CARACTERISTICAS	COSTOS		TOTAL \$
	Unitario	Cantidad	
1. Alternativa:			
Tubería de 12" de Ø, de A.C. Tipo Massa, Clase 150	\$ 590/ml	1,200	710,000.00
2. Alternativa:			
Tubería de 8" de diámetro, de A.C., Tipo Massa, Clase 150	\$ 356/ml	1,200	427,200.00
Tubería de A.C. de Ø 6" de A.C. del Tipo Massa, Clase 150	\$ 245/ml	1,200	384,000.00
			811,200.00

Luego de observar el cuadro de alternativas nos inclinamos por la primera, ya que es la más conveniente de las dos, por ser la más económica.

Cálculo de la carga total que la tubería deberá soportar en un instante dado.

La tubería de impulsión deberá ser diseñada para resistir la carga debida al Golpe de Ariete; esta carga la sufrirá en un instante dado, su cálculo se efectúa de la siguiente manera:

A partir de los siguientes datos:

Ecuación de la carga total:

$$H_{dt} = (H_m - H_p + H_d \dots\dots\dots) \quad (1)$$

Donde:

- dt Carga total.
- H_m Altura manométrica de Bombeo.
- H_d Carga debido al golpe de ariete.
- H_p Profundidad del nivel de succi. n.

A tura manométrica de bombeo:

$$H_m = H_e + H_f$$

Donde:

- H_e Altura estática.
- Pérdida de carga por fricción.

Cálculo de H_e:

Cota del Reservorio	75.00 msnm
Cota de a caseta de Bombeo ..	10.00 "
ltura útil de reservorio ...	5.00 "

Luego:

$$H_e = (75.00 - 10.00) + 5.00$$

$$H_e = \underline{70.00 \text{ mts.}}$$

Cálculo de H_f :

$$\text{Gasto} = 107 \text{ l/s} \quad \phi = 12'' \quad L = 1,200 \text{ mts.}$$

$$V = 1.43 \text{ m/s} \quad H_f \dots\dots \underline{7.2 \text{ mts.}}$$

$$\underline{H_f = 7.20 \text{ mts.}}$$

Luego aplico la ecuación..... (1)

Así:

$$H_{dt} = (H_m - H_p) + H_d$$

Reemplazando valores, tenemos, que:

$$H_{dt} = (77.20 - 63.00) + H_d \dots\dots (1)$$

Cálculo de H_d

Utilizaremos las siguientes fórmulas:

$$c = \frac{9,900}{(48.3 + \frac{K \times D}{e})^{1/2}} = \dots\dots (2)$$

$$H_d = \frac{c \times V}{\dots\dots\dots} (3)$$

En (2) tenemos:

- c Velocidad de la onda.
- K Cefte. de relación de elasticidad.
- D Diámetro de la tubería en m.
- e Espesor en m.

En (3) tenemos:

- Hd Carga de la tubería.
- V Velocidad.
- g Gravedad.

Reemplazando y efectuando, obtenemos los siguientes valores:

$$c = \frac{9,900}{(48.3 + \frac{K \times D}{e})^{1/2}} = 961$$

$$Hd = \frac{961 \times 1.48}{9.8} = 145.04 \text{ mts.}$$

Luego reemplazamos valores en la ecuación (1), y así tenemos:

$$Hdt = (77.20 - 63.00) + 145.04 = \underline{159.24 \text{ mts.}}$$

$$Hdt = 159.24 \times 1.42 = 226 \text{ lbs/pulg}^2$$

Selección de la Tubería de Impulsión

Utilizaremos tubería de Asbesto Cemento, de tipo Massa, Clase 150 con válvulas de seguridad, las cuales son ab-

absorberán el golpe de ariete, en caso de fallar estas, la tubería trabajará a una presión máxima de 226 lbs/pulg² ligeramente superior a la presión de prueba en obra 225 lbs/pulg² y muy inferior a la presión de prueba en fábrica, 375 lbs/pulg².

Cálculos para el Diseño de la Red de Distribución

Densidad de población por Ha.	151 hab/Ha
Dotación per cápita	150 l/s
Gasto promedio por Hectárea	

$$\frac{150 \text{ lppd} \times 151 \text{ hab/Ha}}{86,400 \text{ seg}} = 0.262 \text{ l/s}$$

Coeficiente de Máximo Diario	K ₁ = 1.2
Coeficiente de Máximo Horario	K ₂ = 2.0
Gasto máximo Horario por Hectárea	0.262 x 1.2 x 2.0 = 0.615 l/Ha.

Para el cálculo de la red utilizaremos el Nomo-grama de Hazen-Williams, el cual está basado en la fórmula:

$$Q = 0.0597 D^{2.63} S^{0.54}$$

$$Q = 448 \frac{V^{4.174}}{S^{1.714}}$$

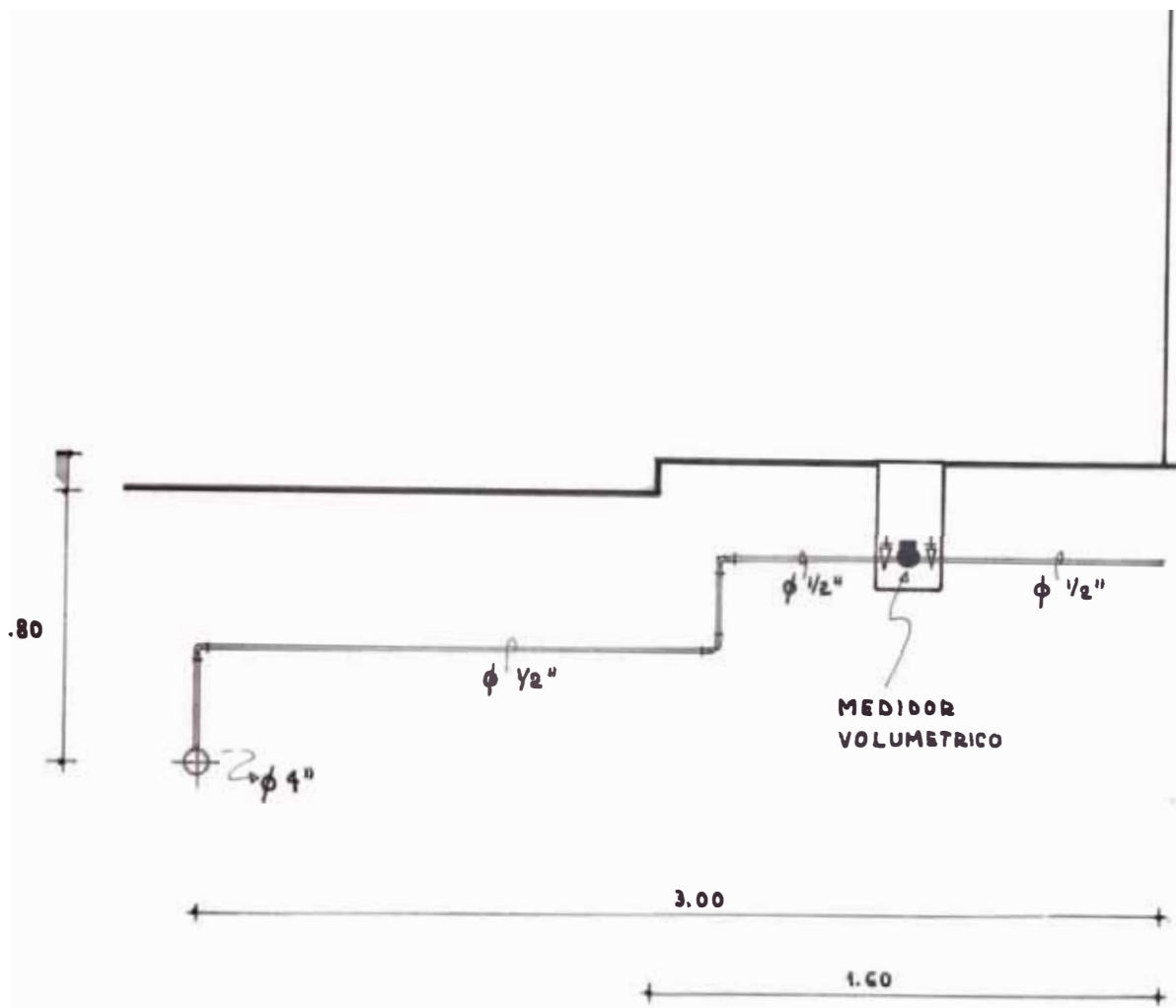
Este Nomograma es válido para tuberías de PVC y de Eternit, que poseen un coeficiente de rugosidad de $C = 140$.

Los cálculos respectivos se adjuntan en cuadros ad hoc.

CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las conexiones domiciliarias constan de los siguientes elementos:

- Una abrazadera según diámetro de la tubería y según el tipo de ella	1 U
- Tubería de P.V.C. de $\varnothing 1/2"$ (15 mts. por cada conexión)	15.00 mts.
- Codos de P.V.C. $\varnothing 1/2"$ x 90	3 U
Uniones de rosca macho P.V.C. $\varnothing 1/2"$ (Transiciones)	1 U
- Sockets P.V.C. $\varnothing 1/2"$	1 U
- Válvulas del tipo de compuerta $\varnothing 1/2"$	1 U
- Medidor de gasto del tipo volumétrico	1 U



ESQUEMA

CONEXIONES DOMICILIARES EXTERIORES DE AGUA.			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADBMICO DE INGENIERIA SANITARIA			
PROYECTO DE GRADO			
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y REMOSION DE AGUAS RESIDUALES PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO.			
AUTOR	ESCALA	FECHA	LAMINA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO	1/25	LIMA, ENERO 1973	No. 7

Tipos de Conexiones Domiciliarias

- a. Conexión domiciliaria sin medidor.
- b. Conexión domiciliaria con medidor.

a. Este tipo de conexión no es conveniente, tanto desde el punto de vista económico, ya que el hecho de no contar en dicha instalación con un medidor de gasto, equivale poco menos que a no poder medir o evaluar la cantidad de agua que es consumida por cada usuario, esto es cierto ya que la tarifa que en estos casos se aplica, no es representativa en la mayoría de los casos. Por supuesto que esta falta incide en el desperdicio de agua, lo que acarrea el aumento del estimado de dicho porcentaje que es evaluado durante el diseño del sistema.

b. Este tipo es conveniente, ya que experiencias efectuadas por varias entidades, han evidenciado que cuando en sistemas de agua potable los usuarios, cuentan con medidores de gasto, se evitan unos excesivos de agua, lo cual redundará en beneficio del mismo sistema y por supuesto se evitará los costos onerosos de mantenimiento del sistema, los cuales son cargados al usuario.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Desinfección

El proceso de desinfección se realizará luego que el pozo haya sido terminado y además se haya instalado los equipos correspondientes, incluso el equipo de bombeo.

Antes de efectuarla el forro del pozo se limpiará de aceites y grasas se empleará para la desinfección una solución de cloro en tal proporción que se garantice una concentración de 100 ppm. El método de aplicación será el que sea más conveniente a criterio del Ing. Inspector; es indispensable que el compuesto clorado abarque el volumen total del agua del pozo.

Protección del Pozo

Luego que el pozo haya sido desinfectado y probado deberá protegérsele cerrando su boca herméticamente con una plancha de hierro soldada al tubo esta deberá ser lo suficientemente segura para evitar contaminaciones con cuerpos extraños.

Desinfección del Reservorio

Esta estructura se procederá a limpiarla con una solución de HTH (concentrado de Cloro al 70%), el procedimiento a seguir será el siguiente: una vez acumulada el agua bombeada del pozo, la cual vendrá desinfectada, en el reservorio se le agregará una solución clorada hasta dejar

un cloro residual de 0.5 ppm.

La cantidad necesaria para la desinfección del reservorio será:

5 x 354 m³ 1,770 gr. de Cloro útil.

Luego:

1 kgr. de HTH 700 grs. de Cloro al 100%

X 1,770 grs. de Cloro al 100%

De donde:

$$X = 1 \times \frac{1,770}{700} = 2,528 \text{ grs. de HTH}$$

Este soluto será diluído en un volumen de 30 a 40 lts. de agua y luego será agregado al reservorio.

Desinfección de la Red

Una vez instalada y probada hidráulicamente la red en su totalidad, está será desinfectada con una solución clorada.

Previamente a la clorinación, se hace indispensable la limpieza de las tuberías de desperdicios, etc., para lo cual se inyecta agua por un extremo y se hace salir al final de la red en el punto más bajo, mediante la válvula de purga respectiva o a la remoción de un tapón en el

terminal de un ramal.

Para la desinfección propiamente dicha se aplicará una solución líquida de cloro o en su defecto cloro directamente de un cilindro con aparatos ad-hoc para controlar la cantidad inyectada y de esta manera asegurar la difusión efectiva en toda la tubería.

Será preferible utilizar el aparato clorinador de solución. El punto de aplicación será de preferencia el comienzo de la tubería y a través de una llave "corporation".

En la desinfección de la tubería por compuestos de cloro disuelto se podrá usar compuestos tales como el Hipoclorito de Calcio o similares, cuyo contenido de cloro sea conocido. Estos productos pueden ser localizados en el mercado bajo denominaciones tales como HTH, Perchloron, desmanche, alcablanca, etc.

La fórmula que a continuación se puede leer servirá para calcular la cantidad de compuesto a usarse:

$$\text{Gr} = \frac{\text{P} \times \text{V}}{(\% \text{Cl} \times 10)}$$

En donde:

Gr Peso en gramo del compuesto a utilizarse.

P mgr/ltr o ppm de la solución a prepararse.

V Volumen de agua en la tubería (en Lts).
%Cl Porcentaje de Cl disponible en el compuesto.
10 Cte.

Para la adición de estos productos se usará una solución de agua la cual será inyectada o bombeada dentro de la nueva tubería y en una cantidad tal que de un dosaje de 50 ppm como mínimo.

Las tuberías retendrán la solución desinfectante por un periodo no menor de 5 horas. Al final de la prueba el agua deberá tener una concentración de cloro residual no mayor de 5 ppm.

Durante el proceso de clorinación, todas las válvulas y demás accesorios serán operadas repetidas veces, para asegurar que todas las partes de la red entren en contacto con la solución clorada; después de la prueba, el agua con el cloro será totalmente expulsada, llenándose la tubería con el agua destinada para el consumo.

Antes de poner en servicio esta tubería, deberá comprobarse que el agua que hay en ella satisfaga las exigencias bacteriológicas de los abastecimientos de agua potable del país, para lo cual se harán los análisis respectivos; si estos no fueran satisfactorios se realizará una nueva clorinación.

VALVULAS Y ACCESORIOS

Las válvulas a instalar en la red serán de tipo compuerta de bronce o fierro fundido, con disco y asiento de bronce, abertura todas iguales, a la derecha o a la izquierda y vástago no deslizante hacia arriba.

Los accesorios serán de PVC, tales como tees, codos, cruces, tapones, etc., serán moldeados por inyección. Los accesorios usados en la caseta de bombeo, caseta de válvulas del reservorio, serán de fierro fundido o de fierro galvanizado, deberán estar instalados en forma aérea y debidamente anclados en apoyos de concreto. La instalación se hará de tal forma que la remoción de cualquier válvula o accesorio sea posible para lo cual se usarán bridas o uniones universales.

FUNCIONAMIENTO DE LAS VALVULAS

Para un mejor funcionamiento y regulación de la presión de la red por medio de las válvulas será preciso de que estas estén debidamente controladas, la mejor manera de efectuar esta función es con la Tarjeta de Válvulas, en dicha tarjeta se indican:

- En que sentido se abren.
- Cuantas vueltas tienen.
- Cuantas vueltas deben tener abiertas.

Para su protección las válvulas deberán tener cajas de albañilería de dimensiones ad-hoc, también podrán ser de concreto, la tapa será de fierro fundido, las dimensiones más comunes son de 8" x 10".

TIPO DE TUBERIA A USAR

Las tuberías a usar serán de preferencia de Policloruro de vinilo no plastificado, aunque pueden ser de abesto cemento o Eternit y también de Fierro Galvanizado.

Cuando se use las tuberías de PVC, estas se ajustarán al proyecto de Norma Oficial N° 1092-1095 del INAN-TIC.

Excavaciones de Zanjas

Las zanjas para el tendido de tubería tendrán una sección recta en general de 0.60 mts x 0.80 mts de profundidad. En el caso de terrenos rocosos será permisible una menor profundidad de excavación; el fondo de la zanja será bien nivelada a lo largo de su generatriz inferior.

Instalaciones de tuberías

Antes de proceder a la instalación será necesario revisar cuidadosamente la tubería y accesorios con la finalidad de descubrir posibles defectos, tales como rotu-

ras, rajaduras, porosidades, etc., y además se verificará que estén libres de cuerpos extraños, tierra, etc.

Para la unión de tubos de PVC se procederá de la siguiente manera:

1. Quítese del extremo liso del tubo la posible rebaba achaflanándose al mismo tiempo el filo exterior.
2. Procédase en igual forma con la campana del tubo, pero achaflanando el filo interior.
3. Se debe estriar la parte exterior de la espiga y la interior de la campana, cubriéndola luego con pegamento.
4. Introducir la espiga dentro de la campana.
5. Después de 24 horas puede someterse a presión.

Una vez tendida la línea se tomará especial cuidado en que cada codo, tee, tapón, válvula y todo cambio brusco de dirección deberán estar anclados a dados de concretos vaciados en "in situ".

Los tapones deberán estar colocados en tubos cortos de 0.50 mts. de largo uno de cuyos extremos anclará en el accesorio o tubo y en el otro extremo se insertará en el tapón.

Para evitar los efectos de la dilatación térmica

por causa de las variaciones de la temperatura, se cubrirá los tramos de tubería de PVC con una capa de tierra, libre de piedras, etc., cuidando de que las uniones queden libres para su observación durante la prueba hidráulica.

PRUEBA HIDRAULICA

Una vez instalada la tubería esta será sometida a presión hidrostática igual a una vez y media la presión de trabajo, la cual será indicada en la clase de tubería instalada. Antes de efectuar la prueba deberá extraerse todo el aire de la tubería, esto se logra llenando la totalidad del tramo que se va a probar con agua y expulsando el aire, mediante válvulas de purga en puntos altos. Luego de hecho esto, se cierra el tramo herméticamente; se probará la red por tramos de 300 a 400 mts. y en los que estén comprendidos válvulas próximas a dichas distancias; el llenado por bombeo para la prueba debe hacerse lentamente y en el punto más bajo del tramo a probar.

Todos los tubos expuestos, accesorios y válvulas serán examinadas detenidamente durante la prueba, si ellos muestran filtraciones visibles o si resultan defectuosos o rajados a consecuencia de la prueba, estos deberán ser removidos y reemplazados con material sano. La prueba deberá repetirse la veces que sea necesarias, hasta que sea sa

tisfactoria, debiendo mantenerse la presión de prueba durante 20 minutos.

RELLENO DE ZANJAS

Luego que haya sido aprobada la prueba hidráulica se procederá al relleno final de la zanja. Previamente se constatará que hayan sido anclados los accesorios y las válvulas en general. Se cubrirán las uniones accesorios y tuberías con material fino desprovisto de piedras y terrones, hasta una altura de 0.30 mts. y luego con el material resultante que reste todavía de la excavación se hará un buen apisonado.

REMOSION DE AGUAS SERVIDAS DE LA LOCALIDAD DE COISHCO

7.- CONTRIBUCION. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SERVIDAS.

Colección y Evacuación.

Sistema recomendado. Gravedad. Bombeo. Tipo de tuberías. Capacidades de diseño de las Líneas del Sistema. Especificaciones Técnicas.

Disposición Final.

Solución recomendada.

Características del Proceso de Disposición Final.

Instalaciones Previstas.

REMOSION DE AGUAS RESIDUALES

FINALIDAD

La mejor manera de evitar los peligros potenciales que significan para la salud la presencia de aguas servidas, es la eliminación de las mismas, mediante el diseño de un adecuado y eficiente sistema de evacuación de ellas.

Este peligro se hace más grande cuando la eliminación de aguas residuales brilla por su ausencia en núcleos de gran densidad poblacional.

La localidad de Coishco es netamente industrial, de tal forma que se pensaría que el sistema de disposición final debería tener en cuenta en la fase de su diseño el afluente industrial procedente de las fábricas de harina de pescado, esto no es así, ya que las industrias en referencia cuentan con sistemas eficientes de abastecimiento y de evacuación de aguas servidas; esto obviamente significa que el sistema a proyectar tan solo estará al servicio de desechos netamente domésticos.

La ausencia de precipitaciones pluviales al menos que sean significativas en la zona, costa correspondiente al norte chico, limitan las necesidades de las líneas del sistema, ya que no existirá la necesidad de evacuación de aguas pluviales.

Consecuentemente, los usuarios que decidan tan pronto entre el sistema en servicio, la utilización de él, mediante la instalación de la respectiva conexión domiciliaria, gozarán de la inmejorable perspectiva que significa el destierro del llamado pozo ciego, silo o letrina, el que debido a su mal uso y peor mantenimiento, se ha convertido en un verdadero foco de epidemias, las cuales son sumamente peligrosas para la salud de los pobladores.

Con un buen programa de promoción de conexiones domiciliarias, estructurado en base a realidades socio económicas veraces y a una lógica evaluación de los recursos con que se cuenta, tendremos una resultante consecuente a la planificación ya al esfuerzo efectuado y que además colmara las expectativas en ella cifrada. Esta consideración no se debe tomar simplemente como tal, ya que existen precedentes de este tipo de experiencias, en las que el autor de este trabajo ha tomado parte. Citaré como ejemplo la planificación de la promoción de C.D. efectuada en Santa, la cual resultó un éxito, debido, a la antelación de su organización, a la veracidad de las metas fijadas, al realismo de su estructuración lo que permitió no sólo el cumplimiento de ellas, sino el haberlas superado ampliamente. El éxito de este tipo de promociones se basa básicamente en la debida concientización de la comunidad,

la cual al tomar conciencia de la magnitud del problema a resolver reaccionará positivamente.

CONTRIBUCION

Se asume en el presente trabajo, que el aporte de aguas servidas será el 80% de la dotación de agua potable consumida por habitante, este porcentaje de aguas servidas serán de tipo netamente doméstico, es decir que procederán de los usos caseros tales como el lavado, la higiene personal, evacuación de residuos humanos, de desperdicios de cocina, etc. Como es natural todos estos desperdicios contienen en suspensión detergentes, jabones, grasas y sólidos humanos en general.

El 20% restante de la dotación de agua potable se considera que se desperdicia en riegos de jardines y en el consumo humano.

Los criterios de selección para determinar el caudal de contribución, serán los mismos que los considerados para los del agua potable; luego tenemos que los valores de dichos caudales son:

Dotación 150 lppd.

Coefficientes . K_1 y K_2

donde $K_1 = 1.2$ Coeficiente Máximo Diario

$K_2 = 2.0$ Coeficiente Máximo Horario

Luego el caudal Máximo Horario será:

$$150 \times 1.2 \times 2 = 324 \text{ lts/pers/día.}$$

$$150 \times 1.2 \times 2 = 360 \text{ lts/pers/día.}$$

Como de este valor sólo se tomará el 80% tendremos:

$$324 \times 0.8 = 259.2 \text{ lts/habt./día}$$

$$360 \times 0.8 = 288.0 \text{ lts/habt./día}$$

Este valor así obtenido y la densidad poblacional de diseño, nos servirá para el cálculo del volumen de contribución de aguas servidas al colector por Hectárea.

En el acápite de Introducción hemos consignado que a pesar de la existencia física de industrias en Coishco, su presencia no es significativa para los efectos de la disposición de Aguas Residuales, desde que ellas cuentan con servicios de Alcantarillado propios.

Pero si no sucediera esta figura se tendría que tomar en cuenta la existencia de ellas y se calcularía mediante el empleo de la Población Equivalente, esta es una relación muy utilizada para indicar la potencia polucional de los desagües y de los desperdicios industriales.

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SERVIDAS

El desagüe de Coishco constituye un caso típico de aguas servidas de origen doméstico; sabemos que es común en este tipo de líquidos residuales la suspensión y solución de menos del 0.10% de impurezas, que equivale a una cantidad inferior a 1,000 ppm. Las aguas residuales contienen grandes cantidades de materia orgánica, así como también sustancias minerales, como hemos dicho, ya sea en suspensión o en solución. Por estas características sirven de un excelente medio de vida a millares de bacterias, las cuales actúan como agentes productores de diversos cambios bioquímicos.

COLECCION Y EVACUACION

EVACUACION POR GRAVEDAD

La naturaleza del terreno sobre el cual está edificado Coishco, permite la colección, intercepción y emisión de sus aguas servidas por gravedad. La evacuación de ellas también será posible por el mismo principio. La disposición final de las aguas servidas se efectuará por intermedio de un emisor y previo tratamiento primario mediante el empleo de una laguna de Estabilización, el efluente será arrojado al mar cerca de la desembocadura del río

Santa.

Tenemos otra alternativa para la disposición final de las aguas servidas de Coishco, esta es la siguiente:

EVACUACION POR BOMBEO

Una vez colectada las aguas servidas por la red colectora utilizando la gravedad, evacuaremos estas con un emisor hasta la cámara de bombeo, desde la cual elevaremos el desagüe hasta encontrar el emisor norte de la ciudad de Chimbote, el cual efectúa la disposición de ellos mediante la dilución de estos en el mar, arrojándolos desde la saliente más pronunciada de la ladera oeste del cerro Chimbote. De obviar por esta alternativa se tendría que elevar los desagües desde la caseta de bombeo sita en la cota 5.00 msnm hasta la cota 55.00 msnm, que es donde se encuentra la descarga del emisor norte de Chimbote.

Optar por esta alternativa representar principalmente un fuerte desembolso, ya sea para la instalación de los equipos como para su mantenimiento, esto haría antieconómica esta alternativa y por tal motivo se preferirá la alternativa que usa la gravedad.

Al citar esta última, la hemos referido a manera de referencia, ya que no se ha podido efectuar un análisis de costos minucioso por no poder contar con cifras reales

de costos de evacuación de aguas servidas; la única estación de bombeo que existe en la zona está actualmente fuera de servicio por los graves desperfectos que sufriera como consecuencia del sismo del 70.

Se podría haber deducido costos a partir de datos reales y asumiendo otros pero en vista de poder utilizar la evacuación por gravedad, esto nos pareció mejor omitirlo, teniendo presente sobre todo que el cálculo de costos en base a especulaciones nos conduciría a un resultado inexacto.

CALCULO HIDRAULICO

El método que emplearé para el diseño de la red estará basado en los siguientes puntos:

- Cálculo del diámetro de la tubería.
- Cálculo de la velocidad, en base a límites máximo y mínimo.
- Cálculo de la gradiente Hidráulica y pérdida decarga.

Para esto nos serviremos del abaco de la fórmula para tuberías de concreto de Kutter; la fórmula en que está basado este abaco es la siguiente:

$$Q = \frac{5925 D^3 S}{3598 + D}$$

Donde:

Q Gasto en lts/seg

D Diámetro de la tubería

S Gradiente hidráulica

Los valores numéricos son constantes.

La fórmula de Kutter, considera un valor para

n = 0.013

El sistema que se seguirá será el de colectores e interceptores con buzones ubicados de acuerdo a los siguientes principios:

Estos principios están basados en las Normas de diseño utilizados en el Programa de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud, las que son empleadas en las obras de alcantarillado rural.

Estos son:

- a. Cambios de pendiente.
- b. Cambios de dirección.
- c. Cambios de diámetro.
- d. Intersección de calles.
- e. Distancias mayores de: 60.00 mts 6"

80.00 mts 8"

100.00 mts 10"

f. Intersección o cruce de colectores.

Los cálculos respectivos se acompañan en hojas ad hoc.

De los cálculos hidráulicos se desprenden los siguientes datos:

- Longitud de tubería:

La red de colectores que será necesaria para el sistema de evacuación de Coishco, comprenden los siguientes diámetros:

Tubería de 6" 11,191.50 mts.

Tubería de 8" 693.00 mts.

Tubería de 10" 952.00 mts.

TIPO DE TUBERIAS

La tubería a usar en el sistema de colectores será en general de concreto, se ha escogido este tipo por reunir las condiciones y características requeridas para el tipo de sistema a construir; las características son:

- Fácil manipulación en el proceso de su instalación

ción, esto debido a su poco peso.

Tienen un alto grado de impermeabilidad.

- Su bajo costo.

Forma del Conducto

En la actualidad los conductos de aguas negras tienen forma circular, debido a las ventajas que son ofrecidas por este tipo de conductos se ha preferido esta forma, desde luego que las ventajas que predominan son las hidráulicas, esto es cierto ya que permiten un mejor desplazamiento del líquido residual; también es preciso citar entre estas, el alto grado de resistencia a las cargas internas y externas. Antes se utilizaban con bastante frecuencia las alcantarillas fabricadas de ladrillos, estos han sido reemplazados por los conductos de concreto con o sin armadura, vaciados "in situ" o los prefabricados.

Diámetro mínimo del conducto

Para una localidad que está considerada dentro del ámbito rural, a despecho de su alta densidad poblacional, tal el caso de Coishco, la que además presenta un tipo de terreno de marcadas pendientes, lo cual hace sea poco probable no cumplir con las velocidades y las pendientes mínimas establecidas por las normas; si consideramos

que debido a su alta densidad poblacional, el flujo o dotación de desagüe no estará acorde con su condición de localidad rural, el flujo de diseño será relativamente alto, con estas características y efectuando el análisis hidráulico correspondiente, comprobaremos que lo más conveniente es usar como diámetro mínimo el de \emptyset 6", las especificaciones. Además de estas consideraciones vale la pena referir que la Dirección de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud ha normado el uso de los diámetros en localidades rurales de la siguiente manera:

Diámetro mínimo 6" (colectores) C. Domici. 4".

PENDIENTES MINIMAS

Las pendientes mínimas que regirán el presente diseño han sido extraídas de las Normas que rigen en la Dirección de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud; estas deben de ser tomadas en cuenta sobre todo en el caso de existir pequeños tirantes de agua, hay que tener presente para los efectos del diseño en sí, cuando existen valores de tirante menores de la mitad del total las pendientes deberán de incrementarse a valores necesarios y suficientes para asegurar la velocidad mínima, esto es imprescindible, ya que en caso contrario se tendría el inconve-

niente de atoros por falta de flujo continuo.

Sintetizando, la pendiente mínima está en función de la velocidad, y para el uso de pendientes mínimas se considerará las que conlleven una velocidad mínima de 0.60 mts/seg y como máxima una velocidad de 3 mts/seg.

Las pendientes mínimas adoptadas, del Ministerio de Salud, son las siguientes:

DIAMETRO		PENDIENTE MINIMA
(Pulg.)	(Cms.)	%
6"	15	6.5
8"	20	5.0
10"	25	3.5
12"	30	2.5

Para los tramos iniciales, en razón de ser casi imposible alcanzar velocidades mínimas, lo que a veces se alcanza en razón del volumen de flujo de contribución, deberán trabajarse tanto en obra como por supuesto en el proyecto con una pendiente mínima de 10%, esta pendiente se deberá aplicar en los primeros trescientos metros.

VELOCIDAD

Al fijar límites máximos y mínimos de velocidad se desea evitar tanto la erosión de las tuberías por el cau

dal que arrastra sólidos, los cuales unidos a la velocidad producen los efectos antes citados, y la sedimentación de arenas a bajas velocidades respectivamente.

En el párrafo anterior hemos dicho que la pendiente de diseño estará en función directa de la velocidad, es pues este parámetro de diseño fundamental para dichos efectos. Los valores límites son los siguientes:

- Velocidad Máxima 3 mts/seg.
- Velocidad Mínima 0.6 mts/seg.

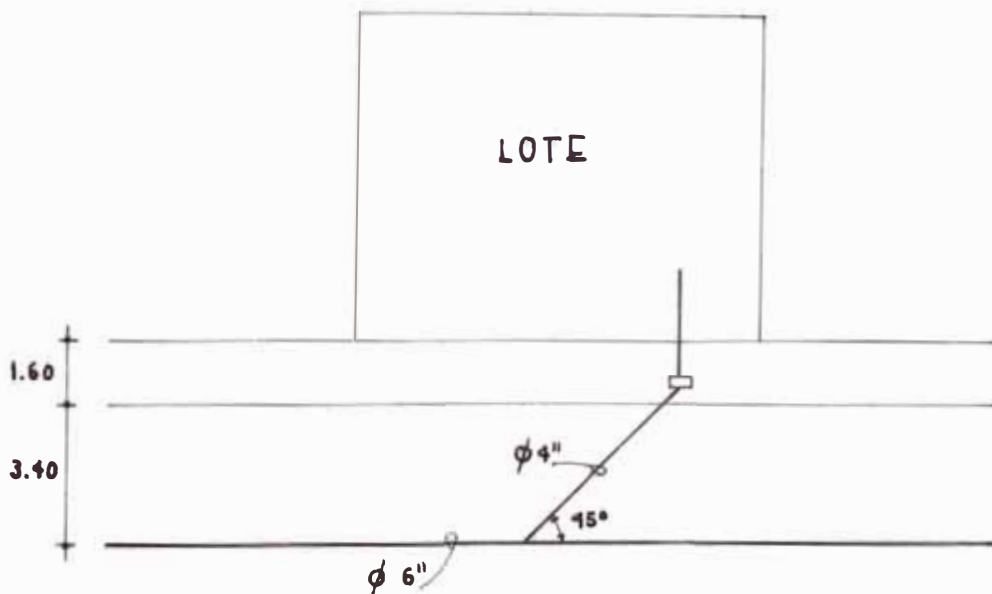
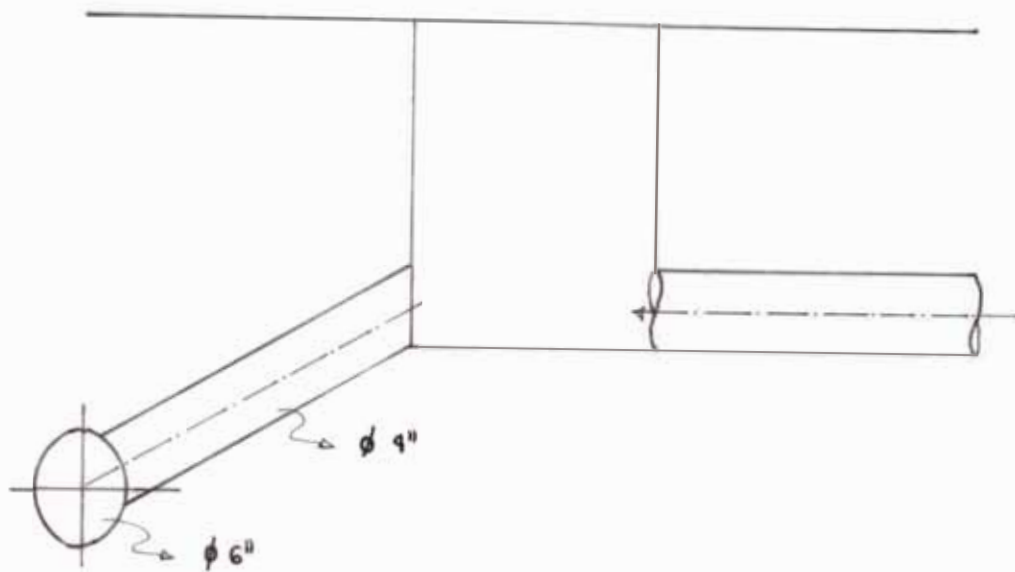
Este valor mínimo tendrá una consideración de excepción ya que para determinados casos se tendrá valores de velocidad mínimas de 0.45 mts/seg., por debajo de esta velocidad la arena fina se sedimenta.

En el caso opuesto, para velocidades mayores de 3.0 mts/seg., lo que se conseguirá será la destrucción del conducto a corto plazo, debido a la erosión de él. Es conveniente citar que para tuberías de concreto la velocidad máxima permisible será de 2.4 mts/seg.

CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las Conexiones Domiciliarias constarán de dos partes bien definidas:

- a. De la Caja de registro hasta el colector.
- b. De la Caja de registro hacia las instalaciones interiores.



ESQUEMA DE CONEXIONES DOMICILIARIAS EXT. - DESAGUES

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA

PROYECTO DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
REMOSION DE AGUAS RESIDUALES
PARA LA LOCALIDAD DE COISHCO.

AUTOR	ESCALA	FECHA	LAMINA
FIDEL VALDIVIESO BRICEÑO	1/100 1/200	LIMA, ENERO 1973	No. 8

- a. La cota de fondo de la caja de registro dependerá de la pendiente de las instalaciones interiores. El tramo de conexión hasta el colector tendrá una gradiente uniforme, considerándose como mínima la pendiente de 1%.
- b. La caja de registro será de albañilería o de concreto, tendrá una tapa de fierro fundido y sus dimensiones serán de 12" x 24".

Las conexiones a usar se detallan en el esquema adjunto, los diámetros a usar serán de las siguientes dimensiones:

De \emptyset 4" a 6"

4" a 8"

4" a 10"

DISPOSICION FINAL

SOLUCION RECOMENDADA

Las aguas servidas procedentes del sistema de alcantarillado de la localidad de Coishco serán evacuadas al mar, disposición final por dilución, previamente será necesario, cumpliendo además con lo dispuesto por el Código Sanitario, someter el afluente a un tratamiento para bajarle

su carga orgánica y bacteriológica; si utilizáramos una planta de tratamiento clásica, serían desmedidos los costos de instalación y por supuesto los de mantenimiento, se ha pensado pues utilizar Lagunas de Estabilización para la degradación de la materia orgánica. Se ha creído conveniente emplear este tipo de tratamiento por su bajo costo de instalación de mantenimiento, ya que el proceso de tratamiento en sí, se realiza por cambios naturales, biológicos que se suceden en el seno de la laguna.

Evaluamos someramente los factores que intervienen y que influyen en el desarrollo del tratamiento de las aguas servidas, y además los criterios de diseño que se toman con más frecuencia en el uso y construcción de lagunas.

CARACTERISTICAS DEL PROCESO DE DISPOSICION FINAL

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

GENERALIDADES

Las Lagunas de Estabilización son depósitos artificiales, que son diseñados para el tratamiento de aguas servidas, en su primera etapa, tratamiento primario, en la cual bajan tanto la carga orgánica como la bacteriológica.

El diseño de la Laguna implica el hecho de poder

ser de tipo anaerobica o aerobica, es decir que tenga nece-
sidad o no de la presencia de O_2 oxígeno disuelto.

Su origen se remonta a los primeros años del pre-
sente siglo, y su utilización como elemento de tratamiento
de desagües fue puramente accidental; el hecho se remonta
al año de 1901 en San Antonio, Tejas, USA; hechos análogos
acaecieron en Fesseden, Dakota del Norte, y en Santa Rosa
California, en los años de 1928 y 1929 respectivamente.

En nuestra patria se efectúan pruebas en una plan-
ta piloto y con los resultados así obtenidos se construyen
las primeras lagunas para tratar los desagües de San Juan
en Miraflores.

El Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarilla-
do Rural empezó a utilizar este tipo de estructuras en los
proyectos elaborados por su departamento ad hoc, los resul-
tados fueron alentadores.

Las ventajas que ofrece este tipo, de tratamien-
to sobre otros son fundamentalmente de tipo económico ya
que el proceso en sí de tratamiento es biológico y natural.

Hemos citado ya que las lagunas pueden ser anae-
robicas, aerobicas y facultativas; en el primer tipo de la
guna el O_2 es necesario para la descomposición de la mate-
ria orgánica, esta descomposición es obtenida principalmente
te por acción fotosintética y por acción de las bacterias

aerobicas. En si el proceso se basa en la simbiosis entre bacterias y algas. Las del segundo tipo no precisan de la presencia del O_2 , el proceso que ocurre entonces es muy similar al que se desarrollan en los tanques sépticos. En el tercer tipo, se puede apreciar que suceden ambos procesos de degradación de la materia orgánica, así en la superficie ocurre la descomposición fotosintética y en el fondo la materia orgánica sedimentada es descompuesta parcialmente en ausencia del O_2 .

La aplicación del uso de las lagunas en el tratamiento de desagües tiene sus limitaciones, las que se desprenden de su misma aplicación, se pueden citar las siguientes magnitud del área del terreno, la proliferación de malos olores aunque estos se circunscriben a las lagunas de deficiente diseño, no siempre por ciento; posibilidad de contaminación de la napa subterránea; estas desventajas o limitaciones son las que consecuentemente hacen que el uso de ellas sea sujeto a dichas consideraciones.

FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL PROCESO DE TRATAMIENTO EN LAGUNAS

El funcionamiento de un elemento destinado para el tratamiento, de este tipo, es sumamente complejo, en el intervienen factores que son controlables y otros que no lo son, dentro de estos últimos se pueden incluir las condiciones meteorológicas del lugar. Los factores en general que intervienen en este proceso se pueden agrupar en Físicos, Químicos y Biológicos, al referirlos en forma somera, nos limitaremos a enumerarlos y a citar sus principales características.

FACTORES FISICOS

Los factores físicos de importancia en el proceso, son:

Temperatura.

La Luz o Radiación Solar.

La Evaporación.

La Precipitación.

La Percolación.

Los Vientos.

FACTORES QUIMICOS

Los factores químicos de importancia y significación

ción en el proceso, son:

Las nutrientes

pH

Dentro de las nutrientes se distinguen elementos o compuestos que son principales para el metabolismo de algas y bacterias, estos son: El Carbono, Nitrógeno, Oxígeno, Fósforo, Potasio y Azufre.

FACTORES BIOLÓGICOS

Se denomina así a la inter relación que existe en la naturaleza entre especies que habitan en un mismo ambiente. En general se puede afirmar que es ley natural que unas ejerzan influencia sobre otras que viven en el mismo ambiente.

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS DIVERSOS FACTORES

TEMPERATURA

Este es un factor importante en el proceso de estabilización de la materia orgánica, debido a que afecta la velocidad de reacción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno, además influye en la respiración de las algas, en el valor de saturación de Oxígeno disuelto en el agua y en la producción de O_2 por Fotosíntesis.

LUZ O RADIACION SOLAR

Es sumamente influyente este factor y a que en la gunas aerobicas la luz es un eslabón básico en el proceso de producción de oxígeno por medio del proceso de Fotisintesis. La penetración de los rayos solares en la laguna es por lo general determinante en la determinación del volumen de ella que participa en la producción de O_2 .

LA EVAPORACION

Este factor incide en los siguientes puntos del proceso:

- Reduce el caudal del efluente.
- Aumenta el periodo de retención.
- Aumenta la concentración de algas.

PERCOLACION

Debido a esta consideración, podemos afirmar que es por consecuencia directa de este fenómeno, que se puede producir la contaminación de la napa subterránea, esto sucederá en forma marcada cuando el terreno sea de naturaleza arenosa, pero disminuirá conforme pase el tiempo ya que la materia orgánica y las mismas bacterias servirán para taponar los espacios por los que el agua se filtrará al sub

suelo.

Hay que observar que cuando el terreno es rocoso y presenta fisuras el peligro de contaminación es mayor, ya que como es obvio pensar no habrá forma de taponar o impedir el paso de las bacterias a través de la fisura y su consecuente contaminación de la napa subterránea.

VIENTOS

Debido a la turbulencia producida por los vientos en la superficie de las lagunas se produce una mezcla de oxígeno en los estratos superiores de la laguna, además aumenta la dispersión de sólidos.

FACTORES QUIMICOS

Nutrientes

Estos elementos son aquellos que son indispensables para el metabolismo de algas y bacterias, por ende se necesitan en cantidades bastante significativas.

Cada uno de ellos representa un escalón más en el proceso de la estabilización de la materia orgánica y cada uno de ellos tienen determinada importancia dentro de él.

pH

Las variaciones del pH, que están en función de las diferentes reacciones químicas sucedidas a lo largo del proceso, significan que entre valores 6.5 y 8.5, existe un buen desarrollo microbial, si el pH se encuentra por debajo de 6.5 hay desarrollo de fungilamentoso y si está por debajo de 4.5 ó cercano a 9.5 la actividad microbial se hace pequeña.

CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Antes de entrar a diseñar una laguna de estabilización como tratamiento previo a la emisión del efluente al mar, es necesario analizar diversos factores que influyen en la utilización de este elemento de tratamiento de aguas servidas. En este análisis se tratará como puntos fundamentales la cuestión de la ubicación de la estructura en sí, es decir la zonificación considerada en el proyecto, el sistema de alcantarillado proyectado, y por supuesto el estudio de las características del afluente, este es un punto importantísimo, ya que de esta manera se establecerá si el desagüe es biodegradable y si lo es hasta que punto.

UBICACION

La Laguna materia de estas consideraciones, que

se utilizará en el proyecto presente, está ubicada al oeste de la zona futura de expansión urbana futura la cual ha sido ya designada por la entidad reguladora de la zona, por otra parte se halla a una distancia mínima de 400 mts. de dicha zona; con lo que se cumple el reglamento.

La dirección de los vientos son favorables en la zona ya que según se ha establecido, ellos siguen una dirección de oeste a este, impidiendo las formaciones geológicas elevadas que existen circundando Coishco que ellos, los vientos, tengan una dirección de este a oeste. Con esta consideración se obvian la existencia de presencia de malos olores.

SISTEMA DE ALCANTARILLADO

El sistema proyectado que existirá en Coishco será el de colectores, interceptores, los que funcionarán a gravedad, drenando de esta forma los desechos en las aguas servidas; el afluente de esta localidad llegará a la laguna por un emisor de 10" de diámetro, en la que recibirá un tratamiento previo a su disposición final en el mar; la estructura en si que utilizaremos constará de una cámara de pretratamiento, esto es la cámara de rejillas o en su defecto algún dispositivo que reemplaze la finalidad que esta cumple en el proceso; luego físicamente sigue la laguna en sí

la cual será un paralelogramo aproximadamente en su forma.

CARACTERISTICAS DEL DESAGUE A TRATAR

El afluente es de todas maneras biodegradable, ya que lo podemos catalogar como desagüe netamente doméstico, como tal tiene las nutrientes necesarias para crear el ambiente biológico indispensable para el proceso de degradación de la materia orgánica y mayormente no contiene elementos tóxicos, ya que de hecho el contenido no tiene procedencia industrial ya hemos dicho anteriormente y lo repito, que las plantas industriales de la localidad cuentan con sistemas de evacuación de aguas servidas autosuficientes.

Al no existir un sistema de evacuación en la actualidad, es imposible contar con muestra alguna del afluente típico de aguas negras, sin embargo se puede considerar como tal, una muestra tomada del efluente del desagüe de Chimbote, esta muestra arrojó los siguientes resultados en el analisis respectivo:

Muestra tomada en la entrada de la cámara de bombeo Nº 1 del Malecón Grau.

pH 7.1
Oxígeno disuelto 0.0 mg/l como O₂ disuelto

DBO ₅ a 20°	420.0 mg/1
Sólidos totales	1,578 mg/1
Sólidos Fijos	896.0 mg/1
Sólidos vol tiles	682.0 mg/1
Sólidos suspendidos	356.0 mg/1
Sólidos disueltos	1,222 mg/1
Sólidos sedimentables ..	5.0 mg/1
Cloruros	260.0 mg/1
Sulfatos	235.0 mg/1
Nitratos	30.8 mg/1
Nitritos	0.5 mg/1

Es obvia la inexistencia de elementos tóxicos como arsénico, cromo, exavalente, cianuros, plomo u otros elementos tóxicos.

Debo acotar que el Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado Rural ha considerado una laguna de estabilización para tratar los desagües de Santa, en él se considera una carga orgánica de 430.0 mg/1 de BOD₅.

CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS

Existen varios investigadores, los que en base a una serie de experiencias han llegado a expresiones matemáticas, las cuales resumen en buena cuenta los principios y

leyes que las norman; entre estos, los más descollantes son Gloyna y Marais. Utilizaremos pues sus criterios de diseño para nuestro trabajo.

CRITERIO DE GLOYNA

Carga Orgánica Diaria:

$$c = \frac{288 \times 11,800 \times 420}{1,000} = 1,430 \text{ Kgr BOD}_5/\text{dia}$$

Volumen

$$V = \frac{c \times 3.5}{1.072} (1.072)^{(35-T)} \quad T = \text{Temperatura } 25^\circ$$

Reemplazando valores, tenemos:

$$V = 1,430 \times 3.5 (1.072)^{(35-25)} = 194,000 \text{ m}^3$$

Retención

$$R = \frac{V \times 1000}{Q}$$

Reemplazando valores, tenemos:

$$R = \frac{194,000 \times 1,000}{288} = 67.2$$

Area

$$A = \frac{A}{\text{Prof.} \times 10,000} =$$

Reemplazando valores, tenemos:

$$A = \frac{194,000}{1.80 \times 10,000} = 10.8 \text{ Ha}$$

Carga:

$$C = \frac{1,430}{10.8} = 132 \text{ kgr BOD}_5/\text{Ha}/\text{dia}$$

CRITERIO DE MARAIS

Utilizaremos las siguientes fórmulas para los efectos de diseño: Para la Máxima concentración de DBO

$$1) \dots\dots\dots P_{\text{max.}} = \frac{750}{2h + 8} = \text{Donde:}$$

Donde: P Concentración máxima permisible de DBO (mg/l).

h Profundidad en m. (1.20 - 1.8)

Para el periodo de Retención:

$$2) \dots\dots\dots R = \frac{1}{K} \left(\frac{P_o}{P_{\text{max}}} - 1 \right)$$

Donde: R Retención en días

K Cte. = 0.17

P_o DBO₅ afluente (mg/l)

P_{max} .. hallado con ecuc. (1)

Para el cálculo de la carga superficial:

$$3) \dots\dots\dots C = \frac{10 \times P_o \times h}{R} =$$

Donde: C Carga Superficial (Kgr DBO₅/Ha/
dia)

Po DBO₅ (mgr/1)

R Periodo de retención en días

h Profundidad de la laguna (mts.)

El procedimiento es el siguiente hallado el periodo de retención se calcula el Volumen de la laguna, y a continuación con la profundidad se puede obtener el Area superficial.

CALCULO DE LA LAGUNA SEGUN EL CRITERIO DE MARAIS

Cálculo del Pmax.

$$P_{max} = \frac{750}{2 \times 1.8 + 8} = 65 \text{ mg/1}$$

Cálculo del periodo de Retención:

$$R = \frac{1}{0.17} \left(\frac{P_o}{P_{max.}} - 1 \right)$$

Luego reemplazando valores:

$$R = \frac{1}{0.17} \left(\frac{420}{65} - 1 \right)$$

$$R = \underline{32.0 \text{ días}}$$

Cálculo del Area superficial:

$$A = \frac{288 \times 11,800 \times 32.0}{1.8 \times 10,000 \times 1,000} = 6.03 \text{ Ha}$$

Cálculo de la Carga:

$$C = \frac{1,430}{6.03} = 236.7 \text{ Kgr BOD}_5/\text{Ha/dia}$$

CRITERIO	MARAIS	GLOYNA
Area (Ha)	6.03	10.8
Reten.(días)	32.0	67.2
Carga	236.7	132.0

Del cuadro podemos observar que con el criterio de diseño de Marais se obtiene un ahorro en área. La comparación de estos criterios de diseño no es muy acertada ya que las consideraciones teóricas en que ellas se basan son diferentes, así vemos que Gloyna toma como, base la temperatura del líquido, sin tomar en cuenta otros factores; mientras Marais resume todos los factores en una cte. K, asumiéndola en forma tentativa para climas tropicales y sub tropicales.

Por lo expuesto nos parece más certada utilizar

la fórmula de Marais.

INSTALACIONES PREVISTAS

He creído que la mejor manera de encarar la solución dada para la disposición final de los desagües, en lo referente a sus instalaciones relativas a las lagunas de estabilización, es considerar dos etapas en su construcción, estas están desmarcadas en función del tiempo, 10 y 20 años respectivamente; en el cuadro que adjunto a continuación doy los detalles del diseño que son básicos para su construcción.

Como dejo entrever en el acápite concerniente a criterios de diseño, he tomado como criterio básico para el diseño de ellas, los postulados enunciados por Marais, ya lo he dicho, considero que ellos encuadran con más exactitud los factores que intervienen en el proceso de tratamiento de la materia orgánica.

Pretratamiento

Como pretratamiento sólo se usará cámara de rejillas o en su defecto algún dispositivo capaz de reemplazarlo en su función específica.

Período de Retención

Como estamos considerando que este elemento fun-

cionará como laguna de estabilización, consideraremos como periodo mínimo de retención un lapso no menor de 15 días, esto para lagunas primarias. Para lagunas secundarias, consideraremos un mínimo de 6 días como periodo de retención.

Profundidad

La profundidad podrá ser variable entre 1.8 mts. y 1.20 m.

Forma

Esta laguna será de forma cuadrada, la única especificación al respecto es que su largo no excederá a su ancho tres veces, debiendo redondearse las esquinas. En casos especiales, cuando por la topografía del terreno no se tenga otra alternativa que darle una forma irregular a las lagunas se evitará la construcción de entrante y/o salientes.

Diques

El material a emplearse será de tipo impermeable, debiendo ser compactado en un grado suficiente para poder constituir estructura estable. Se deberá procurar una ligazón íntima entre el terreno natural y los diques.

La coronación de estos deberá ser tal que permi-

ta el tránsito de vehículos motorizados no debiendo ser menor de tres metros, este límite en caso de lagunas pequeñas podrá rebajarse, a criterio del Ing. constructor.

Taludes

Los taludes interiores serán de 1 vertical y de 3 a 5 horizontales. Los taludes exteriores se harán como máximo de 1 vertical y de 3 horizontal.

Borde Libre

Por encima del nivel máximo del agua, se podrá dejar un borde libre que podrá oscilar entre 0.60 y 0.90 mts.

Fondo

El fondo será tan nivelado como se pueda no se permitirá desniveles mayores de 8.0 cms. Se eliminará toda vegetación y material orgánico. En caso de verse obligado a usar terrenos porosos o rocosos fisurados se rellenará el fondo con una capa de arcilla de 30.0 cms. como mínimo o en su defecto con algún otro impermeable adecuado.

Entrada

La tubería de entrada podrá ir sumergida, apoya-

da en el fondo o elevada por encima del nivel máximo del agua con descarga libre. En este último caso la tubería se sustentará para evitar que se propicie puntos muertos. El punto de descarga se ubicará en el centro de la laguna, cuando la forma sea circular o cuadrada; en lagunas retangulares se ubicará a la tercera parte más lejana de la estructura de salida.

Cuando la descarga se haga por el fondo, esta deberá reforzarse con una placa de concreto, la cual tendrá forma de plato de 4.0 mts. de diámetro.

Salida

El punto de salida estará cerca del borde de la laguna y lo más lejos posible del punto muerto de descarga. la estructura de salida deberá construirse para que se pueda variar el nivel de operación.

Medida del Gasto

Se deberán instalar medidores del tipo "Parshall Flume" en los puntos de ingreso y salida. Medidores del tipo de vertederos se podrán instalar solamente en la salida.

Mantenimiento

Deberá evitarse el desarrollo incontrolado de la vegetación en los taludes, se deberá variar el nivel de o-

peración coincidiendo esto con los ciclos biológicos del mosquito; se pondrá cuidado en el uso de insecticidas.

Se deberá conservar los taludes, para tal efecto se deberá realizar inspecciones periódicas con el fin de e vitar rajaduras o asentamientos. Se deberá efectuar un cer cado y una debida señalización de las lagunas. Los análisis Físico Químicos se deberán realizar semanalmente, esto en los puntos de entrada y salida, para poder de esta forma controlar el afluente y efluente.

CUADRO N°

DATOS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION (COISHCO)

Etapa	Periodo de Diseño	Pob.	Conexión Dom.	Area		Carga Orgánica Kg DBO ₅ /Ha/día	Tirante de Agua	Periodo de Retención Días
				Parcial (Ha)	Total (Ha)			
1era.	10 años	6,025	1,205	3.07	3.07	465.7	1.80	32
2da.	20 años	11,800	2,360	3.00	6.07	236.7	1.80	32

ESPECIFICACIONES TECNICAS

PROFUNDIDAD

Este factor es sumamente incidente en los costos del proyecto, por esta razón se debe prestar sumo interés en este punto.

Existen varios criterios que norman la profundidad de los conductos de aguas negras:

1. Razones de carácter sanitario, las tuberías o conductos de desagües deben estar siempre a mayor profundidad que las tuberías de agua, esto se ha establecido para evitar la contaminación en el caso de presentarse filtraciones.
2. Protección contra roturas por cargas externas. La fundamentación para esta protección nos la da fórmula de A. Parston.
3. Debe estar a la suficiente profundidad para poder recibir las descargas del aparato sanitario más bajo.

La profundidad mínima será de 1.20 mts., ya que se considera que las viviendas con frente a este conducto, podrán descargar sus desagües a él, considerando que cada vivienda pueda descargar por gravedad partiendo a 0.40 mts.

por debajo del nivel del terreno.

ZANJAS

El ancho de la zanja en el fondo será de tal manera que permita un juego de 0.15 mts. como mínimo y 0.30 mts. como máximo entre la cara exterior de los collares y la pared de la zanja; la profundidad como mínimo será llevada con una excavación hasta 0.80 mts. desde la parte superior del tubo al nivel del terreno.

El fondo de la zanja se nivelará cuidadosamente, conformándose exactamente a la rasante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo.

En caso de suelos inestables, se procederá a excavar un exceso de 0.25 mts. de espesor que será rellenado con hormigón de río bien apisonada o en su defecto con un solado de piedras grandes cubierto con una capa de hormigón de 0.15 mts. de espesor.

COLOCACION DE TUBERIAS

Esta operación debe llevarse a cabo con sumo cuidado sobre todo en el transporte y acarreo de los tubos, debiendo evitarse los golpes y trepidaciones; durante la descarga y colocación de los tubos en las zanjas, estos no deben dejarse caer, esta operación es fundamental para el

buen funcionamiento del sistema; las campanas de los tubos mirarán hacia aguas arriba, debiendo a continuación procederse a su centrado y alineamiento perfecto, luego se acoplarán procediendo al relleno del espacio libre entre la espiga y la campana con la estopa sin alquitrán, de una sola pieza y de un largo total que los abrace con exceso, luego se procederá al calafateo en el cual se utilizará mortero cemento: arena en proporción de (1:1).

El alineamiento de la tubería se hará utilizando dos cordeles: uno en la parte superior de la tubería y otro en la parte lateral de ella, de esta forma se conseguirá el alineamiento en dos planos: vertical y horizontal.

A medida que avance el tendido se tendrá cuidado en limpiar las tuberías en su interior de suciedades y de rebabas de mortero, los extremos de cada tramo que han sido revisados y aprobados, serán protegidos convenientemente.

PRUEBA DE LAS TUBERIAS

Antes de procederse al relleno de la zanja deberá efectuarse la prueba del alineamiento y la prueba hidráulica de las tuberías y sus uniones.

La del alineamiento consiste en hacer pasar por el interior del tramo en prueba una bola cuyo diámetro es-

tá en función del diámetro del conducto a probar, según el siguiente cuadro:

Diámetro del Tubo	Diámetro de la Bola
8"	19.0 cm.
10"	24.5 cm.
12"	29.5 cm.
14"	34.5 cm.
16"	39.5 cm.
18"	45.5 cm.
21"	52.0 cm.

Si la bola no pasara libremente se realizarán los trabajos necesarios tendientes a rectificar el tramo defectuoso, llevándose a efecto nuevamente la prueba.

PRUEBA HIDRAULICA

La Prueba Hidráulica se hará en tramos comprendidos entre buzones consecutivos, ella durará durante un periodo mínimo de 30 minutos, siendo la carga de agua la producida por el buzón de aguas arriba completamente lleno hasta el nivel del techo mismo.

El tramo en prueba será recorrido íntegramente con la finalidad de constatar las fallas, fugas y exudaciones que pudieran presentarse en las tuberías y sus uniones marcándolas y anotándolas en un registro para disponer su corrección a fin de someter el tramo a una nueva prueba. Durante la prueba la tubería no deberá perderse más de la cantidad estipulada a continuación esto por filtración, esto se determina por la siguiente fórmula:

$$V = KF \frac{P}{d}$$

De donde:

- V Volumen de agua en cm^3 .
- F Superficie de filtración en cm^2 .
- P..... Presión hidrostática en Kg/cm^2 .
- d Espesor de la pared de la tub. en cms.
- K Coeficiente de permeabilidad que depende del material y cuyos valores mínimos se obtienen de la relación P/d como se indica en el siguiente cuadro:

P/d	10	20	50	100	200	500	1000
K	0.02	0.04	0.1	0.2	0.4	1	2

Si se excediera esta especificación se debiera lo calizar la fuga y repararla.

Solamente una vez constatada el correcto resultado de las pruebas, se procederá al relleno de las zanjas.

RELLENO DE ZANJAS

Se empezará a rellenar con hormigón hasta alcanzar medio tubo, teniéndose sumo cuidado en la buena distribución y compactación de la grava en los primeros 0.15 mts., luego se rellenará hasta cubrir la tubería en 0.30 mts. con el material extraído, libre de piedras y terrones grandes y raíces, también en capas de 0.15 mts.; completándose el relleno de la zanja con el material extraído en capas de 0.30 m. de espesor bien apisonadas y compactadas.

BUZONES

En la secuencia de construcción del sistema de alcantarillas la construcción de buzones está en primer término, ellos serán los que determinen la nivelación y alineamiento de la tubería.

Los buzones tendrán las siguientes características:

- Diámetro interior 1.20 mts.
- Espesor de paredes 0.15 mts.

- Mezcla 1:3:6

Los buzones de más de 1.50 mts. de profundidad serán provistos de escaleras de gato de fierro de \emptyset 3/4" cada 0.30 mts. El fondo de los buzones será de concreto de 1:2:4 y en él se construirán las medias cañas directoras del flujo, las cuales serán en la parte inferior semicirculares y de igual diámetro que las tuberías que convergen en el buzón; luego las paredes de las canaletas se harán verticales hasta completar el diámetro de la tubería. Los falsos fondos o bermas tendrán una pendiente de 2% hacia el o los ejes de los colectores.

Cuando los buzones tengan una profundidad mayor que 2.50 mts. las paredes verticales serán armadas con fierro de \emptyset 3/6" cada 0.15 mts. en ambos sentidos. Cuando los puntos de llegada a los buzones sobrepasen de 1.20 mts. se instalarán en estos una "Y" sanitaria de manera que la descarga se haga en el fondo del buzón.

Interiormente serán enlucidos con una capa de mortero de 15 cms. de espesor de arena: cemento de mezcla 1:2. El techo será de concreto 1:2:4, reforzado con fierro de \emptyset 3/8" de mallas espaciada cada 15 cms.

Las tapas y marcos a colocarse serán de fierro fundido y se colocarán de la siguiente manera:

1. En los buzones donde no hay intersección de colectores (buzones no ubicados en las esquinas), la charnela se colocará paralela al eje del colector.
2. En los buzones donde hay convergencia de colectores (en las esquinas) La charnela se colocará paralela a la bisectriz de los ángulos formados por los colectores.
3. En los buzones de menos de 1.50 mts. de profundidad la tapa irá centrada en el buzón.
4. En los buzones de más de 1.50 mts. de profundidad (que llevan escalines), las tapas irán tangentes al muro del buzón y sobre la línea vertical en que están los escalines.

BIBLIOGRAFIA

1. Abastecimiento y Alcantarillado de Fair, Geyer y Okum, Tomo I, II.
2. Abastecimiento de Agua de Steel, Esnet.
3. Estudio Hidrogeológico de la Cuenca del Río Santa - Dirección de Aguas Subterráneas - Ministerio de Agricultura.
4. Estudio de los Recursos Hidrológicos de la Cuenca del Río Santa y Lacramarca.
5. Apuntes de Clase : Ing^o. Plücker Holguín.
6. Apuntes de Clase : Ing^o. Alfonso Zavala C.
7. Apuntes de Clase : Ing^o. Carlos Ruiz A.
8. Bombas Centrífugas de