

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA**

PROYECTO DE GRADO

**ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
DE VILLA DE ETEN**

NORA CASTILLO ARISTONDO

Promoción 1962

**LIMA - PERU
1968**

INDICE GENERAL

CAPITULOS

1.- Consideraciones relativas a la importancia del abastecimiento de agua potable y de la eliminación de las aguas servidas en la salud pública.	Pgs. 1 al 11
2.- Estudio de la población	" 12 " 24
3.- Sistema de agua potable-condiciones básicas de Diseño.	" 32 " 39
4.- Estudios de los recursos acuíferos.	" 40 " 55
5.- Descripción de las Obras Proyectadas.	" 56 " 73
6.- Especificaciones técnicas.	" 74 " 104

Bibliografía

.-.-.-.-.-

PROYECTO DE GRADO
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE VILLA DE ETEN
CHICLAYO

ALUMNO: Srta. Nora Castillo A.

FECHA : Agosto de 1966

P R O G R A M A

PRIMERA PARTE:

Consideraciones relativas a la importancia del abastecimiento de agua potable y de la eliminación de aguas usadas, en la salud pública - Trascendencia de estos servicios en la elevación del nivel de vida de la población.

Estado actual de los servicios públicos de agua potable y desagües, en el país - Localidades sin servicios públicos y con servicios incompletos de agua potable y de eliminación de desagües.

BASES DEL PROYECTO:

Estudio de la población:

Características - Población actual - Area urbana - Distribución de población.

Estado sanitario - Suministro de agua potable y eliminación de desagües domésticos - Bioestadísticas - Enfermedades de origen hídrico.

Aspectos socio-económicos - Producción - Comercio - Ocupación - Propiedad - Capacidad Económica.

Población futura - Desarrollo pasado - Examen estadístico - Matemático - Area de expansión - Zona de influencia económica - Recursos - Potencial de desarrollo - Probable desarrollo futuro.

PRIMERA PARTE

1.- CONSIDERACIONES RELATIVAS A LA IMPORTANCIA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE LA ELIMINACION DE LAS AGUAS SERVIDAS EN LA SALUD PUBLICA

1.1.- IMPORTANCIA DEL AGUA EN LOS FENOMENOS VITALES.-

Elemento básico para la bebida y la preparación de los alimentos, el agua es tan necesaria e imprescindible en el mantenimiento de la vida humana como lo es el oxígeno del aire. Está íntimamente ligada a la vida en sus distintas manifestaciones, tanto en los seres más simples como en los más complejos. Por eso su existencia en el protoplasma celular es condición esencial para que se cumplan los diversos fenómenos vitales, o sea las reacciones químicas o fisiocoquímicas relacionadas con la vida de los organismos.

Pero así como el agua es una necesidad fisiológica imprescindible, también podemos decir que la contaminación de las aguas de bebida es lo que ha causado más muertes en la historia de la humanidad.

Tenemos por tanto asociado el concepto fundamental de que no es sólo la cantidad de agua lo que importa, sino que complementariamente la misma tiene que ser potable, so pena de producir daños o la muerte a nuestros organismos y en consecuencia afectar el conglomerado social, de la que el individuo es sólo una célula.

El agua potable base de la salud, es pues, un concepto fundamental de la vida moderna, que debe mantenerse como norma en la Higiene Pública y en especial en Ingeniería Sanitaria.

1.2.- EL AGUA EN SU RELACION CON LA SALUD PUBLICA.-

Hipócrates, a quien se considera como el fundador de la medicina, estableció ya hace muchísimos años la influencia de la calidad del agua sobre la salud de los pobladores, a pesar de que en aquellos tiempos la química no había salido de sus primeros pasos, y de que la bacteriología no existía y por lo tanto no se había descubierto la existencia de los microbios.

La historia registra numerosos casos de poblaciones enteras diezmadas por grandes epidemias originadas por la mala calidad de las aguas. Algunas de aquellas epidemias ocasionaron millones de víctimas anuales, como el cólera en las Indias.

El agua, elemento insustituible en la vida humana, disolvente por excelencia y vehículo inmejorable en los alcantarillados, agente unitario y recreacional de múltiples usos en la vida, factor preponderante en la era civilizada - en que vivimos es también en determinadas circunstancias un terrible vehículo de enfermedades.

El hombre por sí mismo es prácticamente la fuente de todas las enfermedades propagadas por el agua. Si un hombre viviese una existencia aislada y pudiera usar el agua de lluvia recién caída, estaría seguro de contar con agua pura. Sin embargo, el hombre es un ser sociable que se congrega en colectividades. Al hacerlo así queda expuesto a los efectos de las materias contaminadas que vierten en el agua sus vecinos.

Las enfermedades transmitidas por el agua provienen directamente de la contaminación fecal, no se necesita hésped intermediario, ni agente adicional alguno para la propagación de las enfermedades que más adelante se mencionarán.

Todas aquellas enfermedades que atacan al hombre por las vías digestivas y algunas más, son enfermedades cuyos gérmenes pueden llegar al agua y contaminarla, y esa agua a su vez al ser ingerida produce nuevos enfermos que en sus deyecciones emiten millones y millones de gérmenes de la enfermedad, que pueden en circunstancias favorables cerrar el ciclo, del intestino de un enfermo hasta la boca de uno sano, mediante vehículo tan universal y apropiado como es el agua.

1.3 PRINCIPALES ENFERMEDADES QUE INTERESAN AL INGENIERO SANITARIO.

El ingeniero sanitario debe tener una idea general y en algunos casos bien precisa, sobre la forma en que se originan y transmiten algunas enfermedades.

Si bien es a veces difícil precisar cuál es la vía o vehículo de infección de algunas enfermedades, se tiene a que el ingeniero sanitario conozca las más comunes,

aquellas cuyos agentes son conducidos por el agua que se bebe, por la leche, las verduras, frutas, al igual que muchos alimentos que se consumen crudos; como también por las moscas, mosquitos y otros insectos, por los roedores y aun por el mismo aire atmosférico, es decir por todas las contingencias en el medio circundante en que se vive o trabaja, o sea la higiene del ambiente.

Sin entrar en detalles, se referirán en una forma general los problemas que puedan plantearse cuando no se bebe agua potable, situación higiénica que se agrava cuando no se efectúa una adecuada disposición de las aguas servidas y de los residuos domésticos y públicos.

Las principales enfermedades consideradas como hídricas, se pueden dividir en dos grandes grupos:

- A) Las originadas por un agente microbiano, donde hay un peligro inmediato de utilizar el agua, y
- B) Las originadas por un agente químico, cuya acción es generalmente lenta, siendo preciso utilizar el agua por un tiempo mas o menos prolongado para que ejerza su acción tóxica.

Las principales enfermedades hídricas que pueden originarse por un agente microbiano son:

- 1.- Fiebres entericas (Tifoidea y Paratifoideas)
- 2.- Amibiasis
- 3.- Disentería bacilar
- 4.- Hepatitis infecciosa
- 5.- Leptospirosis
- 6.- Poliomeilitis o parálisis infantil.
- 7.- El Cólera.

Las principales enfermedades hídricas que pueden originarse por un agente químico que se encuentre disuelto en las aguas de bebida son:

- 1.- Arsenismo
- 2.- Fluorosis dental
- 3.- Osteopetrosis o esteosis fluorica
- 4.- Metahemoglobinemia en los lactantes (Cianosis).

1.4 TRASCENDENCIA DE ESTOS SERVICIOS EN LA ELEVACION DEL NIVEL DE VIDA DE LA POBLACION.

Las estadísticas de morbilidad y las de mortalidad, que están relacionadas con las muertes y sus causas, indican con mayor o menor claridad el estado de salud de una población y el éxito o fracaso del trabajo sanitario.

Se estima que el 70% de las ocurrencias de origen intestinal tiene por causa la ingestión de aguas contaminadas con gérmenes de esas enfermedades.

Las estadísticas vitales de los EE.UU. muestran datos impresionantes en este sentido.

En la década de 1851 a 1860 la tasa de mortalidad por fiebre tifoidea alcanzó en esa nación un valor de 176 por 100,000 de población. En el año 1900 había descendido a 35.8 y en el año 1920 era ya solo de 7.9. En el año 1930 había bajado a 4.8 y en 1950 era de solo 0.2 por 100,000 habitantes. Actualmente la fiebre tifoidea es tan extraña en las ciudades Norte-Americanas, que los estudiantes de medicina rara vez pueden ver un caso.

Estos resultados los han obtenido los EE.UU. por una política de saneamiento integral, dirigida principalmente a los acueductos, al imponer la purificación de las aguas de los mismos con carácter obligatorio. Parte del decrecimiento de la mortalidad es debido, sin duda, a mejora de los métodos de tratar la enfermedad, vacunación y mejor aplicación práctica de la ciencia sanitaria en general, pero otras enfermedades que tienen poca o ninguna conexión con el agua o aguas servidas, no han decrecido en la misma proporción.

Es interesante señalar que hoy en día el reducir de la fiebre tifoidea es virtualmente el pueblo o la pequeña población, donde los peligros para la salud del público no han podido aún ser erradicados por carencia de un adecuado suministro público de agua y sistema de alcantarillado.

Los importantes efectos de las instalaciones de los servicios de agua potable y alcantarillado sobre las ciudades, no se reducen al resguardo de la salud. También se ha conseguido asegurar la vida y la propiedad frente al fuego.

Es posible asimismo, el aseo de las calles y su limpieza mediante el riego. Piscinas, fuentes y otros usos ornamentales y recreativos del agua, son ahora cosa común.

Las industrias pueden localizarse en ciudades, con la seguridad de que siempre tendrán agua disponible y

las alcantarillas dejarán sus residuos líquidos. Los desagües de agua de lluvia protegen a la propiedad del peligro de aquellos. Las cloacas sanitarias son instrumental preventivo contra los desagradables olores.

El indiferente ciudadano, acostumbrado a las comodidades de la civilización, tiene un limitado concepto de la significación de la corriente de agua que obtiene cuando abre un caño, y aún menor de la vasta red de conductos subterráneos necesarios para recibir aquella agua que escurre por el tubo de desagüe.

1.5 REQUISITOS QUE DEBE REUNIR UN AGUA POTABLE

Hasta Pasteur la potabilidad del agua era un concepto enteramente físico-químico, se consideraba agua potable aquella que no tenía olor ni sabor apreciables, que no tenía color ni materia en suspensión y que su contenido salino no era dañino a la economía humana ni en cantidad ni en calidad de sales.

La posible presencia de organismos vivos dentro del agua, productores de enfermedades, no se sospechaba.

A partir de Pasteur, es que se comprendió el enorme papel que desempeñaban las bacterias y se constató el terrible oficio que desempeñaba el agua como vehículo transmisor de enfermedades, fué preciso considerar el aspecto bacteriológico de la potabilidad y hoy en día se ha variado radicalmente dicho concepto de potabilidad.

La potabilidad modernamente no es un concepto intrínseco y permanente de un agua determinada, pues la misma solo es un hecho accidental que puede variar en determinado momento frente a la acción de fuerzas exteriores al agua o a determinadas condiciones especiales.

Cuando sólo se tenían en cuenta los caracteres físico-químicos del agua, el concepto de potabilidad podía considerarse casi permanente e intrínseco en un agua que los cumpliera. Así, un determinado pozo o manantial con aguas libres de sabor, olor, color y contenido adecuado de sales, era considerada permanentemente potable en ese aspecto, pues ese pozo o manantial no cambia corrientemente en esas características. Pero si se considera el concepto bacteriológico

de potabilidad, esa agua será potable mientras que por circunstancias accidentales y que no son detectables por los sentidos, el agua no sea contaminada por bacterias patógenas.

1.6 CONDICIONES QUE DEBE REUNIR EL AGUA PARA LA BEBIDA HUMANA.-

Se considera buena agua para la bebida humana, cuando cumpliendo ciertos requisitos químicos, llega al consumidor en buenas condiciones físicas y libres de sustancias nocivas, inobjetable en su color y gusto, y lo que es más importante, sin contener organismos que puedan perjudicar la salud del que la consume.

El agua para la bebida humana debe reunir las siguientes condiciones:

- 1.6.1 Condiciones físicas
- 1.6.2 Condiciones químicas
- 1.6.3 Condiciones microbiológicas.

1.6.1 Condiciones físicas.-

El agua que se destina a la bebida humana no debe presentar color, olor, ni materias en suspensión que le confieran turbiedad o aspecto desagradable.

No se trata de que un agua con color, materias en suspensión, o gusto desagradable, pueda perjudicar la salud del que la utilice; se trata de que el consumidor, por los caracteres físicos desagradables, pueda considerarla algo repugnante, rechazándola y recurrir entonces a una fuente clandestina de agua, cuya pureza o condiciones microbiológicas no se conocen o son precisamente sospechosas o malas, con los posibles riesgos para la salud.

En lo que se refiere al sabor del agua cuesta mucho que la gente se acostumbre al gusto del cloro, sin sospechar que muchas veces la seguridad microbiológica del agua que se suministraba obliga a exagerar la dosis de cloro con que aquella era tratada.

En este sentido es siempre bueno tener presente que es preferible suministrar poca agua, pero microbiológicamente insospechada, y no mucha o abundante pero de cuya pureza no se tenga suficientes garantías en todo momento.

1.6.2 Condiciones Químicas

El análisis químico del agua permite conocer la cantidad y calidad (naturaleza) de las sales disueltas. Estas sales disueltas pueden encontrarse en gran cantidad o en mínimas proporciones.

Para calificar el agua como potable, sus condiciones químicas deben ser tales que resulte: "de gusto agradable y con una cantidad de sales disueltas que no sea ni excesiva ni exigua.

En cuanto a la naturaleza de estas sales, no deben originar perjuicios ni trastornos a la salud humana. En este aspecto se define como agua potable "el agua que no contiene sustancias perjudiciales ni tóxicas, con respecto a la fisiología humana".

Como sustancias perjudiciales se consideran por ejemplo:

Un exceso de sales de magnesio, que hacen laxante al agua; como sustancias tóxicas, por ejemplo: una proporción algo elevada de plomo o arsénico, los que como se sabe pueden originar en el consumidor una grave o gravísima intoxicación.

Digamos que se han establecido especificaciones o límites para los distintos componentes de las aguas, pero con cierta tolerancia en los mismos, los que se mantienen mientras no se demuestre por la experiencia que son perjudiciales.

1.6.3 Condiciones microbiológicas.

Ya hemos señalado cuales son las principales enfermedades cuyos gérmenes, bacterias, virus y otros organismos de origen patógeno pueden ser transportados por el agua de bebida o la empleada en los medios domésticos llegando al hombre a quien infecta y enferma.

Significa esto que: el agua para ser considerada potable debe estar exenta de toda bacteria u organismo patógeno,

La naturaleza de esta bacteria u organismo patógeno varia según el origen de la fuente o material contaminante del agua, pues habitualmente no es el

agua medio propicio para el desarrollo o cultivo de estos gérmenes, los que generalmente provienen de las materias fecales (portadores), desechos animales, etc. que entran en contacto con el agua.

Las pruebas corrientes para la determinación de la calidad bacteriológica de un agua no consideran la investigación de organismos patógenos específicos o de alguno determinado, por ejemplo: la búsqueda de la *Salmonella Typhosa*. Estas determinaciones específicas implican corrientemente una tarea complicada, por lo que la práctica corriente ha adoptado un procedimiento indirecto a base de dos clases de determinaciones:

1°.- Contar el número de bacterias que contiene el agua en exámen, para lo cual se siembra la muestra en un medio nutritivo sólido apropiado y se incuba a 37° C durante 24 horas. A ese término el número de colonias que se han desarrollado se considera como el número de bacterias que contiene el agua.

2°.- Determinación del índice coliforme, que consiste en investigar la presencia de bacterias coliformes que como sabemos son características de la flora intestinal.

La primera determinación tiene por fundamento el que un agua no contaminada contiene un número muy bajo de bacterias, así por ejemplo: en el "Manual de Operación de Plantas de Potabilización de Agua", editado por Obras Sanitarias de la Nación en colaboración con la OPS, se dice que un agua profunda, virgen, perfectamente captada, no alcanza o no debe contener más de 10 bacterias por ml.

No ocurre lo mismo con las aguas superficiales, más aún si reciben las aguas de lavado de los suelos (por lluvias), polvos atmosféricos, o se ponen en contacto con la vida animal y en especial con descargas cloacales o líquidos muy contaminados; en este caso - la cuenta de las bacterias pueden llegar a miles, a pesar de que la mayoría de las que acompañan a la materia orgánica cloacal no encuentran en las aguas medio apropiado o favorable para su desarrollo o multiplicación, que sólo puede ser favorecida por la presencia de materia orgánica de naturaleza especial y cierto grado de temperatura apropiada. Se comprueba cuando se efectúa una descarga cloacal en un río, que muchas bacterias contenidas en aquellas perecen de in

mediato por no ser el agua su "habitat" como se dice en el lenguaje microbiológico.

En el punto 2), determinación del índice coliforme, se parte del hecho de que las bacterias predominantes en las descargas intestinales humanas y de otros animales de sangre caliente, son las *Escherichia Coli*, comúnmente llamada "coli" o B. Coli; también se usa el nombre genérico del grupo coliforme. Su búsqueda se efectúa entonces como indicador de contaminación fecal.

Por supuesto en las aguas profundas (pozos semi-surgentes) no se encuentran bacterias coliformes, pero sí en muchas o en casi todas las superficiales, y en número tanto mayor cuando estas aguas se encuentran en contacto con la vida humana y animal. En principio debe considerarse las aguas superficiales como aguas contaminadas. Sólo en sitios despopulados, por ejemplo en la Cordillera, sin vida animal, puede esperarse encontrar aguas superficiales con ausencia de bacterias coliformes.

La investigación de bacterias coliformes puede hacerse en las aguas en forma cuali o cuantitativa. La determinación cuantitativa es la que tiene más significación, y se funda en sembrar en medios nutritivos especiales volúmenes crecientes de agua, y determinar con que volumen mínimo del agua original el resultado es positivo.

No debe aceptarse la presencia de B. Coli en las aguas profundas. En cuanto a las superficiales tratadas, la tolerancia podrá establecerse en base a naturaleza de la fuente, grado de contaminación, sistema de tratamiento (coagulación, filtración, desinfección) y observación de datos epidemiológicos que puedan obtenerse, pero siempre con el más estricto criterio de acercarse a que en todo instante se suministre agua exenta de B. Coli y organismos esporulados, que signifiquen que la planta de tratamiento no funciona con la eficiencia necesaria y suficiente.

Bibliografía.- "Manual de Operación de Plantas de Potabilización de Agua" (Resumen de las clases dictadas en el Curso Intensivo para Ingenieros, llevado a cabo en la Escuela de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Buenos Aires, en el año 1965 y auspiciado por Obras Sanitarias de la Nación, Oficina Sanitaria Panamericana, y Escuela de Ingeniería Sanitaria.

CUADRO N° 1

CONCENTRACIONES MAXIMAS ACEPTABLES EN
EL AGUA TRATADA

<u>SUSTANCIA</u>	<u>CONCENTRACION MAXIMA ACEPTABLE</u>
Coliforme	1.00 N.M.P/100 ml. promedio en 90% de las muestras.
Turbiedad	5.0 unidades (turbidimétricas)
Color	15.0 unidades (plátino - cobalto)
Sabor y olor	No - rechazable.
Plomo (PB.)	0.5 mg/l.
Fluoruros (F)	0.6 - 1.7/mg/l. depende de la temperatura ambiente.
Arsenico (As)	0.05 mg/l.
Selenio (Se)	0.01 mg/l.
Cromo (Cr. hexavalente)	0.05 mg/l.
Cadmio (Cd)	0.01 mg/l.
Cobre (Cu)	1.0 mg/l.
Hierro (Fe)	0.3 mg/l.
Manganeso (Mn)	0.05 mg/l.
Zinc. (Zn)	5.0 mg/l.
Calcio (Ca)	75.0 mg/l.
Magnesio (mg)	125.0 mg/l.
Cloruros (Cl.)	250.0 mg/l.
Sulfatos (S O ₄)	250.0 mg/l.
Nitratos (N)	45.0 mg/l. referidos a N° 3.
Compuestos fenólico	0.001 mg/l. referidos a fenol..
Sólidos totales	500.0 mg/l. 1000
Grado de p ⁴	65 8.5
Sulfonatos de Alquilben _{cilo} (SAB)	0.5 mg/l.

BIBLIOGRAFIA:

Fuente.- "Normas Provisionales para la elaboración y presentación de Proyectos de Sistema de Abastecimiento Público de Agua y Alcantarillado.. Editadas por el Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

CUADRO N°. 2

PATRONES O LIMITES PARA LA CALIDAD FISICO-QUIMICA Y BACTERIOLOGICA DEL AGUA POTABLE

SUSTANCIA		EXCELENTE +	BUENO	DEFICIENTE +
DBO (5 dia)	Mensualmente	0.75 mg/l.	1.5 a 3.5 mg/l	2.0 a 5.5 mg/l
DBO (5 dia)	Máx. diario	1.0 mg/l.	3.0 a 3.5 mg/l	4.0 a 7.5 mg/l
Coliforme	Mensualmente	50 a 100 NMP/100 ml	240 a 5,000 NMP/100 ml.	10,000 + NMP/100 ml.
Coliforme	Máx. diario	-	(20%) 5,000 5% 20,000	
Oxígeno disuelto.	Medio	4.0 a 7.5 mg/l	2.5 a 7.0 mg/l	2.5 a 5.0 mg/l
Oxígeno disuelto.	Porcentaje de saturación.	50 a 75	25 a 75	
Grado de PH	Medio	6.0 a 8.5	5.0-6.0 a 8.5 9.0	3.8-5.0 a 9.0 10.5
Cloruros	Máximo	50 mg/l	250 mg/l	500 + mg/l
Hierro y manganeso	Máximo	0.3 mg/l	1.0 mg/l	2.0 + mg/l
Fluoruros	Máximo	1.0 mg/l	1.0 mg/l	2.0 + mg/l
Compuestos fenólicos	Máximo	Ninguno	0.005 mg/l	.025 mg/l
Color ++		0 - 20 unidades	20 - 70 unidades	150 + unidades
Turbiedad +++		0 - 10 unidades	40 - 200 unidades	
Dureza		40-150mg/l	150-500mg/l	500+ mg/l
Sabor y olor	No unidades	No rechaza ble.	No rechazable	Rechazable.

Leyenda del Cuadro anterior.-

- + Excelente : El agua requiere desinfección y pequeño tratamiento posterior.
- + Bueno : El agua requiere desinfección y tratamiento completo
- + Deficiente: El agua requiere desinfección y tratamiento especial. Estas fuentes sólo se utilizarán en último extremo.
- ++ Escala del platino - cobalto.
- +++ Unidades turbidimétricas.

BIBLIOGRAFIA:

Normas Provisionales para la elaboración y presentación de Proyectos de Sistemas de Abastecimiento Público de Agua y Alcantarillado. "Editadas por la D.O.S. del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

2.1 ESTUDIO DE LA POBLACION:

2.1.1 Generalidades.- La ciudad de Villa de Eten, es la capital del distrito de Eten, de la Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque. Este distrito fué creado por la Administración de Bolívar, y sus límites actuales son: Al Norte el distrito de Monsefú, al Sur el de Zaña, al Este el de Reque y al Oeste el del Puerto de Eten. El antiguo pueblo de Eten que por Ley del 26 de Octubre de 1,888 fué elevado a Villa se halla situado a los: 6° 54' 30" de latitud Sur y 79° 52' 20" de Longitud Oeste.

Se encuentra ubicada a 20 kms. al Sur de la ciudad de Chiclayo y está unida a ésta última por un camino carretero afirmado de 2da. clase, que es un ramal de la Carretera Panamericana, que partiendo a la altura de la ciudad de Peque, pasa por Monsefú y Villa Eten y termina en el Puerto de Eten. Está unida también a la ciudad de Chiclayo por una línea ferroviaria, que hasta hace pocos años hacia servicio regular entre el Puerto de Eten y esa ciudad, pasando por Villa de Eten y Monsefú.

El clima de la zona es cálido y seco, típico de la costa Norte del país, con escasas precipitaciones pluviales. Los vientos predominantes son de SE-NO y alcanzan velocidades de 40 km/hora en la estación de Otoño.

La topografía del lugar es plana, encontrándose la ciudad a un nivel medio de 4 mts. sobre el nivel del mar. Sus calles son casi rectas, con un ancho que varia entre 8 y 10 metros; las manzanas están dispuestas en forma de damero, con una longitud promedio de 100 a 120 metros por lado. Las calles son empedradas en un 70% permaneciendo las restantes, afirmadas en tierra solamente.

Las construcciones son en su mayoría de un piso, habiéndose empleado en su edificación, adobe en un 60-70% y materiales nobles en los demás casos.

Los datos estadísticos que se tiene de Villa de Eten, datan del año 1,876 en el cual se registró una población de 3,559 habitantes; en los Cen-

tos Nacionales de los años 1,940 y 1,961, el total de habitantes ascendía al número de 5,139 y 6,999 habitantes respectivamente.

El área urbana es de 66 Hectareas, distribuidas en dos zonas principales:

- Zona Central Comercial: que ocupa un área aproximada de 10 Has. con una densidad promedio de 151 habitantes por hectárea.
- Zona Residencial: con un área de 56 hectáreas y una densidad promedio de 98 habitantes por hectárea.

2.1.2 Servicios Públicos Existentes. - La Villa de Eten se abastece de agua de un ramal de 4" \varnothing derivado de la línea de Conducción al Puerto de Eten, que está tendido a lo largo de la Av. Grau y alimenta a 2 tuberías de fo. gvdo. de 2", quedan servicio a 8 piletas públicas distribuidas en la ciudad. El servicio es insuficiente contándose con muy pocas conexiones domiciliarias.

La ciudad carece de sistema público de desagües. Se cuenta con servicio de alumbrado eléctrico, suministrado por la planta de la ciudad de Chiclayo, con una línea de Alta Tensión de 6,600 v.

2.1.3 Bioestadísticas, Enfermedades de Origen Hídrico. - Los Informes mensuales enviados por el Area de Salud de Chiclayo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, muestran para la ciudad de Eten una incidencia de enfermedades de origen hídrico relativamente baja con respecto a otras localidades próximas a ella y de las mismas características, pese a la insuficiencia del servicio existente de agua potable y carencia de sistema público de desagües.

RESUMEN ANUAL DE ENFERMEDADES DE ORIGEN HIDRICO DESDE LOS AÑOS
1960 - 1967 CORRESPONDIENTES A LA CIUDAD DE
VILLA ETEN

ENFERMEDAD	NUMERO DE CASOS POR AÑO							
	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967
Poliomielitis	2	--	--	--	--	--	--	--
Tíficas y Paratíficas.	9	10	10	--	--	22	26	12
Hepatitis Inf.	1	--	3	2	4	7	5	--
Disentería Bac.	--	6	15	38	3	3	--	1
Disentería (otras formas).	--	--	55	10	6	--	--	4
Amebiasis	--	--	--	1	3	--	--	--
TOTAL EN 8 AÑOS:	12	16	83	51	16	32	31	17

CUADRO N°. 3

2.1.4 Aspectos socio - económicos.- La principal actividad de los pobladores es la agricultura, cultivándose principalmente arroz, algodón y productos de panllevar, los cuales son trasladados a la ciudad de Chiclayo para su venta. Villa Eten forma parte de la zona de influencia económica de la ciudad de Chiclayo.

A partir del año 1,962, fueron paralizadas las actividades portuarias del Puerto de Eten, lo cual originó que los pobladores de Villa de Eten que trabajaban en ese ramo, se reintegraran en parte a las labores agrícolas, emigrando la mayoría de ellos hacia la capital del Departamento en busca de mejores fuentes de ingreso. Paralelamente, el cese del servicio de trenes entre el Puerto de Eten y Chiclayo produjo un estancamiento en el desarrollo de la población.

La tenencia de tierras es con características de minifundio, donde cada propietario posee una pequeña extensión de terreno donde cultivan sus productos, los cuales abastecen las necesidades de la población, dejando un margen de ganancias muy pequeñas para los agricultores, por lo que su capacidad económica es muy limitada, siendo el ingreso promedio de 1,800 a 2,000 soles mensuales por familia.

Esta situación es muy difícil de subsanar debido a la pobreza de los suelos y a las incipientes obras de irrigación.

2.1.5 POBLACION FUTURA:-

Período de Diseño.-- El período de diseño es determinado como el plazo al término del cual, las obras a realizarse estarán trabajando a su máxima capacidad, y/o deberán ser renovadas, reemplazadas o ampliadas, de acuerdo a sus condiciones físicas o volúmetricas.

Este plazo es fijado teniendo en consideración una serie de factores que afectan a las obras y que son principalmente de carácter técnico y económico; los principales factores determinantes son:

- a) Duración probable de las estructuras
- b) Inversión requerida para la instalación de los servicios.
- c) Características especiales de las instalaciones, tales como plantas de tratamiento, equipos de bombeo, reservorios de almacenamiento, etc.
- d) Dificultad en poder predecir el crecimiento futuro de la población.

De acuerdo a las consideraciones indicadas, el procedimiento lógico es dar a cada tipo de estructura una vida útil y calcular la instalación de equipos por etapas. Este criterio no es aplicable al caso de fuentes de abastecimiento, redes matrices, redes de colectores, emisor, etc. pues deberán ser consideradas y/o diseñadas para servir un período final determinado dentro de consideraciones hidráulicas, y teniendo en cuenta también el factor económico, lo que determinará si es conveniente su instalación por etapas o en forma definitiva.

En obras del tipo de las que se ejecutarán en Villa de Eten puede admitirse las siguientes duraciones medias:

- Edificios, reservorios y canales de concreto. 50 años
- Decantadores y filtros 30 años
- Tuberías para agua y accesos. 20-40 años
- Equipos mecánicos. 10-15 años

BIBLIOGRAFIA.- (Revista Acodal N°. 30 Pag. 13 Organó Oficial de la Asoc. Col. de Acued, y Alcantarillado).

La práctica corriente en nuestro medio para proyectos de sistemas de agua potable o alcantarillado considera un período de diseño que varía entre 20 y 30 años.

De las experiencias que en la elaboración de proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para poblaciones similares a la ciudad de Eten, ha obtenido la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, se ha encontrado que el período de diseño más recomendable es el de 30 años.

En el caso de la ciudad de Eten se ha considerado más conveniente efectuar el estudio de la población futura, con previsiones hasta el año 2,000 o sea 33 años a partir del presente, por ajustarse a las condiciones expuestas anteriormente y para facilitar los cálculos de Población.

2.1.5.1 DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA.- Es muy difícil poder determinar el crecimiento futuro de una población, si no se cuenta con datos censales periódicos y suficientes, tornándose aún más indeterminado en el caso de poblaciones pequeñas, como lo es el objeto de éste estudio, en que su desarrollo se ve influenciado por la constante migración de los pobladores a los grandes centros poblados donde se encuentran mejores condiciones para el estudio y el trabajo. Este fenómeno se puede observar en la ciudad de

Eten; analizando el cuadro de crecimiento vegetativo proporcionado por la Municipalidad del lugar, y que se muestra a continuación.

<u>Año</u>	Nacimientos	Defunciones	Diferencia.
1955	337	135	202
1956	336	139	197
1957	328	196	132
1958	363	135	228
1959	322	139	183
1960	375	143	232
1961	309	142	167

El crecimiento anual, es casi constante, con un valor promedio para los 7 años, de 192 habitantes por año.

Los censos con que se cuenta en la localidad son:

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1876	3,559
1940	5,139
1961	6,999

Tomando los dos últimos censos como referencia, se obtiene que el crecimiento corresponde a 89 habitantes por año, lo cual corresponde a una disminución del 53.5% del promedio del crecimiento vegetativo del lugar, lo cual refuerza la aseveración con respecto a la migración de los pobladores, en contraposición al fenómeno que se puede observar en las grandes ciudades donde el aumento de población es mayor al que arroja el crecimiento vegetativo, debido a la afluencia de pobladores del campo y de los pequeños centros poblados cercanos.

Los métodos más conocidos para la proyección de la población futura, se basan en determinaciones analíticas ajustadas a ciertas fórmulas que dan incremento de población. Estos métodos se basan en la aplicación de cifras estadísticas y no tienen en cuenta los factores socio-económicos que inciden en el desarrollo de una población determinada tal como podrá verse más adelante.

Los procedimientos que se desarrollarán para la ciudad de Eten con el objeto de ser analizados y así poder determinar aproximadamente como se desenvolverá el crecimiento de su población son:

- 1.- Método de Progresión Aritmética o lineal.
- 2.- Método del Interés simple.
- 3.- Método de Crecimiento Geométrico.
- 4.- Método Comparativo.

Existen otros procedimientos cuya aplicación no es posible en este caso por necesitarse más de dos datos censales, ya que solo se pueden tomar como referencia para Villa de Eten los censos de 1940 y 1961 por ser el censo del año 1876 muy distante y corresponder a otra realidad socio-económica.

Estos métodos, cuyo desarrollo con tan solo un propósito ilustrativo de aplicación, mostraremos en un apéndice aparte, son los siguientes:

- 1.- Método de Proyección Gráfica.
- 2.- Método de Incrementos Variables.
- 3.- Método de la Parábola de 2do. Grado
- 4.- Método de la Curva Logística.

A continuación, procederemos al desarrollo de los métodos ya enunciados:

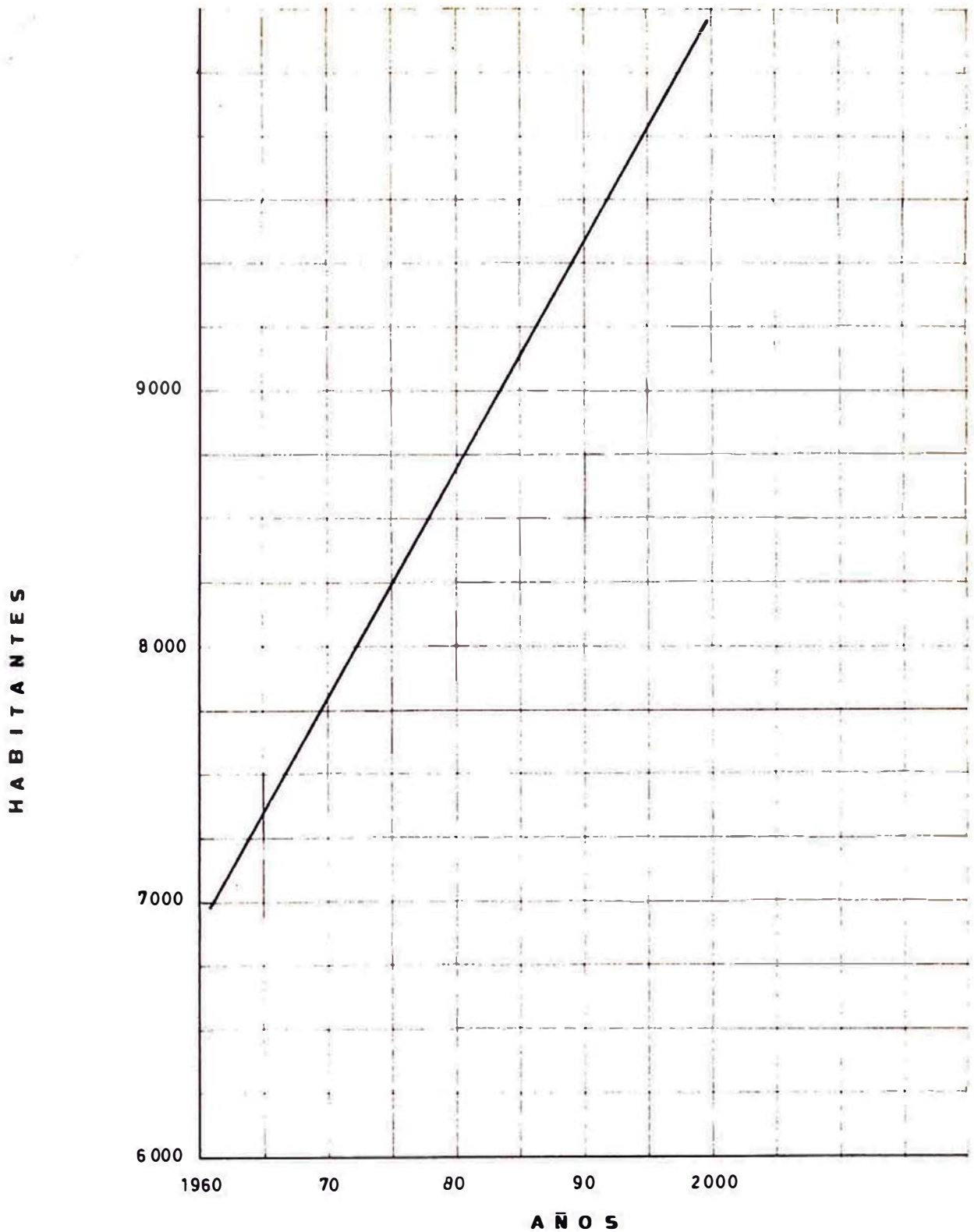
METODO DE PROGRESION ARITMETICA. En este método, se considera que el crecimiento de una población obedece a una función lineal, cuya fórmula es:

$$P_f = p + r \quad t_2 - t_1$$

donde:

- pf - Población futura.
- p - Población inicial
- r = Incremento de población por año.
- t₂ y t₁ = Años correspondientes a P_f y p respectivamente.

METODO ARITMETICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

Para la ciudad de Eten tenemos:

Año	Población	Dif. entre censos	dif. por año
1940	5,139		
1960	6,999	1,860	88.6

$r = 88.6$ hb/año.

$$P_{1970} = 6,999 + (88.6 \times 9) = 7,796 \text{ hb.}$$

$$P_{1980} = 6,999 + (88.6 \times 19) = 8,682 \text{ hb.}$$

$$P_{1990} = 6,999 + (88.6 \times 29) = 9,568 \text{ hb.}$$

$$P_{2000} = 6,999 + (88.6 \times 39) = 10,454 \text{ hb.}$$

METODO DEL INTERES SIMPLE.- En este método el crecimiento de población se asimila a los incrementos - que afectan a un capital colocado a interés simple y cuya fórmula es:

$$P_f = P_o \left(1 + \frac{r \times t}{1000} \right) \quad (1)$$

donde:

P_f = Población futura.

P_o = Población inicial.

r = Tasa anual.

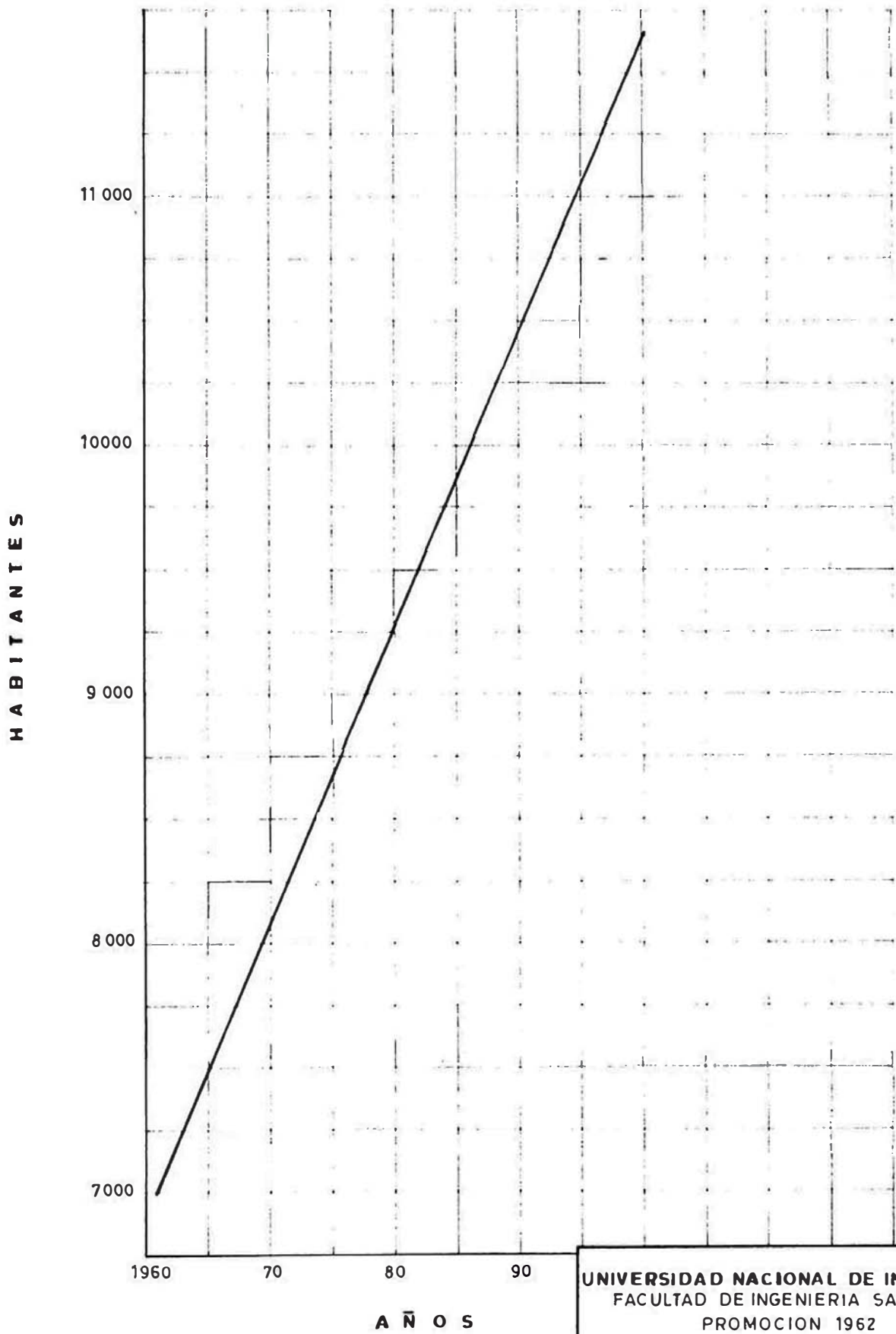
t = Diferencia de tiempo entre P_f y P_o .

Aplicando la fórmula para los años de 1940 y 1961 se tiene:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>r</u>
1940	5,139	
1961	6,999	17.1

En donde r se ha obtenido, de reemplazar en la fórmula (1) los valores de población correspondientes a 1940 y 1961, así como la diferencia de tiempo entre ambos.

METODO DEL INTERES SIMPLE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO : NORA CASTILLO A.
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

Proyección al futuro.-

P.1970	=	6999	(1 + 0.0171 x 9)	8,077	hb.
P.1980	=	6999	(1 + 0.0171 x 19)	9,274	hb.
P.1990	=	6999	(1 + 0.0171 x 29)	10,428	hb.
P.2000	=	6999	(1 + 0.0171 x 39)	11,667	hb.

METODO DEL CRECIMIENTO GEOMETRICO.- La fórmula - que rige éste método, es la correspondiente al incremento de un capital colocado a un interés compuesto. Este método es usado para poblaciones en pleno desarrollo. Este concepto se aplica al de progresión aritmética y en menor extensión al de interés simple. Los valores obtenidos con éste método son generalmente muy altos, sin embargo estos valores nos darán una idea del límite superior del rango de variación de las curvas.

$$P_f = p (1+r)^{t_2 - t_1}$$

$$r = \left(\frac{P_{1961}}{P_{1940}} \right)^{\frac{1}{1961-1940}} = \left(\frac{6999}{5139} \right)^{\frac{1}{21}} = 1.0148 - 1 = 0.0148$$

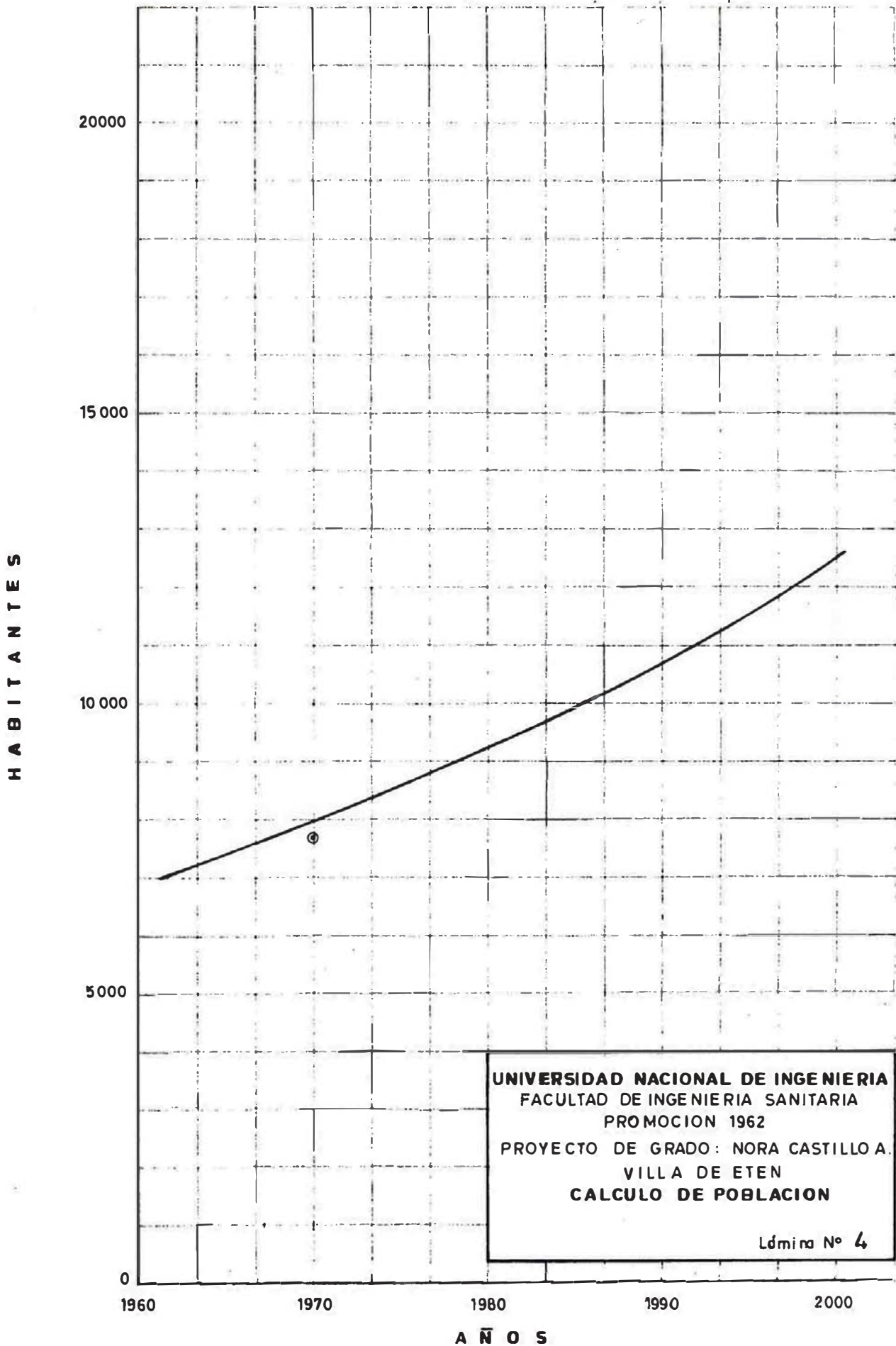
$$P_{1970} = P_{1961} (1+r)^{1970-1961} = 6,999 (1.0148)^9 = 7,700 \text{ hb.}$$

$$P_{1980} = P_{1961} (1+r)^{1980-1961} = 6,999 (1.0148)^{19} = 9,250 \text{ hb.}$$

$$P_{1990} = P_{1961} (1+r)^{1990-1961} = 6,999 (1.0148)^{29} = 10,700 \text{ hb.}$$

$$P_{2000} = P_{1961} (1+r)^{2000-1961} = 6,999 (1.0148)^{39} = 12,450 \text{ hb.}$$

METODO GEOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A.
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

Lámina Nº 4

METODO COMPARATIVO.-- Para la aplicación de este método es necesario contar con las cifras de crecimiento de otra localidad de las mismas o similares características a la localidad en estudio y cuya población sea mayor. Este procedimiento puede ser gráfico o analítico, en este caso vamos a utilizar el procedimiento analítico, comparando la ciudad de Eten con las poblaciones de Paita y Monsefú que reúnen características similares en cuanto a actividad económica y ubicación geográfica.

Estas ciudades en el año 1940 tenían una población sensiblemente igual a la población censada en Villa de Eten el año 1961. Para efectuar la comparación de crecimiento entre Villa de Eten y las otras dos ciudades antes mencionadas se ha calculado el índice de crecimiento por el método geométrico obteniéndose las cifras de: 1.67% y 1.51% para Paita y Monsefú respectivamente.

Con estas tasas de crecimiento se ha extrapolado analíticamente la población futura de Villa de Eten a partir del año 1961 y a continuación se muestran los cálculos efectuados:

Determinación de la tasa de crecimiento de Paita.-

$$P_{1961} = 9,615 \text{ Hb.}$$

$$P_{1940} = 6,797 \text{ Hb.}$$

$$r = \frac{1}{21} \left(\frac{9615}{6797} \right) - 1 = 1,0168 - 1 = 0.0168$$

Extrapolación de la Población de Villa de Eten, con la tasa de crecimiento de Paita.-

$$P_{1970} = 6,999 (1.0168)^9 = 8,150 \text{ Hab.}$$

$$P_{1980} = 6,999 (1.0168)^{19} = 9,500 \text{ "}$$

$$P_{1990} = 6,999 (1.0168)^{29} = 11,300 \text{ Hab.}$$

$$P_{2000} = 6,999 (1.0168)^{39} = 13,400 \text{ "}$$

Determinación de la Tasa de crecimiento de Monsefú.-

$$P_{1961} = 11,141$$

$$P_{1940} = 8,144$$

$$r = \frac{1}{21} (11,141) - 1 = 1,0151 - 1 = 0.0151$$

$$r = 1.51\%$$

Extrapolación de la población de Villa de Eten con la tasa de crecimiento de Monsefú.

$$P_{1970} = 6,999 (1.015)^9 = 8,000 \text{ Hab.}$$

$$P_{1980} = 6,999 (1.015)^{19} = 9,290 \text{ "}$$

$$P_{1990} = 6,999 (1.015)^{29} = 10,800 \text{ "}$$

$$P_{2000} = 6,999 (1.015)^{39} = 12,500 \text{ "}$$

Discusión general de los diversos métodos empleados.- En el análisis de los resultados obtenidos de la aplicación de los diferentes métodos para calcular el futuro desarrollo de una población, debemos tener en consideración los diversos factores que intervienen en el crecimiento de la misma, siendo los más importantes; aquellos

aqueellos que inciden directamente sobre el bienestar de los habitantes, en la influencia que ejerza sobre ellos para formar un núcleo progresista que active y crea nuevas fuentes de trabajo para así hacer atractivo el establecerse en el lugar. Estas condiciones no podrán ser logradas donde no se cuente con los recursos naturales que propicien esa labor y que a la larga viene a ser el elemento de mayor fuerza para contribuir al progreso de cualquier núcleo poblado.

En el caso de la ciudad de Eten, es muy difícil poder encontrar otra localidad con características similares. A partir del año 1962 su desarrollo se vió paralizado debido al cierre de las actividades portuarias en el cercano Puerto de Eten, con la consiguiente anulación del servicio de trenes entre el puerto y Chiclayo, siendo la ciudad de Eten un punto importante en su recorrido, además de la merma en las posibilidades de trabajo en la zona, lo que produjo y sigue produciendo una constante emigración de sus pobladores a buscar nuevas fuentes de trabajo, estando desde esa época sus actividades limitadas por las labores agrícolas y las pequeñas industrias desarrolladas en el lugar lo cual obliga a que su crecimiento sea solamente influenciado por el crecimiento vegetativo.

El índice de crecimiento de Villa de Eten de acuerdo al método geométrico nos dá un valor igual a 1.48% valor que resulta menor que el índice Nacional de Crecimiento Urbano dado por el último censo y que corresponde a la cifra de 3.63% (Mensaje Presidencial año 1967).

Hagamos un cuadro con las cifras obtenidas al aplicar los métodos matemáticos anteriormente desarrollados:

APENDICE

Métodos no utilizados para la
determinación de la Población
Futura de Villa de Eten.

Métodos no utilizados para la determinación de la Población Futura de Villa Eten.-

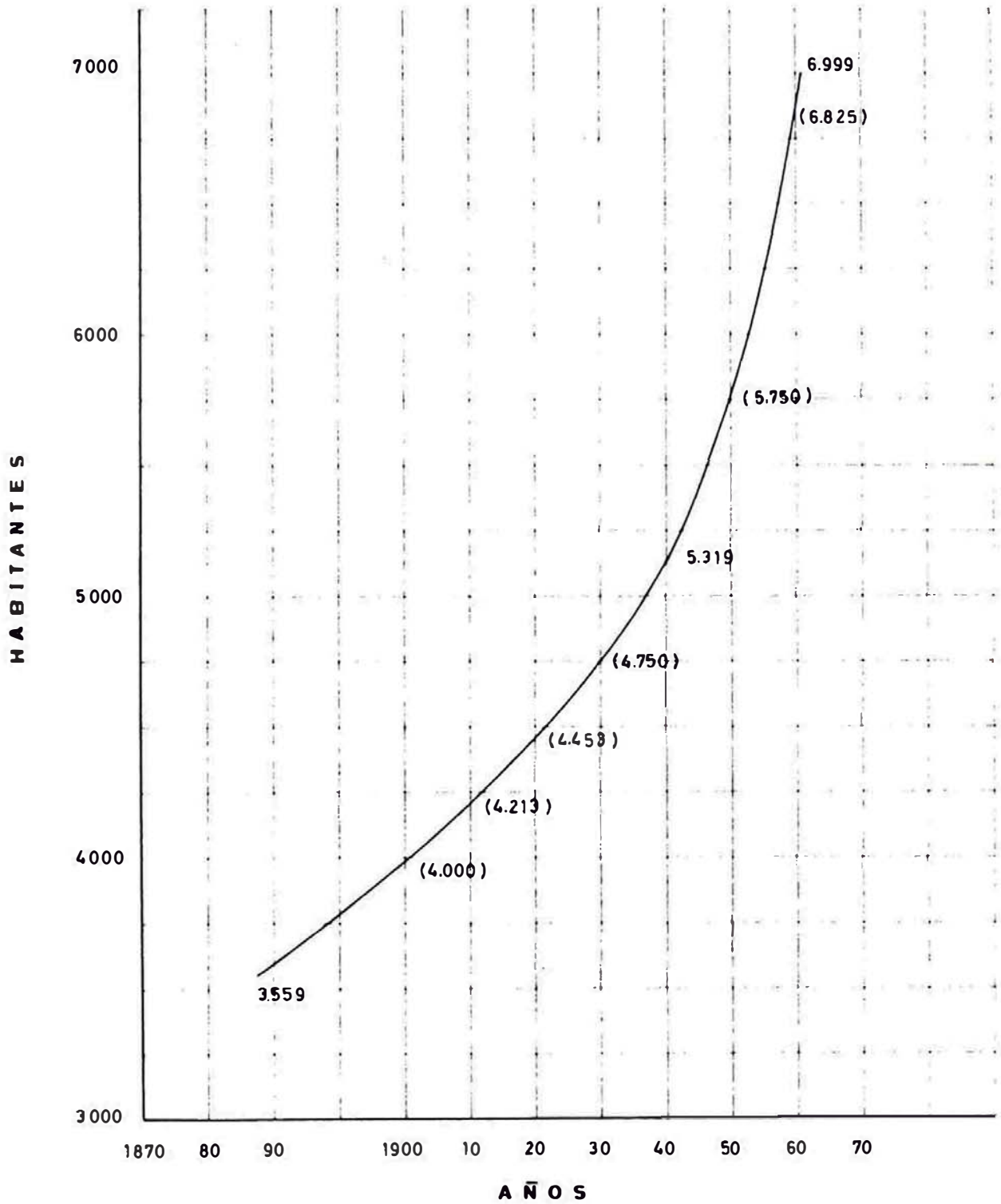
METODO GRÁFICO.- Este método consiste en encontrar la curva de mejor acomodo entre los datos censales conocidos, para así poder determinar graficamente la forma en que se ha producido el desarrollo de la población entre el primer y último censo; no es conveniente tratar de extrapolar esta curva para determinar el crecimiento futuro debido a que los 2 primeros censos están espaciados por un lapso demasiado largo, lo cual determinaría que la tendencia de la curva sería influenciada únicamente por los 2 últimos, por lo tanto el presente método servirá como punto de apoyo a otros métodos en los que se hace necesario contar con un mayor número de censos y a intervalos regulares.

Los valores encontrados graficamente y por décadas son los siguientes:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>
1900	4,000
1910	4,213
1920	4,453
1930	4,750
1940	5,139 (Censo)
1950	5,750
1960	6,825

METODO DE INCREMENTOS VARIABLES.- Este método considera un crecimiento de acuerdo al desarrollo de la población cada determinado número de años, siendo el incremento de la misma una constante, con lo cual la segunda derivada de la curva de crecimiento es una línea recta. El inconveniente que surge al aplicar éste método, que parece ser el más adecuado para poblaciones pequeñas, es que es necesario contar con datos censales en forma periódica y en un número no menor de 4, para poder hacer posible el cálculo promedio de las variaciones diferenciales entre censos; para obviar este inconveniente,

METODO GRAFICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

recurriremos a las cifras determinadas por el método gráfico.

Año	POBLACION	DIFERENCIAS	VARIACION DE DIFERENCIA
1900	4,000		
1910	4,213	213	27
1920	4,453	240	57
1930	4,750	297	92
1940	5,139	389	222
1950	5,750	611	464
1960	6,825	1075	
		$\sum D=2,825$	$\sum v=862$

$$\text{Promedio de diferencias} = \frac{2,825}{6} = 471$$

$$\text{Promedio de variaciones} = \frac{862}{5} = 172$$

CALCULO DE POBLACION.-

$$P_{1970} = P_{1960} + D + V = 6825 + 471 + 172 = 7,468 \text{ hb.}$$

$$P_{1980} = P_{1960} + D + 2V = 6825 + 471 + 344 = 8,283 \text{ hb.}$$

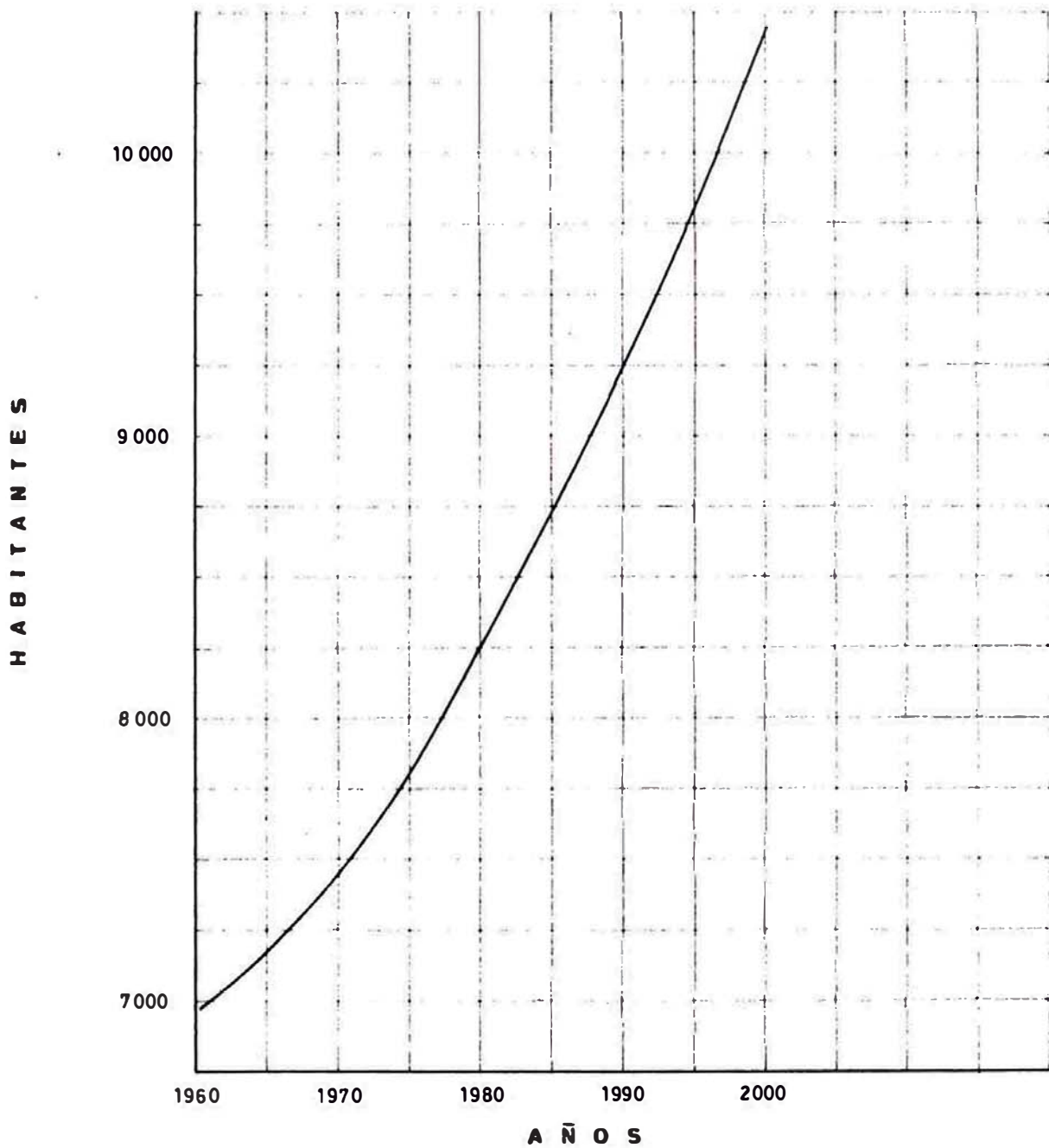
$$P_{1990} = P_{1960} + D + 3V = 6825 + 471 + 516 = 9,270 \text{ hb.}$$

$$P_{2000} = P_{1960} + D + 4V = 6825 + 471 + 688 = 10,429 \text{ hb.}$$

METODO DE LA PARABOLA DE 2DO. GRADO.- El crecimiento de población es asimilado a la ecuación de una curva parabólica de 2do. Grado, cuya expresión general es:

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

METODO DE INCREMENTOS VARIABLES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A.
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

Donde:

P = Población futura

X = Número de años referidos al 1er. Censo.

A, B y C = Constantes.

Teniendo datos de 3 censos se plantea un sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, obteniéndose así los valores de A, B y C reemplazando los valores de x para cada caso.

Según los datos censales disponibles:

<u>Año</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>POBLACION</u>
1876	0	0	3,559
1940	64	4,096	5,139
1961	85	7,225	6,999

$$3,559 = A + B \times 0 + C \times 0 \quad (1)$$

$$5,139 = A + B \times 64 + C \times 4,096 \quad (2)$$

$$6,999 = A + B \times 85 + C \times 7,225 \quad (3)$$

De donde:

$$A = 3,559$$

$$64 B + 4,096 C = 1,580$$

$$85 B + 7,225 C = 3,440$$

Resolviendo:

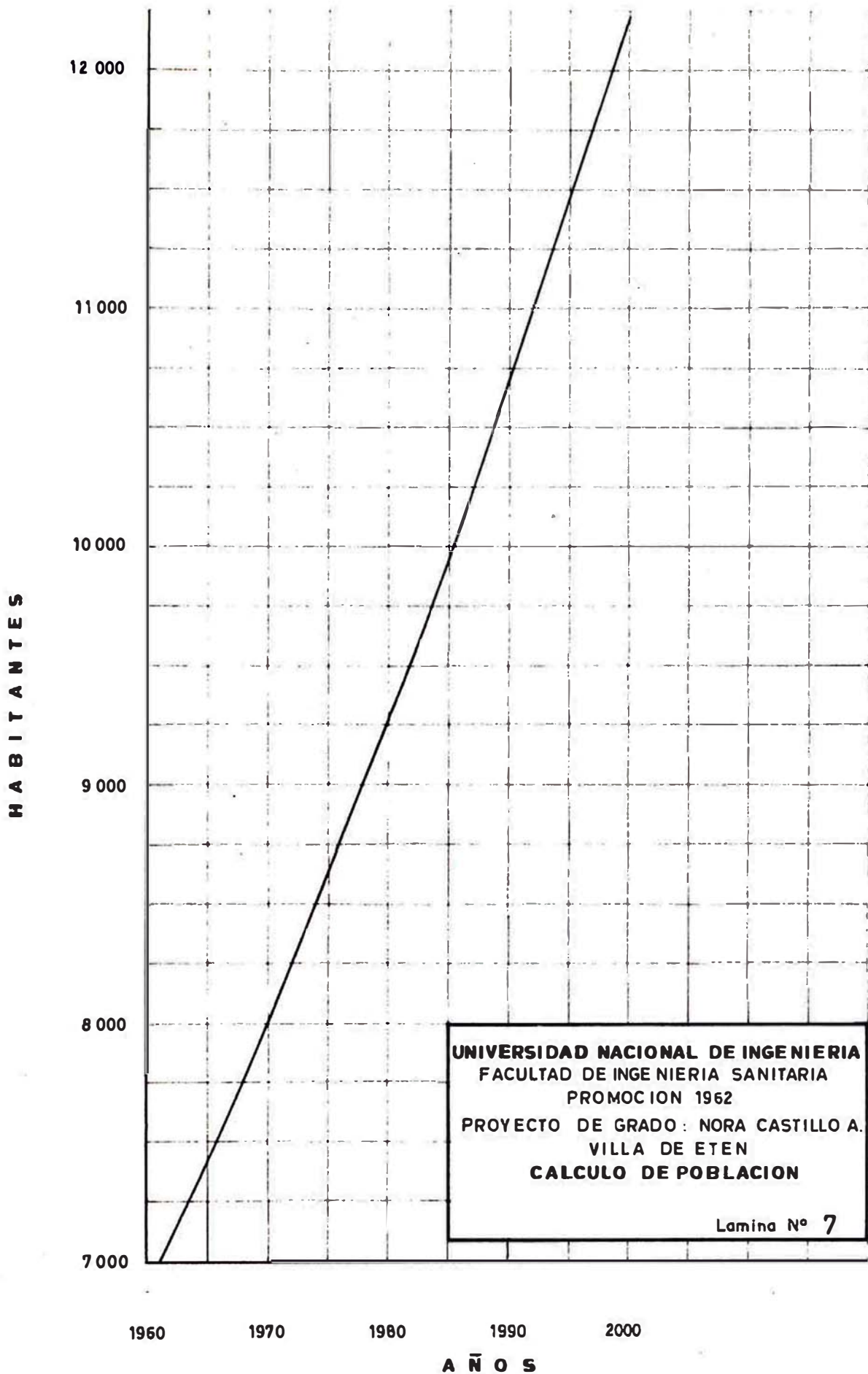
$$B = -22.8$$

$$C = 0.75$$

En la proyección al futuro tenemos:

<u>Año</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>
1970	94	8,826
1980	104	10,816
1990	114	12,996
2000	124	15,376

METODO DE LA PARABOLA DE 2° GRADO



Cálculo de la Población:

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

$$P_{1970} = 3559 - 22.8x_{94} + 0.75x_{8,826} = 8,026 \text{ hb}$$

$$P_{1980} = 3559 - 22.8x_{104} + 0.75x_{10,816} = 9,294 \text{ hb}$$

$$P_{1990} = 3559 - 22.8x_{114} + 0.75x_{12,996} = 10,689 \text{ hb}$$

$$P_{2000} = 3559 - 22.8x_{124} + 0.75x_{15,376} = 12,234 \text{ hb}$$

METODO DE LA CURVA LOGISTICA.- Para poder emplear este método, es también necesario tener por lo menos datos correspondientes a 3 censos efectuados a intervalos regulares, para lo cual recurriremos nuevamente a los datos obtenidos del método gráfico.

$$P_{1920} = 4,453 \text{ hb.}$$

$$P_{1930} = 4,750 \text{ hb.}$$

$$P_{1940} = 5,139 \text{ hb.}$$

$$P_{1950} = 5,750 \text{ hb.}$$

$$P_{1960} = 6,825 \text{ hb.}$$

$$\text{Ecuación General: } Y = A \times B^X$$

Donde:

Y = Población futura.

X = Número de intervalos en años a partir, del origen.

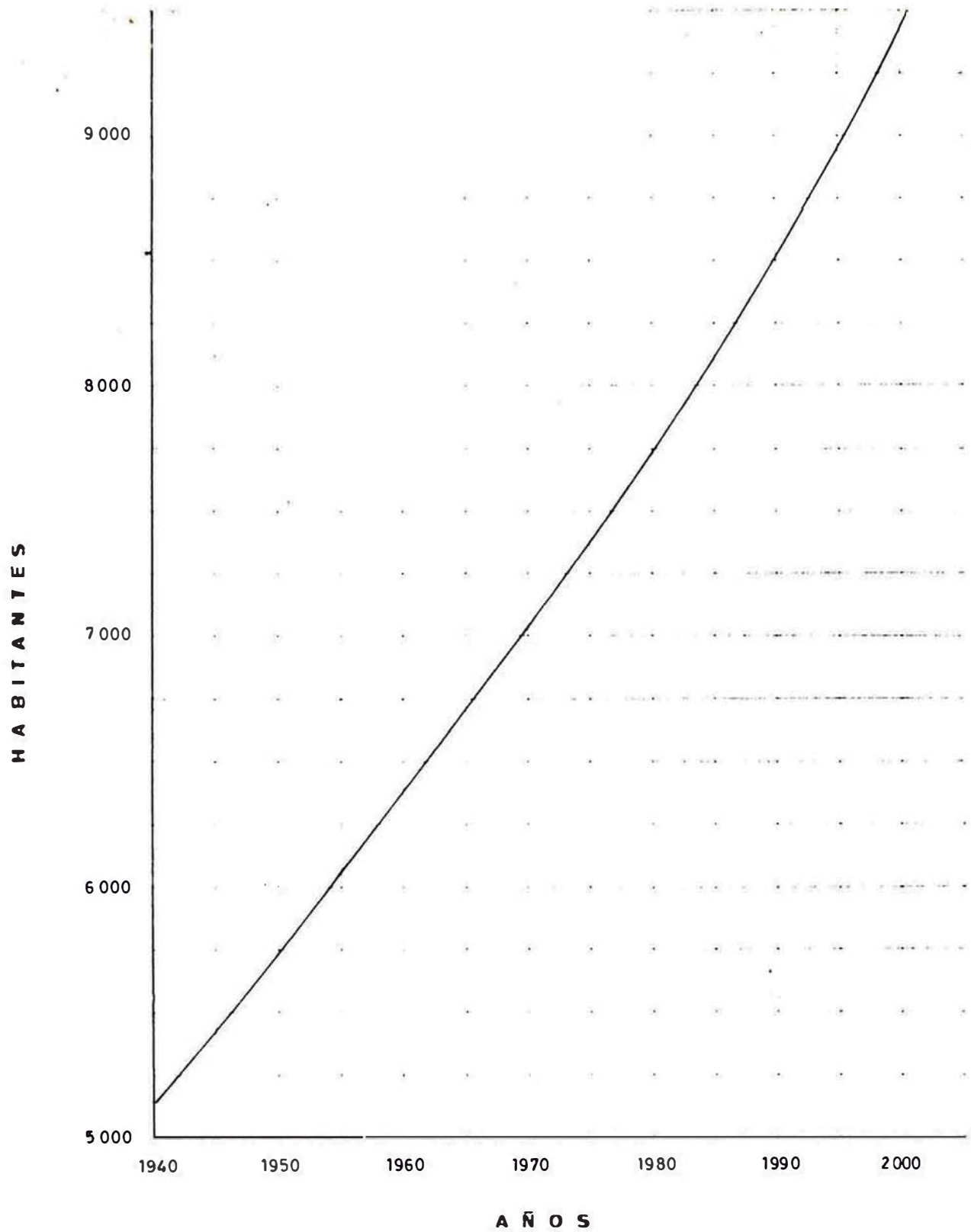
A y B = Constantes determinadas de los datos.

Tomando Logaritmos

$$\text{Log } Y = \text{Log } A + X \text{ log } B$$

$$\text{Log } Y = a + b X$$

METODO DE LA CURVA LOGISTICA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A
VILLA DE ETEN
CALCULO DE POBLACION

donde a y b son los log de A y B respectivamente.

aplicando las ecuaciones normales:

$$a \times N + b \times \sum x = \sum \text{Log } Y$$

$$a \times \sum x + b \times \sum x^2 = \sum x \text{ Log } Y$$

donde N es el número de datos de población utilizados.

Cálculo de los valores de a y b; tomando periodo m = 10 años y haciendo origen el año 1940:

Calendario	Población en miles	X	Log. Y	X Log. Y	X ²
1920	4.4	-2	0.6441	-1.2882	4
1930	4.8	-1	0.6812	-0.6812	1
1940 (origen)	5.1	0	0.7072	0.0000	0
1950	5.8	1	0.7643	0.7643	1
1960	6.8	2	0.8326	1.6652	4

$$\sum N=5 \quad \sum x=0 \quad \sum \log. Y = 3.6294 \quad \sum X \log. Y = 0.4601 \quad \sum x^2 = 10$$

$$a = \frac{\log. Y}{N} = \frac{3.6294}{5} = 0.72388 \quad A = 5.3$$

$$b = \frac{\sum x \log. Y}{\sum x^2} = \frac{0.4601}{10} = 0.04601 \quad B = 1.1$$

Ecuación Ajustada:

$$Y = 5.3 \cdot (1.1)^X$$

origen 1940, m = 10 años.

Proyección hasta el año 2,000.

$$P_{1970} = 5.3 \times (1.1)^3 = 7,035 \text{ hb.}$$

$$P_{1980} = 5.3 \times (1.1)^4 = 7,740 \text{ hb.}$$

$$P_{1990} = 5.3 \times (1.1)^5 = 8,510 \text{ hb.}$$

$$P_{2000} = 5.3 \times (1.1)^6 = 9,380 \text{ hb.}$$

Cálculo de la población de Saturación

$$P_s = \frac{P_0 + P_2 - 2 i}{1 - i/P_1}$$

Donde P_0 , P_1 y P_2 son datos censales.

$$i = \frac{P_0 \times P_2}{P_1}$$

i P_1 (condición para el cálculo de P_s)

Aplicando la ecuación $Y = 5.3 (1.1)^x$ para:

$$t_0 = 1920 \quad P_0 = 4.38$$

$$t_1 = 1930 \quad P_1 = 4.82$$

$$t_2 = 1940 \quad P_2 = 5.30$$

$$i = \frac{4.38 \times 5.30}{4.82} = 4.81 < P_1 \quad m = 10 \text{ años}$$

$$P_s = \frac{4.38 + 5.30 - 2 \times 4.81}{1 - \frac{4.81}{4.82}} = 30,000 \text{ hbs.}$$

.....

SEGUNDA PARTE

3.- SISTEMA DE AGUA POTABLE

3.1.- Condiciones básicas de diseño:

Como se ha indicado anteriormente, el período considerado de diseño es de 30 años, habiéndose hecho los cálculos de población hasta el año 2000 para facilidad en el procedimiento. La población de servicio para esa época, se ha establecido en 12,000 habitantes los cuales se ubicarán en un área total de 115 hectareas, distribuidos de la siguiente manera:

- 3.1.1 Zona Central Comercial.-- Basicamente ocupando la misma área en que está asentada actualmente, habiéndosele asignado una densidad de 200 habitantes por hectarea para el final del período de diseño.
- 3.1.2 Zona Residencial Tipo "A".-- Se ha designado con este nombre a la zona del casco urbano actual, la cual se supone irá aumentando su densidad, pero siempre conservando sus características urbanas, la densidad asignada a esta zona es de 134 habitantes por hectarea.
- 3.1.3 Zona Residencial Tipo "B".-- Con esta denominación se comprende a las zonas de futura expansión urbana y se le ha asignado una densidad de 60 habitantes por hectarea.

Despues de fijadas las cifras correspondientes al futuro límite urbano y determinada la población que se albergará en el lugar, deberá establecerse los valores correspondientes a las necesidades de agua de la población, así como también la forma en que ésta va ser distribuída.

Estas densidades han sido determinadas de acuerdo a los datos obtenidos en la Oficina - Nacional de Planeamiento y Urbanismo (O.N.P.U.)

3.2.- ESTUDIO DE DOTACIONES Y VARIACIONES DE CONSUMO.-

- 3.2.1 DOTACION: Se denomina así a la cantidad de agua que se asigna por habitante para los diferentes usos en el desenvolvimiento de las actividades de una población, y está expresada en litros por día (lt/hb/día). En ésta cifra influyen una serie de factores, que como veremos mas adelante

no representan un consumo directo del poblador, por lo que es determinada como el cociente entre el consumo medio diario de la población entre el número total de habitantes.

Entre los factores más determinantes de la cantidad de agua a utilizarse, se pueden citar:

- .2.2 - Estandar de vida de la población: es lógico admitir que cuando mejor sea el estandar de vida de los pobladores los hábitos higiénicos irán en aumento. Es de esperarse que en el caso de Villa de Eten, una vez que se cuente con un buen servicio de agua potable, el consumo será mayor del que se puede esperar ahora.
- .2.3 - Clima: éste es un factor muy importante en cuanto a la cantidad de agua a utilizarse. Por lo general, en las zonas costeras y cálidas, el consumo es mayor que en lugares fríos. En Villa de Eten se registran temperaturas medias de 25 a 30° C a la sombra durante el verano, lo que hará que el consumo aumente en esa época.
- .2.4 - Calidad y costo del agua: El suministro de agua de buena calidad, propicia un mayor consumo de la misma, lo cual puede tornarse en derroche, siendo esto último controlable con un costo adecuado a las condiciones y exigencias de los pobladores. El costo del agua regula el volumen de consumo en caso de la utilización de medidores, los cuales requieren de personal idóneo para su mantenimiento.
- .2.5 - Ferrocarriles e Industrias: en ciudades grandes, el agua utilizada para éstos conceptos es considerada aparte de la dotación per cápita, por representar un volumen considerable de agua; en el caso de Villa de Eten, las industrias son muy pequeñas para poder clasificarlas, y el consumo en ferrocarriles es muy escaso, por lo que no se considera que puedan incidir mayormente en el consumo.
- .2.6 - Pérdidas y desperdicios en la red: son producidos por deficiencias en la instalación del sistema o por fugas debidas a presiones excesivas; éstas pérdidas no pueden eliminarse totalmente, pero si reducirse, teniendo especial cuidado en el diseño e instalación del servicio.
- .2.7 - Servicios Públicos: en poblaciones pequeñas, éste concepto no es de importancia decisiva en la terminación de las dotaciones por cuanto las actividades públicas son muy reducidas.

Como puede deducirse de los factores que intervienen al fijar la dotación, es muy difícil cuantificar la cantidad de agua que deba adoptarse para el cálculo de un sistema de abastecimiento de agua potable, tornándose mas difícil en nuestro medio, donde no se cuenta aun con sistemas instalados en forma adecuada ni facilidades para hacer este tipo de investigaciones, por lo que tenemos que remitirnos a experiencias efectuadas en otros países, con diferentes condiciones y costumbres del nuestro.

Así, de experiencias recogidas de ciudades de los EE.UU. se tiene estadísticas que indican los porcentajes con que contribuye una población con sus diferentes actividades al consumo per cápita:

Tipo de Consumo	Dotación (lt/hb/día)	%
Doméstico	140	31
Industrial y Comercial	170	38
Público	49	11
Pérdidas y Desperdicios	95	20
	454	100

Estos valores corresponden a ciudades **grandes**, con standard de vida elevado y apreciable uso de agua para industrias y comercio, pero puede darnos una idea de los porcentajes esperados en el consumo de una población.

En nuestro medio, y particularmente para poblaciones pequeñas como Villa de Eten, el mayor porcentaje corresponde al consumo doméstico, ya que las industrias son incipientes y el consumo público es mínimo, siendo el valor correspondiente a pérdidas y desperdicios dependientes del sistema de tarifa adoptado, ya que al tratarse de un sistema con instalación de medidores, el consumo por desperdicios se ve disminuido.

Valores mas reales se puede apreciar en las **NORMAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS PARA PEQUEÑAS POBLACIONES** de la ciudad de Venezuela, y que figuran a continuación:

TIPO DE SERVICIO	DOTACION (lt/hb/día)
Para abastecimiento por medio de pilas públicas.	150
Para servicio de conexiones domiciliarias sin medidores.	250

Para servicio de conexiones domiciliarias con medidores.

200

Como referencia de los valores que se pueden esperar en poblaciones peruanas, voy a citar los referentes a datos de diseño adoptados en acuerdos entre las entidades Públicas del país, emanadas de Conferencias y Simposiums realizados al respecto.

- Guías de diseño adoptadas por el Congreso efectuado en la ciudad de Lima por la PAHO en el año de 1961:

<u>TIPO DE COMUNIDAD</u>	<u>CONSUMO PROMEDIO DIARIO</u> (litros <u>per cápita</u>)
Para comunidades con menos de 2,000 habitantes para servicio público por piletas.	60 - 80
Para comunidades con poblaciones entre 2,500 y 8,000 habitantes, para servicio combinado (piletas y servicio doméstico)	60 - 120
Para comunidades con población entre 8,000 y 40,000 habitantes para servicio exclusivo de conexiones domiciliarias.	120 - 160
Para comunidades con población mayor de 40,000 habitantes, para conexiones domiciliarias.	120 - 200

- En las NORMAS PROVISIONALES PARA LA ELABORACION Y PRESENTACION DE PROYECTOS DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO PUBLICO DE AGUA, DEL MINISTERIO DE F. Y O.P., DIRECCION DE OBRAS SANITARIAS, se dan los siguientes valores:

<u>N° de habitantes</u>	<u>Dotación</u> (lt/hb/día)	
2,000 - 5,000	100	150
5,000 - 15,000	150	200
más de 15,000	más de 200	

En mérito a las cifras anteriormente citadas, teniendo en consideración los factores socio-económicos que pueden incidir en la demanda de agua de la ciudad de Villa de Eten, se ha adoptado la cifra de 200 lt/hb/día como

la dotación media anual; considerándose el empleo de medidores de agua, pues siendo una ciudad costera y de clima caluroso, podría tenerse deficiencias en el servicio debidas a desperdicios desmedidos si no se cuenta con un buen sistema de control, siendo en éste caso el más efectivo, aquel que revierta en perjuicio económico para el usuario.

3.3 VARIACIONES DE CONSUMO.- Después de previstas las exigencias del crecimiento futuro de la población, y determinada la cantidad de agua necesaria, se presenta un factor muy importante, y es el que se refiere a la variación o a la sollicitación de los gastos de agua en cada mes, cada día de la semana y cada hora del día. Esta variación depende del clima, de las estaciones del año, del grado de las actividades y de los hábitos de la población. Para poder conocer tales variaciones, se precisa de observaciones especiales en cada localidad, por eso tratándose de servicios no establecidos o deficientes, es natural valerse de valores determinados en otras ciudades.

Para los efectos de cálculo de sistema de Abastecimiento de Agua, los valores mas importantes son los que corresponden a los valores del "máximo diario", o sea el consumo promedio del día de máximo consumo, y el "máximo horario" mejor eliminar esta expresión que representa el instante de mayor consumo en el día de máximo consumo.

Las variaciones experimentadas para el día de máximo consumo, con respecto al promedio diario anual, o sea el "máximo diario", son muy difíciles de determinar, ya que tendría que registrarse el consumo de la población en el transcurso de todo el año, para así poder observar el día en que ocurre el máximo consumo, lo cual, como ya se ha establecido, sería posible sólo en lugares donde se cuenta con servicios bien administrados y con personal idóneo para este tipo de investigaciones.

En nuestros pueblos, y en especial en los de la Costa, éste día se presenta invariablemente en los días de verano, en que el calor obliga a un mayor consumo del agua. Los valores utilizados en los pueblos de la Costa por las entidades públicas dedicadas a la elaboración y reglamentación de Proyectos para sistemas de Agua Potable, varían entre 120 y 150% del consumo promedio diario anual.

Por ser la ciudad de Villa Eten, una ciudad costera, en que las variaciones de temperatura no son grandes, es que se ha considerado para la misma, una variación en el día máximo de 130% con respecto al consumo promedio diario.

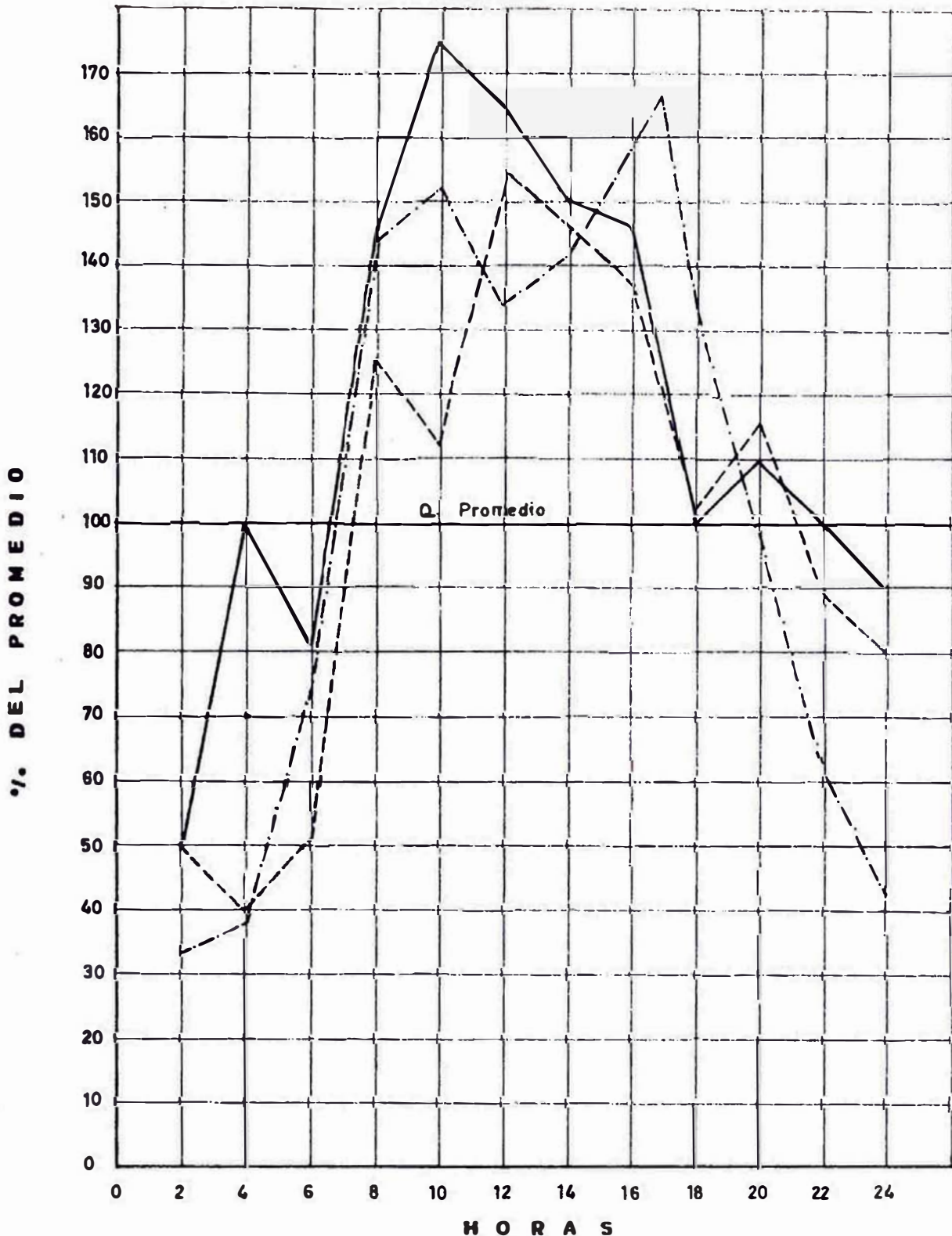
Las variaciones horarias del día de máximo consumo, dependen de las costumbres de los pobladores y de las actividades que desarrollen estos; en poblaciones pequeñas, estas variaciones alcanzan valores mayores que en grandes urbes, debido a que sus habitantes efectúan las mismas labores a lo largo del día, presentando un consumo muy pequeño en las noches para aumentar intempestivamente en horas de la mañana, coincidiendo con la hora de levantarse y se prolonga hasta la hora del desayuno (7-8 a.m.), la segunda gran variación se presenta al mediodía hasta las 2 p.m. (hora del almuerzo), y por último a la hora de comida entre 6 - 7 p.m., para después descender y completar el ciclo.

Estas variaciones, al igual que las correspondientes al día máximo, no pueden ser determinadas hasta no contar con servicios bien instalados y en condiciones satisfactorias de funcionamiento. Para tener una idea de la forma en que varía la demanda en el día de máximo consumo vamos a comparar los valores ideales considerados para ciudades de nuestro medio (obtenidos del curso de abastecimiento de Agua dictado por el Ing^o. Pons Muzzo), con valores establecidos para ciudades del medio rural venezolano y de poblaciones alemanas. (datos obtenidos de la revista AIDIS de Abril de 1963 y del libro "Abastecimiento de Agua" por José Franco Henríques.).

El desenvolvimiento de las variaciones durante un día toma aproximadamente las mismas características durante todos los días del año, siendo las que ocurren en el día de máximo consumo, las de mayor importancia pues el diseño del Sistema de abastecimiento de Agua Potable, deberá ser formulado para satisfacer las necesidades máximas de ese día.

HORAS	PERU	ALEMANIA	VENEZUELA
2	50%	33	50
4	40	38	100
6	51	74	82
8	125	144	145
10	111	152	175
12	155	134	165
14	146	142	150
16	136	167	146
18	102	134	100
20	115	98	110
22	89	62	100
24	80	42	90

VARIACIONES HORARIAS DEL DIA MAXIMO



- - - - - CIUDADES RURALES PERUANAS
 - . - . - " " ALEMANAS
 _____ " " VENEZOLANAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO : NORA CASTILLO A.
VILLA DE ETEN
VARIACIONES HORARIAS

En el gráfico N° 10 se puede observar que las variaciones del día de máximo consumo en ciudades Venezolanas, son muy similares a los valores considerados para ciudades peruanas, en los cuales se distinguen 3 puntas, y que corresponden a las primeras horas de la mañana, al medio día y al anochecer; en los valores correspondientes a ciudades alemanas, se puede apreciar que se presentan solo 2 puntas, lo cual es explicable por las costumbres de esos países, en que el trabajo lo efectúan en una sola jornada corrida, por lo que los máximos coinciden con las horas de inicio y final de la jornada. Para el efecto de dimensionamiento de la red de Agua Potable de la ciudad de Villa de Eten, se ha adoptado como máximo horario, un valor de 200% del promedio diario anual, lo cual corresponde a 155% del día máximo (valor usado en la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas en la elaboración de sus proyectos).

3.4 CAUDALES.- Los caudales de diseño se muestran en el cuadro siguiente:

CUADRO N° 5

ZONA	AREA Has	DENSIDAD hb/ha	POBLACION hbts.	DOTACION l/h/d	Q PROM l/seg	Q MAX D. l/seg	Q MAX H lt/seg
A	50	134	6700	200	15.50	20.15	31.00
B	55	60	3300	200	7.65	9.95	15.30
C	10	200	2000	200	4.65	6.04	9.30
TOTAL	115	---	12000	---	27.80	36.14	55.60

3.5 ALMACENAMIENTO.- Las necesidades de Almacenamiento para proveer el normal abastecimiento de agua de una población pueden ser clasificados como sigue:

3.5.1 ALMACENAMIENTO DE REGULACION.- Se llama así a la cantidad de agua que deberá almacenarse para satisfacer el consumo de la población en momentos en que la demanda es superior al suministro promedio diario. Este volumen es formulado para abastecer en forma normal a la ciudad en el día de máximo consumo, haciéndose el computo de variaciones horarias para ese día con el objeto de cubrir los instantes en que se llega al máximo horario. El volumen necesario para compensar esta variación de consumos también puede ser establecido mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población con iguales características que la localidad estudiada.

3.5.2 ALMACENAMIENTO DE RESERVA.- Constituye un volumen adicional que deberá tomarse en cuenta para poder abastecer a la población en casos de anomalías en el servicio, tales como fallas mecánicas en el equipo de bombeo o interrupción en el fluido eléctrico. De las experiencias obtenidas por la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas para este tipo de poblaciones, se considera que un almacenamiento de dos horas del consumo promedio diario es un volumen de reserva razonable, siendo este lapso prudencial para realizar reparaciones que no fueran de gran magnitud. Por consiguiente adoptar un tiempo mayor resultaría anti-económico para el servicio de agua potable de Eten.

3.5.3 ALMACENAMIENTO DE INCENDIOS.- Por tratarse de una ciudad pequeña, con un bajo índice de siniestros, se considera que el volumen necesario para combate de incendios será el que corresponde al abastecimiento de dos grifos de 15 lts. por segundo cada uno durante dos giras (NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS PARA PEQUEÑAS POBLACIONES POR H.L. KOLLAR Y G. RIVAS MIJARES revista AIDIS Abril 1959 N°. 4).

De la experiencia obtenida en pueblos de nuestro medio se ha determinado que el volumen que es necesario almacenar para regulación y reserva corresponde a un 25% del consumo del día máximo siendo este valor el más comúnmente empleado por las entidades públicas y privadas en proyectos similares al presente. El almacenamiento para incendios se rige por el criterio enunciado en el acápite 3.5.3.

La capacidad del Reservoirio de almacenamiento será calculada una vez que se defina el tipo de fuente que abastecerá a la Villa de Eten y se expondrá en el capítulo referente a obras proyectadas.

3.6 PRESIONES DE SERVICIO.- El diseño de la red será hecho de manera que no se presenten presiones menores de 14 metros en cualquier punto de la red, lo cual permitirá el normal abastecimiento de casas hasta de 3 pisos. La presión máxima considerada es de 40 metros.

4.- ESTUDIOS DE LOS RECURSOS ACUIFEROS

4.1 ASPECTOS GENERALES.- El aspecto más importante en la elaboración de un proyecto de A-ua Potable, es la elección de la fuente de abastecimiento, pues se debe garantizar un suministro seguro para las necesidades actuales y futuras de la población a ser servida. Para el efecto, es necesario hacer un estudio técnico económico de las diferentes soluciones disponibles de abastecimiento.

La disponibilidad de los recursos acuíferos para la ciudad de Villa de Eten, está relacionada con la cuenca hidrográfica del río Chancay, uno de cuyos ramales es el Río Reque, lo cual es necesario analizar para conocer la posibilidad de su utilización.

En el plano N° 10 se ubica la cuenca hidrográfica mencionada con respecto a la ciudad de Villa de Eten.

4.2 RECURSOS ACUIFEROS.-

4.2.1 UBICACIÓN HIDROGRÁFICA DE VILLA DE ETEN.- Villa de Eten se encuentra relacionada con los sistemas hidrográficos siguientes:

4.2.1.1 El sistema hidrográfico del Río Chancay, en cuyo valle se desarrolla la ciudad de Villa de Eten; éste río se bifurca en tres ramales: Río Lambayeque, Río Reque y Canal Taymi. Los dos primeros pasan al norte de la ciudad aproximadamente a unos 20 y a 1 km. de la ciudad respectivamente. El tercero se encuentra al nor-este a unos 30 km. aproximadamente de Villa de Eten.

4.2.1.2 El sistema hidrográfico del río La Leche que se encuentra a 47 km. al norte de Villa de Eten.

4.2.2 RECURSOS ACUIFEROS DISPONIBLES.- Los recursos acuíferos para un suministro racional y económico de agua potable para la ciudad de Eten son los siguientes:

4.2.2.1 Aguas superficiales del Valle del Río Chancay.

4.2.2.2 Aguas subterráneas del Valle del Río Chancay.-
No se considerará como recursos acuíferos disponibles, los correspondientes a los valles de la Leche y Saña por encontrarse a la considerable distancia de 47 y 23 kilómetros al Norte y Sur respecti

vamente de Villa de Eten, lo cual obligaría a un sistema de conducción sumamente costoso.

4.2.3 RECURSOS DE AGUAS SUPERFICIALES.-

4.2.3.1 RIO CHANCAY

4.2.3.1.1 Origen y Recorrido: El Río Chancay, nace en unas pequeñas lagunas, casi en el Divortium Aquarum de la Cordillera de los Andes, sobre la falda de un cerro sin nombre, a 4,056 m.s.n.m., situado entre Chugur y Hualgayoc (Cajamarca); toma el nombre de río Chancay en la confluencia de los ríos Tacamache y Perlamayo, siguiendo una dirección sueste noreste hasta la localidad de Mocupe, recibiendo en su trayecto los aportes de los ríos El Tingo, El Tuyo y Huamboycu, continúa con dirección noreste, suroeste hasta el pueblo de Catache, recibiendo en su trayecto las aguas de los ríos Cañad y Chila lo. Del pueblo de Catache, sigue con dirección este oeste hasta el pueblo de Cumbil en cuyo trayecto recibe las descargas de los ríos San Lorenzo por la margen izquierda y La Chiche, Cumbil por la margen derecha. De Cumbil sigue con dirección nordeste, recibiendo en su recorrido el aporte de los ríos Camellón y Playa Chirquipe, hasta llegar a la localidad de La Puntilla en donde se divide en tres cursos: Canal o Río Taymi, río Lambayeque y río Reque. Desde sus orígenes hasta La Puntilla, el río Chancay tiene un recorrido de 150 km.

En caudal se distribuye en éstos tres cauces principales, de acuerdo a las necesidades de riego en los porcentajes siguientes:

Canal o Río Taymi	43%
Río Lambayeque	34%
Río Reque	12%
Caudales no especificados	11%

El canal Taymi, bordea la cadena de cerros al Norte del Valle en el límite de su formación; éste cauce es exclusivamente de riego y sirve a un 40% del área cultivada del Valle.

El curso central denominado Río Lambayeque, en la actualidad se encuentra casi seco, por la tendencia del río a discorrir principalmente hacia el sur desde las avenidas ocurridas en el año 1925.

El tercer curso es el Río Reque, que bordea el extremo sur del valle y que es el más bajo de los tres. El río Reque es el único que en épocas normales descarga exedentes de agua al mar en todo el año.

Para el abastecimiento de la población de Villa Eten, con agua superficial, la captación tendría que hacerse sobre éste último cauce, cuya ubicación se estudiará más adelante.

- 4.2.3.1.2 Cuenca.- La cuenca del Río Chancay, está ubicada en los Dptos. de Lambayeque y Cajamarca, comprendida entre los paralelos 6°22' y 6°53' de latitud Sur y los meridianos 78°38' y 80° 01' de longitud oeste. Limitada por el Norte con las cuencas de los ríos La Leche y Chotano, por el Sur con las cuencas de los ríos Zaña y Jequetepeque, por el este con la cuenca del río Llaucano y por el oeste con el litoral peruano.

Tiene un área de 5,385 km²; su forma es alargada en sentido horizontal. El mayor ancho de este a oeste es de 196 km. y su mayor largo de norte a sur es de 52 km.

- 4.2.3.1.3 Régimen Hidrológico: El régimen hidrológico del río Chancay, está determinado por dos factores geográficos: en primer lugar la proximidad al Océano Pacífico del Divortium Aquarum de la Cordillera de los Andes que no permite el desarrollo de largos recorridos ni formación de cuencas grandes. En segundo lugar, debido a que el 70% de su recorrido

lo efectúa en la planicie Pre-andina, en la que sólo en invierno recibe lluvias escasas que aportan poco o nada al caudal fluvial.

El volúmen de aguas superficiales y en consecuencia el de las aguas subterráneas dependen completamente de las precipitaciones que se originan en las alturas andinas a partir de los 1500 ó 2000 metros, según la intensidad de las lluvias que se producen entre los meses de verano y que varían de año en año.

El río Chancay, como todos los ríos de la costa, tienen un régimen irregular, con períodos relativamente cortos de grandes avenidas y períodos largos de vaciantes.

El período de observaciones hidrológicas disponibles abarca un lapso de 47 años ininterrumpidos desde el año 1914 hasta el año 1960. Este lapso, es lo suficientemente amplio como para esperar que en él se haya producido las condiciones extremas de caudales susceptibles de producirse.

Los valores de las descargas mensuales mínimas del río Chancay, para el período indicado aparecen en el cuadro N°. 7 ; así mismo se ha graficado las descargas de masas anuales, que aparecen en la lámina N°. 12.

4.2.3.1.4 Utilización de las aguas del Río Chancay:

La utilización principal de las aguas del río Chancay es con fines de riego, estimándose en 40,000 Has. el área irrigada por el río Chancay. Considerando que para irrigar una Hectárea de tierra de cultivo se necesita cerca de 10,000 metros cúbicos por año, el volúmen anual utilizado en riego sería de 400 millones de metros cúbicos por año. A éste valor se debe agregar el volúmen correspondiente a pérdidas por conducción, evaporación etc.

ION: CARHUAQUERO

MIANCAY

DESCARGA MEDIA EN METROS CUBICOS/SEG.

CUADRO No. 6

Enér.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
24.90	19.50	73.71	111.03	50.84	21.63	12.58	9.45	8.40	9.32	9.30	28.84	379.50
47.23	73.78	92.74	53.13	38.68	15.03	8.55	6.06	9.23	7.87	24.13	33.48	409.91
19.39	38.28	44.90	43.03	31.00	25.40	12.71	8.26	6.20	22.94	23.27	18.48	293.86
28.13	22.82	28.58	191.93	57.10	27.70	20.58	16.06	25.33	52.06	31.27	22.42	523.98
34.13	49.61	72.36	36.73	58.39	60.60	15.84	8.63	12.04	23.56	17.77	11.89	401.55
25.56	87.68	50.97	111.67	48.81	16.27	9.74	5.79	6.68	17.53	13.17	25.68	419.55
23.86	32.31	93.55	109.60	24.32	10.03	8.97	6.24	8.52	13.00	9.03	14.13	353.56
25.45	73.04	114.61	94.07	33.36	15.02	10.56	6.73	7.82	17.36	8.85	31.50	438.37
48.84	74.64	101.19	124.30	45.42	19.42	9.61	9.76	9.40	4.76	10.20	14.16	471.70
35.39	34.46	96.87	90.40	18.13	8.70	5.79	3.53	6.43	6.18	7.73	12.63	326.24
16.24	5.05	62.84	53.43	65.77	38.16	15.40	6.58	10.72	17.73	11.40	9.60	312.96
14.71	167.57	461.90	390.67	67.42	19.90	17.97	9.58	5.88	14.55	40.17	31.13	1,241.35
7.66	76.54	95.48	39.87	21.69	18.05	9.39	6.66	6.24	6.60	7.24	7.66	304.08
26.91	51.31	42.18	42.38	33.30	30.47	12.88	7.45	13.53	46.68	35.75	26.58	369.42
10.94	26.18	98.17	87.58	69.29	25.36	11.22	8.54	8.96	29.74	19.10	19.89	405.97
31.39	21.19	85.50	71.24	34.28	35.44	15.86	11.75	12.98	36.76	40.54	31.56	428.31
28.14	86.84	69.88	73.42	52.69	27.55	15.09	11.52	8.91	11.05	11.38	28.44	424.91
27.30	20.45	46.20	71.38	22.19	15.43	7.73	5.32	6.20	15.81	10.57	27.27	275.85
40.30	45.82	53.17	65.14	69.60	24.60	14.47	10.07	9.78	13.05	17.31	34.62	398.43
44.89	50.22	81.00	77.73	32.81	20.34	12.30	10.59	14.08	16.07	9.06	6.75	377.84
30.02	35.85	81.38	62.45	31.68	26.02	13.40	9.00	7.74	12.28	9.42	7.14	326.38
13.40	11.19	51.57	42.40	27.08	13.83	7.74	5.54	4.82	10.81	32.59	40.54	261.47
46.95	27.70	28.30	50.13	53.00	18.91	10.52	6.67	7.16	12.84	17.52	6.09	295.79
12.17	16.46	26.02	27.08	12.11	8.90	6.03	3.93	9.16	26.52	17.15	23.03	188.61
14.96	55.37	76.70	59.64	29.07	18.52	12.95	10.23	9.76	8.44	4.86	5.28	305.78
15.25	23.07	48.94	62.38	45.05	22.22	17.12	11.66	20.44	16.94	8.55	23.51	315.13
20.51	25.70	30.93	42.20	31.64	30.04	10.90	7.33	14.53	29.88	11.56	10.21	265.43
27.02	52.14	67.90	93.42	85.98	19.08	11.43	7.56	7.02	6.12	5.77	17.25	400.69
18.36	47.16	33.78	50.23	50.52	13.18	7.03	4.81	4.19	7.55	9.09	7.97	253.87
12.08	72.31	46.60	61.02	35.15	26.81	11.43	6.95	6.02	12.56	7.92	16.92	317.77
15.60	71.79	59.23	37.88	33.56	19.62	10.48	6.58	6.58	11.43	5.54	13.64	291.93
27.94	52.33	48.88	55.94	21.55	9.74	7.55	5.66	4.87	4.76	10.79	14.81	264.82
34.06	52.45	42.94	44.53	44.55	19.38	8.88	5.84	4.24	15.82	19.83	16.46	308.98
12.03	32.80	26.28	47.09	50.84	29.98	17.06	11.18	31.26	28.04	55.93	26.69	370.83
39.98	28.66	35.23	49.92	36.40	21.40	9.54	5.69	5.70	28.89	35.83	14.18	311.42
10.70	26.66	66.94	47.15	23.38	16.55	12.45	8.32	5.59	7.84	15.86	5.39	246.83
5.33	28.05	31.95	35.73	18.05	10.88	12.36	5.74	4.44	5.75	10.12	20.42	188.82
18.29	21.50	26.33	30.14	30.02	12.59	5.19	4.06	4.00	10.59	13.01	26.22	207.44
39.80	25.88	36.30	53.27	19.92	10.53	5.19	3.97	2.99	4.24	4.91	16.90	223.95
46.93	93.29	83.07	60.72	26.12	13.66	8.02	5.20	6.37	13.90	22.97	22.41	401.76
21.89	34.79	52.72	36.65	33.05	15.02	8.00	4.69	3.43	13.01	24.41	9.41	257.07
25.38	26.66	49.00	36.96	33.93	19.70	9.95	7.25	9.15	9.62	12.20	10.22	249.92
13.95	53.56	66.36	54.03	30.78	19.34	13.93	8.07	7.09	28.87	12.08	8.56	316.62
14.24	32.43	60.69	72.69	32.05	17.07	6.09	5.22	5.26	5.96	22.12	12.18	286.00
38.58	20.27	50.37	42.88	37.71	17.41	8.78	6.48	5.52	14.93	9.59	6.25	258.77
7.31	21.64	52.97	64.46	40.31	17.59	9.72	6.95	4.49	9.42	13.30	17.53	265.69
21.22	41.14	37.52	54.09	46.03	15.22	8.78	6.74	6.47	6.94	10.87	14.87	269.89
25.01	44.42	67.79	70.51	39.03	20.39	11.01	7.44	8.63	15.88	16.72	18.04	28.74

ACION: CARHUAQUERO

CHANCAY

DESCARGA MINIMA EN METROS CUBICOS/SEG.

CUADRO No. 7

Ener.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
6.00	5.00	20.00	42.00	28.00	16.00	10.00	8.00	6.00	6.00	6.00	7.00	160.00
15.00	12.00	48.00	33.00	20.00	12.00	6.00	6.00	6.00	6.00	11.00	11.00	186.00
11.00	9.00	18.00	27.00	17.00	14.00	10.00	6.00	5.00	6.00	9.00	60.00	192.00
17.00	12.00	12.00	74.00	30.00	22.00	17.00	12.00	13.00	28.00	23.00	15.00	275.00
18.00	28.00	35.00	25.00	41.00	26.00	11.00	7.00	6.80	10.50	8.00	7.00	223.30
11.00	19.00	19.00	50.00	20.00	11.50	7.50	4.00	4.00	5.00	6.50	9.50	167.00
11.00	6.50	26.00	43.00	10.00	9.00	6.50	5.00	5.50	5.50	4.00	2.25	134.25
11.00	19.00	54.00	43.00	21.00	12.00	7.00	4.00	4.00	5.00	4.50	5.50	190.00
25.00	35.00	42.00	37.00	26.00	13.00	7.00	5.00	6.00	3.00	3.50	2.50	205.00
14.00	17.00	35.00	31.00	11.00	7.00	4.50	2.80	3.50	4.00	2.50	4.00	136.30
6.00	3.00	9.00	23.00	36.00	17.00	8.50	5.00	3.50	7.00	5.00	3.00	126.00
4.00	39.00	62.00	210.00	20.00	16.00	15.00	5.90	5.00	6.00	6.00	10.00	398.90
5.00	19.00	31.00	23.00	14.00	11.00	8.00	5.90	5.00	3.60	4.90	5.00	135.40
10.00	13.52	17.00	24.62	20.76	18.23	8.40	4.80	6.40	16.60	20.70	10.00	171.03
5.50	14.00	19.93	48.80	34.42	15.03	6.08	7.17	7.00	16.20	9.75	5.50	189.38
18.83	13.83	28.50	39.60	23.46	21.45	11.75	8.80	8.26	18.14	17.57	18.83	229.02
21.15	21.96	28.82	43.40	25.82	19.81	10.18	10.02	7.30	8.00	7.15	21.62	225.23
16.85	11.59	17.03	37.40	14.44	9.98	6.20	4.74	4.71	5.50	4.51	16.84	149.79
21.50	20.73	18.33	40.84	32.49	17.58	10.45	8.04	6.18	7.99	11.89	14.00	210.02
21.63	28.97	24.56	53.90	20.08	14.25	9.60	7.82	8.87	10.59	6.81	7.11	214.19
5.09	22.04	39.71	41.04	19.66	19.67	9.29	7.38	6.46	6.71	5.50	5.11	187.66
6.79	8.15	15.25	23.33	12.93	10.48	6.00	4.94	3.81	4.03	13.94	14.88	124.53
29.79	17.65	15.95	26.46	26.64	13.72	8.17	5.49	5.50	5.60	7.13	4.23	166.33
6.20	8.17	7.89	16.22	8.87	6.66	4.51	3.24	3.55	7.41	9.93	11.68	94.33
8.87	13.11	27.16	46.02	19.80	15.25	10.84	7.46	7.02	5.22	3.14	2.34	166.23
5.59	7.90	23.88	38.34	22.97	18.38	10.81	8.38	8.10	9.90	7.03	6.22	167.50
14.16	17.26	18.14	25.48	21.45	16.08	8.55	6.03	5.98	16.95	8.28	7.08	165.44
7.58	23.10	28.88	48.00	42.25	13.48	9.78	6.46	5.70	4.76	4.33	3.75	198.07
7.30	15.20	17.38	31.30	17.60	8.50	5.38	4.05	3.68	4.12	3.98	5.05	123.54
5.50	16.67	17.30	37.00	18.00	12.88	6.25	5.75	4.98	5.95	5.78	8.35	142.41
8.55	42.48	34.22	23.12	18.30	14.11	7.45	5.63	5.27	5.74	4.28	7.58	176.73
8.06	23.83	24.59	34.23	10.35	8.08	6.37	4.58	3.90	3.46	5.18	5.69	138.32
12.68	25.18	26.00	31.93	31.12	11.19	7.05	4.55	3.56	6.49	7.51	7.17	174.43
7.30	14.21	12.50	20.14	35.17	21.30	10.22	6.60	9.95	12.95	17.73	17.01	185.08
28.74	14.59	16.63	15.38	19.21	11.90	7.69	4.63	4.54	13.42	15.81	8.36	160.90
7.62	8.30	28.32	28.24	13.73	13.06	9.79	6.09	4.52	4.41	7.28	4.22	135.58
3.91	3.59	17.11	22.51	10.28	8.04	6.21	4.40	3.41	4.04	4.68	6.51	94.69
8.30	11.02	14.35	17.76	14.27	6.77	4.33	3.78	3.30	3.08	6.79	13.34	107.09
20.17	13.09	17.61	29.08	12.14	6.53	4.99	3.34	2.63	2.75	3.03	7.03	122.39
13.70	72.56	58.52	35.04	18.30	10.01	6.40	4.45	4.12	5.40	13.14	9.52	251.16
9.51	17.14	35.60	29.05	17.39	9.52	5.40	3.72	3.01	3.51	9.02	7.02	149.89
10.65	10.05	22.27	22.27	19.46	10.03	8.01	5.65	5.52	5.65	7.54	6.06	133.16
5.03	33.04	44.04	39.79	20.02	14.03	12.02	6.03	5.52	13.93	8.55	5.75	207.75
6.91	12.27	33.92	46.81	18.06	8.54	5.05	4.52	4.54	4.24	7.70	7.03	159.59
15.80	13.69	19.66	26.56	23.53	10.25	7.23	6.05	4.77	5.15	5.51	4.60	142.80
4.94	8.83	19.12	35.60	15.04	14.12	6.67	5.66	4.02	4.30	7.05	6.07	131.42
9.52	17.26	23.26	30.87	23.11	11.12	6.52	5.52	4.12	4.52	5.41	8.05	149.28
11.65	17.80	26.05	37.68	21.17	13.33	8.12	5.80	5.39	7.50	8.03	9.26	14.32

ACION: CARIHUAQUERO

CHANCAY

VOLUMEN MENSUAL EN MILES DE METROS CUBICOS

CUADRO No. 8

Enr.	Feb.	Marz.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Sct.	Oct.	Nov.	Dic.	TOTAL ANUAL
66,701	47,174	197,424	287,798	136,166	56,074	33,696	25,315	21,773	24,970	24,106	77,242	998,439
126,490	178,502	248,400	137,722	103,594	38,966	22,896	16,243	23,933	21,082	62,554	89,683	1'070,065
51,926	95,904	120,269	111,543	83,030	65,836	34,042	22,118	16,070	61,430	60,307	49,507	771,932
75,341	55,210	76,550	497,491	152,928	71,798	55,123	43,027	65,664	139,450	81,043	60,048	1'373,673
91,411	120,010	193,795	95,213	156,384	157,075	42,422	23,112	31,216	63,115	46,051	31,838	1'051,642
68,472	212,112	136,512	289,440	130,723	42,163	26,093	15,509	17,223	46,958	34,128	68,774	1'083,107
63,893	80,957	250,560	284,083	65,146	26,006	24,019	16,718	22,075	34,819	23,414	37,856	929,546
68,170	176,688	306,979	243,821	89,338	38,448	28,296	18,014	20,261	46,488	22,939	84,370	1'143,812
130,810	180,576	271,037	322,186	121,651	50,328	25,747	26,136	24,365	12,744	26,438	37,930	1'229,948
94,781	83,376	259,459	234,317	48,557	22,550	15,509	9,444	16,675	16,546	20,045	33,826	855,035
43,502	12,744	168,307	138,499	176,170	98,928	41,256	17,626	27,778	47,477	29,549	25,704	827,540
39,398	405,389	1'237,162	1'012,608	180,576	51,581	48,125	25,652	15,250	38,966	104,112	83,117	3'241,934
20,520	185,155	258,422	103,334	58,087	46,777	25,142	17,848	16,179	17,690	18,753	20,520	788,427
72,066	124,127	112,980	103,848	89,186	78,984	34,493	19,947	35,078	125,029	92,655	71,202	965,595
29,316	65,592	262,933	226,998	185,527	65,724	30,065	22,887	23,236	79,658	49,495	29,160	1'070,591
84,070	51,256	229,013	184,654	91,676	91,854	42,473	31,469	33,179	98,451	105,064	84,531	1'127,690
75,363	210,071	187,152	190,296	141,122	71,415	40,425	30,848	23,085	29,592	29,505	76,168	1'105,042
73,128	19,484	123,737	185,008	59,446	39,990	20,697	14,250	16,083	42,346	27,398	73,043	694,610
107,939	114,816	142,406	168,854	186,404	63,764	38,764	26,969	25,351	34,965	46,167	92,730	1'049,129
120,224	121,500	216,957	201,487	87,880	52,722	32,958	28,359	36,495	43,032	23,484	23,442	988,540
80,392	86,724	217,964	161,865	84,851	67,451	35,880	24,118	20,068	32,899	24,403	19,125	855,740
35,903	27,072	138,012	109,913	72,537	35,870	20,722	14,831	12,497	29,057	84,484	108,596	689,494
152,534	69,392	75,792	129,936	141,947	49,026	28,186	17,859	18,571	34,336	45,407	16,300	779,336
32,608	39,826	69,690	70,206	32,431	23,057	16,157	10,520	23,754	71,022	44,446	61,814	495,531
40,073	133,942	205,437	154,595	77,872	48,013	34,692	27,400	25,284	22,607	12,589	14,140	796,644
40,848	55,804	131,077	161,690	120,653	57,600	45,860	31,220	52,980	45,372	22,161	62,983	828,248
54,946	64,385	82,852	109,372	84,739	77,859	29,183	19,645	37,659	80,019	29,971	27,354	697,984
72,384	126,138	181,863	242,158	230,299	49,469	30,614	20,250	18,197	16,386	14,957	46,195	1'048,910
49,173	114,098	90,472	130,205	135,304	34,150	18,831	12,886	10,851	20,229	23,573	21,348	661,120
32,352	174,938	124,824	158,177	94,159	69,487	30,605	18,624	15,619	33,638	20,518	50,676	823,617
41,794	179,872	158,652	98,178	89,883	50,866	28,064	17,634	17,060	30,603	14,374	36,536	763,516
74,834	126,603	130,927	145,001	57,730	25,249	20,229	15,165	12,615	12,751	27,969	39,673	688,746
91,230	126,884	114,998	115,414	119,318	50,231	23,798	15,632	11,004	42,378	51,401	44,087	806,375
32,221	77,902	70,394	122,069	136,185	77,706	45,708	29,941	81,018	75,107	145,108	77,387	970,746
107,090	71,802	94,371	129,395	97,508	55,460	25,542	15,242	14,766	77,372	92,862	37,979	819,389
28,669	64,494	17,292	122,206	62,630	42,889	33,342	22,281	14,487	21,000	41,113	14,427	484,835
14,289	67,860	85,576	92,616	48,357	28,196	33,119	15,361	11,519	15,399	26,219	57,363	495,874
49,000	52,020	71,873	78,129	80,405	32,634	13,909	10,863	10,380	28,369	46,674	70,233	544,489
106,606	64,839	97,236	138,071	53,366	27,432	13,899	10,645	7,755	11,347	12,733	45,258	589,192
12,570	225,697	222,489	157,388	69,960	35,418	21,470	13,918	16,520	37,340	57,214	60,021	929,905
58,636	84,174	141,214	94,999	88,514	38,943	21,417	12,534	8,888	34,848	63,270	25,211	672,648
67,976	64,497	131,234	95,813	90,881	51,069	26,379	19,408	23,708	25,766	31,612	27,381	655,724
37,354	134,188	177,730	140,056	82,456	50,131	37,299	21,609	18,380	77,329	31,321	22,940	830,793
38,135	78,447	162,558	188,414	85,851	44,256	16,303	13,982	13,642	15,960	57,347	32,622	747,517
103,342	50,129	134,909	111,136	101,006	45,119	23,505	17,359	14,315	39,983	24,865	16,750	682,418
19,574	52,349	141,864	167,087	107,970	45,592	26,025	18,615	11,644	25,217	34,468	46,963	697,368
56,836	103,068	100,504	140,208	123,287	39,444	23,530	18,035	16,781	18,582	28,180	39,819	708,274
64,572	107,612	178,125	182,755	104,547	52,842	29,500	19,938	22,360	42,546	43,329	48,380	74,709

que se puede estimar en 15% del volúmen de riego.

Por lo expuesto, se puede apreciar que para necesidad de riego del valle, se necesitaría que la mínima descarga anual no sea menor de 470 millones de metros cúbicos.

También es necesario considerar que las poblaciones ubicadas en el cono de deyección del río Chancay, necesitan abastecerse de esta fuente; para el efecto se ha estimado la población futura y las demandas correspondientes de cada una de las poblaciones consideradas, las que se muestran en el cuadro adjunto.

De acuerdo a este cálculo se estima que la demanda futura anual, de las localidades mencionadas es del orden de 20'586,000 metros cúbicos, que sumados a la demanda de riego harían una demanda total de 490 millones y medio de metros cúbicos por año.

NOTA: Datos obtenidos del Boletín del Servicio Agrometeorología e Hidrología del Ministerio de Agricultura.

CUADRO N° 9

POBLACIONES Y DEMANDAS FUTURAS DE LOCALIDADES
AFECTADAS AL SISTEMA HIDROGRAFICO DEL RIO
CHANCAY

	Población Censo 1961	Población Futura estimada	Dotación l/h/d	Consumo diario (M3)	Consumo Anual (M3)
Chiclayo	95,667	160,000	250	40,000	14'600,000
Monsefú	11,141	18,000	200	3,600	1'314,000
Ferreñafe	12,112	20,000	200	4,000	1'460,000
Lambayeque	10,629	18,000	200	3,600	1'314,000
Pimentel	6,252	15,000	200	3,000	1'095,000
Reque.	3,028	8,000	200	1,600	584,000
San José	2,612	7,000	200	1,400	511,000
Puerto Eten	2,192	7,000	200	1,400	511,000
Santa Rosa	2,012	7,000	200	1,400	511,000
	145,645	260,000			20'586,000

Como se aprecia en el gráfico de masas del Río Chancay, entre los años 1914 y 1960, el volumen mínimo anual de descarga es ligeramente mayor que la suma del volumen anual de riego y el consumo anual de las poblaciones consideradas.

Por lo expuesto, se desprende que el caudal de 36 lts/seg. necesarios para abastecer a la población hasta el año 2,000 considerada en 12,000 habitantes, podría potencialmente captarse del Río Reque que es el ramal del río Chancay más cercano a esta población.

4.2.3.2 Estudio económico de alternativas de Fuentes utilizables en aguas Superficiales.

4.2.3.2.1 Sistema integralmente por gravedad.--

Solución A.- Considerando que la localidad de Villa de Eten está desarrollada en una zona de escasa pendiente, y para contar con una presión conveniente en la Red de Distribución, es necesario disponer a la entrada de la red de una presión mínima de 20 mts. de columna de agua, tratándose de la captación de aguas superficiales, sería preciso construir una planta de tratamiento completa, siendo necesario para este caso disponer de una carga hidráulica de 8 mts. aproximadamente, incluyendo un reservorio de agua filtrada. Además hay que considerar la pérdida de carga en la línea de conducción entre la planta y la ciudad estimándose ésta en 10 mts. Sumando las cantidades consideradas a la cota media de Villa de Eten que es de 4 mts. sobre el nivel medio del mar, deducimos que la captación debe ser ubicada aproximadamente en la cota 42 sobre el nivel del mar.

Este punto estaría a una distancia de 20 kms. aproximadamente de Villa Eten.

Como se puede apreciar, este sistema resultaría sumamente costoso.

ESTIMACION DE COSTO DE LA SOLUCION "A".--

- Reservoirio apoyado de 1,000 m2 a S/. 800/m2.	800,000
- Obras de captación	100,000
- Línea de Conducción 14" Ø 1.5 km - S/. 300/ml.	450,000
- Línea de Aducción Constitui da por una tubería de con- creto reforzado de 16" de diámetro v 18 kms. de lon- gitud S/. 550/ml.	9'900,000
- Planta de Tratamiento de -- filtros rápidos de 40 lt/ seg. de capacidad a razón de S/. 60,000.00 por lt/seg	<u>2'400,000</u>

TOTAL: 13'200,000

Gastos Generales 4'600.000

TOTAL GENERAL: S/. 17'800,000

- En la lámina N°. 13 se muestra la ubica-
ción de la captación, planta de trata-
miento v el trazo de la línea de conduc-
ción.

- 4.2.3.2.2 Sistema con bombeo: Solución "B".- El pre-
sente sistema consistiría en captar las
aguas del río Recue, las cuales serán --
conducidas por gravedad a la Planta de
Tratamiento, desde éste punto mediante
un sistema de bombeo las aguas se ele-
varían a un reservorio del tipo elevado.

En éste caso el punto de captación esta-
ría ubicado en la cota 10 aproximadamen-
te, distante 4.0 km. de la ciudad.

ESTIMACION DE COSTO DE LA SOLUCION "B".--

- Reservoirio elevado de 1000 m3 a S/. 2,500/m3.	2'500,000
- Obras de Captación	100,000
- Línea de conducción, cons- tituida por una tubería -- de concreto reforzado de 12" Ø y 3 km. de longitud a S/. 250/ml.	750,000

- Planta de Tratamiento de filtros rápidos de 40 lt /seg. de capacidad a razón de S/. 60,000 por lt/seg.	2'400,000
- Sistema de bombeo, con - sistente en dos equipos de 30 HP cada uno, costo estimado, incluyendo línea de impulsión.	<u>1'000,000</u>
TOTAL:	6'750,000
Gastos Generales 35% :	<u>2'550,000</u>
	S/.9'300,000

- En la lámina N° 14 se muestra la ubicación de las estructuras consideradas en ésta alternativa.

4.2.4 RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS.-

4.2.4.1 Aguas subterráneas de las Pampas de Reque.-

4.2.4.1.1 Generalidades.- Los recursos acuíferos subterráneos de las Pampas de Reque, corresponden a la parte baja del cono de deyección del río Chancay, tomando el nombre de Pampas de Reque debido a que es surcado por el río del mismo nombre.

En el valle inferior del río Chancay, - se han practicado mas de 125 pozos, entre pozos poco profundos hasta unos 25 a 30 - metros, y pozos de mayor profundidad de - unos 60 a 100 metros; a estos debe agre - garse una gran cantidad de pozos superfi - ciales hechos a mano. Con excepción de - estos últimos, se muestra la distribución de los pozos referidos en la lámina N° 15

Aunque los pozos se encuentran distri - buídos en zonas aisladas, se puede reco - ger una información suficiente para juz - gar las condiciones hidrológicas del sub - suelo.

De los perfiles litológicos y de las anotaciones de los niveles freáticos, se -

pone de manifiesto la existencia de dos niveles bien definidos de aguas subterráneas.

- Nivel freático superior: En todo el valle de Chicla se ha constatado un nivel freático superior a pesar de existir gran variación en la estratificación de pozo a pozo, sin embargo, se pueden reconocer las características generales de los perfiles.

<u>Espesor</u>	<u>Litología</u>
0 a 4 mt	Tierra vegetal v de cultivo.
2 " 12 "	Arcilla compacta impermeable; en algunos lugares reemplazadas por arcillas arenosas, cascajos y cantos.
10 " 20 "	Cascajo, arena de grano grueso, grava con o sin conglomerado, de buena permeabilidad; en algunos sitios alternando con lechos arcillosos o con arenas arcillosas, constituye el o los estratos acuíferos principales.
20 y mas metros	Arcillas impermeables, arcillas con arenas.

La casi totalidad de los pozos existentes extraen su agua del nivel freático superior, siendo su profundidad muy variable desde 5 hasta 30 metros, pero por lo general, la napa acuífera no se halla a una profundidad mayor de 25 metros. El nivel estático puede subir a 3 ó 4 metros debajo de la superficie, y el nivel dinámico desciende a una profundidad de 12 a 18 mts. y en algunos casos hasta 25 metros.

Las estimaciones del promedio del rendimiento de los pozos del nivel freático superior oscilan alrededor de 25 a 30 litros por segundo.

- Nivel freático inferior: Tal como se ha mencionado anteriormente, existen algunos pozos de profundidad mayor que han revelado la existencia de un nivel freático inferior, según se indica en las láminas N° 16, 17 y 18 donde se suministran los perfiles estratigráficos.

4.2.4.1.2 Circulación de la napa.- De acuerdo a las investigaciones realizadas y al estudio de los pozos existentes en la zona, tal como se muestra por las curvas de nivel de la napa subterránea graficadas en la lámina N° 15 se observa que la dirección predominante del flujo de la napa es en dirección del río Reque.

4.2.4.1.3 Explotación de la napa.- La napa subterránea de las Pampas de Reque y zonas vecinas se utiliza actualmente en el servicio de Agua Potable de las localidades de Monsefú y Puerto de Eten, además de pequeños pozos que los utilizan con fines de riego.

4.2.4.1.4 Características Físico - químicas.- Dada la extensa área que toma la napa en el cono de deyección del río Chancay, fué necesario tomar una muestra en la zona prevista de captación, Pampas de Reque, para hacer un análisis físico - químico, a fin de establecer la calidad de las aguas subterráneas de dicha zona.

RESULTADO DEL ANALISIS DE UNA MUESTRA
TOMADA DEL POZO EXISTENTE EN LA VILLA
DE ETEN

Turbidez	5 ppm
Alcalinidad	360 ppm

C O ₂	15 ppm
Cloruros	92 ppm
PH	7
Dureza	164 ppm
Olor	sin olor

Datos obtenidos de la Administración de los servicios de Agua Potable y Desague de Chiclayo.

4.2.4.1.5 Potencia del acuífero.- En la zona de las Pampas de Reque, la potencia de la napa actualmente conocida por el pozo existente en Villa de Eten es de 16 mt., correspondiendo este estrato al nivel freático superior.

4.2.4.1.6 Volúmen de infiltración de agua a la napa subterránea: El volúmen de agua que se filtra en el subsuelo se efectúa por tres formas: por lluvia, transporte fluvial y riego.

- Por lluvias: Se va a calcular en forma aproximada, el volúmen de infiltración de agua procedente de las lluvias a la napa freática. Debido a la falta de datos de precipitaciones pluviales en la cuenca alta del río Chancay, se adoptará un valor promedio de datos tomados en la estación meteorológica de Udima, ubicada en la cuenca del río Zaña, vecina de la cuenca del río Chancay, por lo que se puede considerar los valores muy aproximados a los que se producen en la zona en estudio.

Estimando un valor promedio anual de 500 mm. (Boletín del Servicio de Agrometeorología e hidrología del Ministerio de Agricultura). de precipitación, y considerando como límite de la cuenca colectora a las zonas correspondientes de serranía, esto es hasta una altura de 1,500 metros sobre el nivel del mar, cuya área es del orden de 1,456 km², el volúmen anual mínimo de precipitación será:
 $1,456 \times 10^6 \text{ m}^2 \times 0.500 \text{ m} = 728 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$

Dadas las características geológicas y

a estudios realizados por el Ing°. A. Duffaut (1,950), se puede estimar un 20% de infiltración del total llovido en la cuenca, correspondiendo el resto al volúmen de escorrentía y evaporación.

Aceptando que la alimentación de la napa por infiltración de aguas de lluvia será:

$$728 \times 10^6 \text{ m}^3 \times 0.2 = 145.6 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}.$$

- Infiltración por transporte fluvial: Em

pleando la fórmula de Moritz, se puede evaluar el volúmen correspondiente a este concepto. De acuerdo a ella se aplica la expresión siguiente.

$$P = 0.0375 \times C \times \frac{Q^{0.5}}{V^{0.5}}$$

Donde:

P = Pérdida por infiltración en m³/seg para 1 km. de canal o curso de agua.

C = Coeficiente que depende de la naturaleza del lecho, en este caso su valor puede tomarse como 0.15.

V = Velocidad del agua en mt/seg.

Q = Caudal en m³/seg.

$$P = 0.0375 \times 0.15 \times \frac{7.85^{0.5}}{1^{0.5}}$$

P = 0.01575 m³/seg/km. de canal

P = 495,000 m³/año/km. de lecho.

Considerando el recorrido del río Chancay, hasta el punto denominado La Puntilla, lugar donde se divide en 3 ramales la longitud es de 120 km., entonces el volúmen de infiltración por este concepto sería:

$$P_t = 495,000 \times 120 = 59,400,000 \text{ m}^3/\text{año}$$

- Infiltración por riego: El volúmen de agua infiltrada a la napa debido a los riegos de tierras en el valle, estimativamente se puede en este caso considerar del orden de 20% del volúmen anual de riego. Si tenemos 400 millones de metros cúbicos de riego anual, la infiltración a la napa sería:

$$0.2 \times 400 = 80 \text{ millones de m}^3/\text{año.}$$

4.2.4.1.7 Explotación del Agua de la Napa Subterránea: En el valle inferior del valle Chancay, se han practicado mas de 125 pozos (Informe hidrológico del Dr. G. Petersen, 1956), entre pozos poco profundos, hasta unos 25 a 30 mt. y pozos de mayor profundidad desde 60 hasta 100 metros; a éstos debe agregarse una cantidad de pozos superficiales hechos a mano. En la lámina N° 15, se muestra la distribución de los principales pozos segun el informe C.I. C. de 1954.

Es de suponer que en la actualidad, el número de pozos perforados es mayor, pero por carecer de información es que se ha considerado los pozos registrados en los informes, agregándose a éstos los pozos ubicados en Monsefú y Villa de Eten.

La distribución de los pozos se muestra en el Cuadro N°. 10.

De éste total se obtiene un rendimiento medio de 40 lt/seg. por pozo; considerando que el bombeo se efectúa con un periodo máximo de 16 horas al día, el volúmen anual de extracción sería:

$$127 \times 40 \times 31,536 \times \frac{16}{24} = 107 \text{ millones de m}^3/\text{año}$$

Siendo el volúmen máximo de extracción de 107 millones de metros cúbicos y reingresando por infiltración el 20% de dicho volúmen, la napa es disminuída en 80% de la extracción, lo cual representaría 85'600,000 m³/año.

4.2.4.1.8 Volumen efectivo de infiltración: Resumiendo los valores parciales enunciados anteriormente, podríamos totalizar el balance del agua de infiltración en la forma siguiente:

	<u>MILLONES DE m3/año.</u>
-Infiltración por lluvia	145.6
- " " por transporte fluvial.	59.4
-Infiltración por riego	<u>80.0</u>
Volúmen infiltrado	285.0
Volúmen extraído	<u>85.6</u>
Volúmen total aprovechable por infiltración	199.4

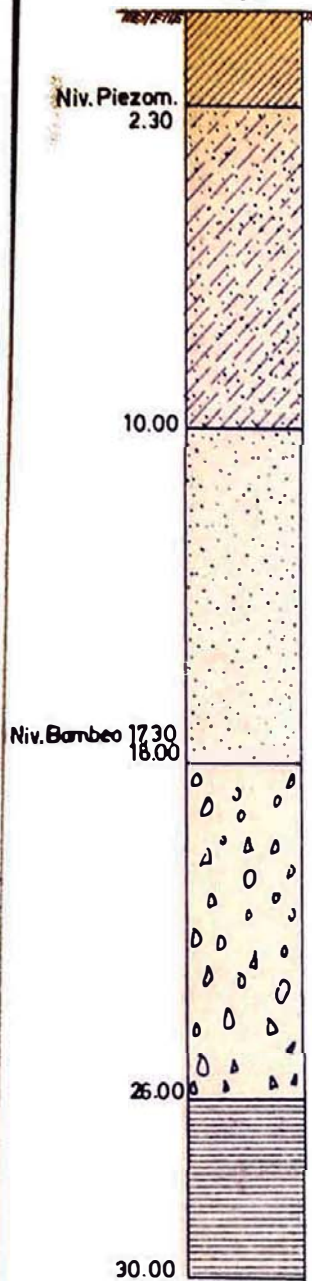
millones m3/año.

4.2.4.1.9 UBICACION Y ESTUDIO DE LA ZONA DE CAPTACION.- Esta apreciable cantidad de aguas subterráneas existentes en el valle del río Chancay, no tiene posibilidades de ser captada en forma total debido a la gran amplitud del cono de deyección. Se recomienda como probable zona de captación para el abastecimiento de agua potable de la localidad de Villa de Eten, la comprendida entre las cotas 7 y 8 metros sobre el nivel del mar, a 300 mts. al Este de Villa de Eten y 800 mts. aproximadamente al Sur del río Reque.

Esta área es una zona favorable para la captación por cuanto existe un pozo perforado de 30 mts. de profundidad ubicado a 400 mts. al Norte de Villa de Eten con un rendimiento de 30 lt/seg. y que abastece al Puerto de Eten y provisionalmente a la Villa de Eten.

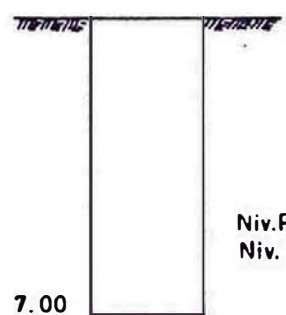
Según se puede apreciar en el perfil litológico de la lámina N°. 16, se ha constatado en éste pozo la existencia de arena fina y cascajo y piedra a partir de los 10 hasta los 26 mts. de profundidad.

1



D = 12"
Q = 30 l.p.s.

2



D = 3.00 m.
Q = 6 l.p.s.

Niv. Piezom. 2.00
Niv. Bombeo 3.50

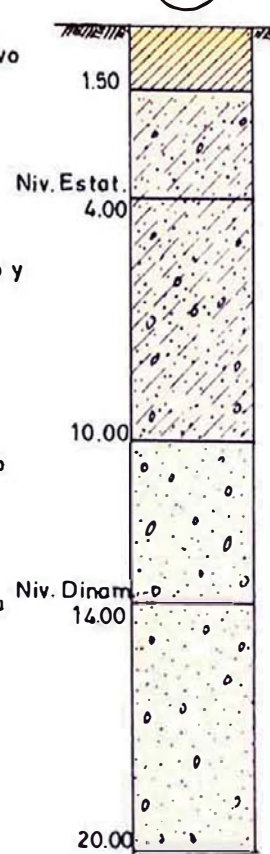
3



D = 12"
Q = 16 l.p.s.

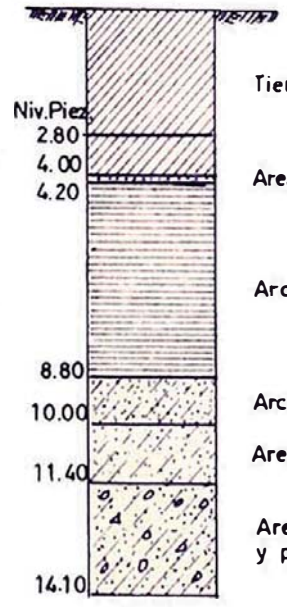
NOTA.- EL POZO N° 1
PERTENECE AL SERVICIO
DE A.P. DEL PT° DE ETEN

4



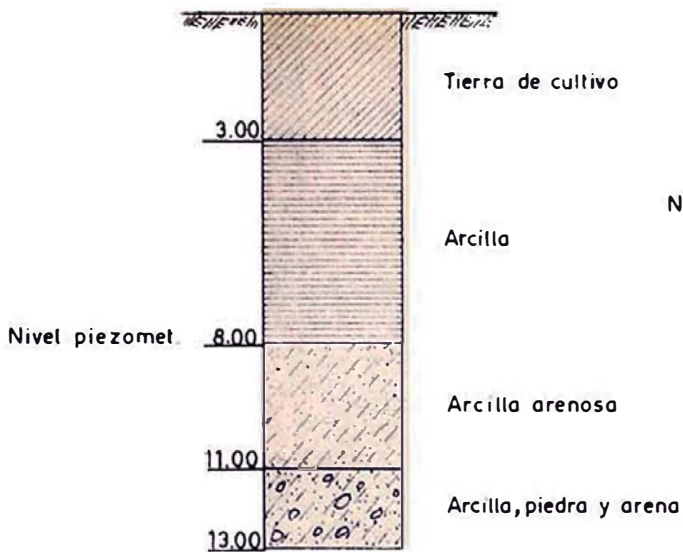
D = 3.00 m.
Q = 10 l.p.s.

5

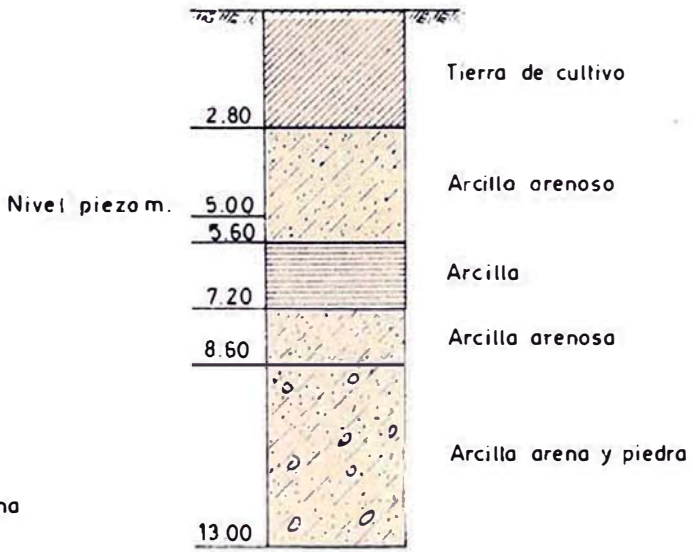


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO : NORA CASTILLO A.
VILLA DE ETEN
PERFILES ESTRATIGRAFICOS

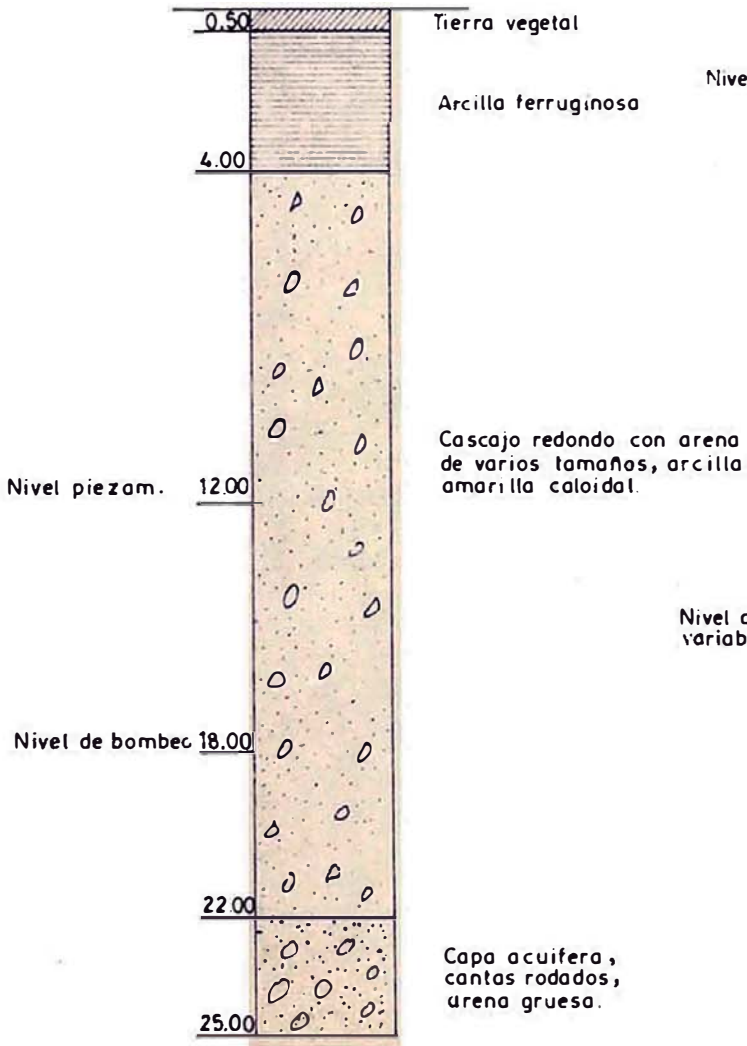
6



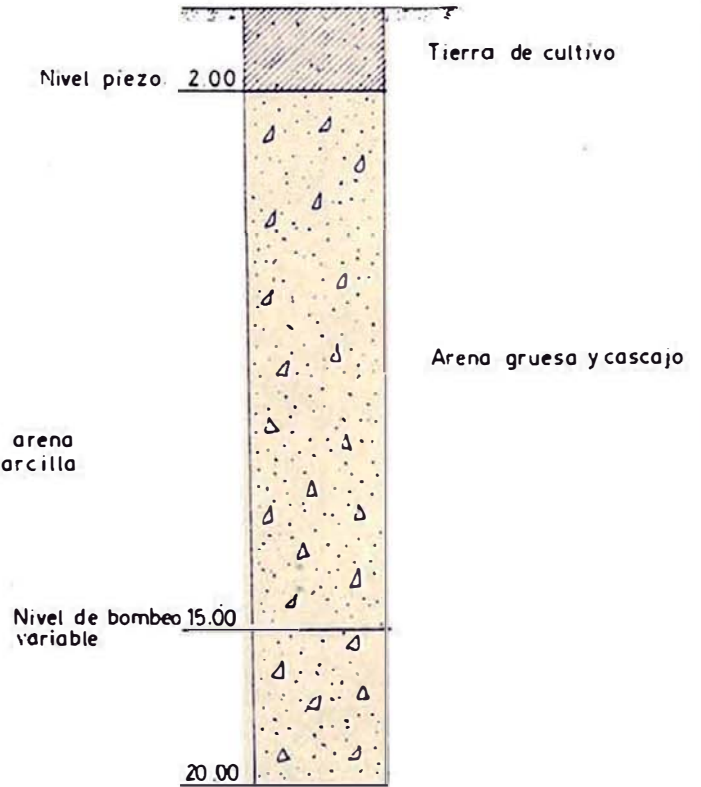
7



9



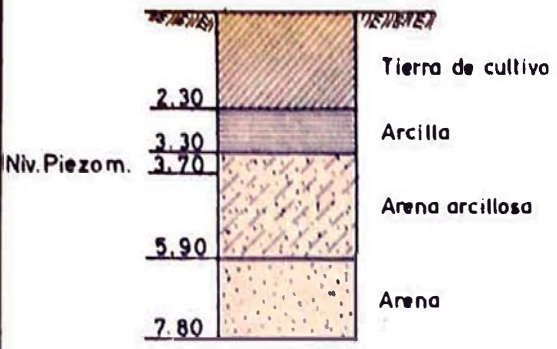
8



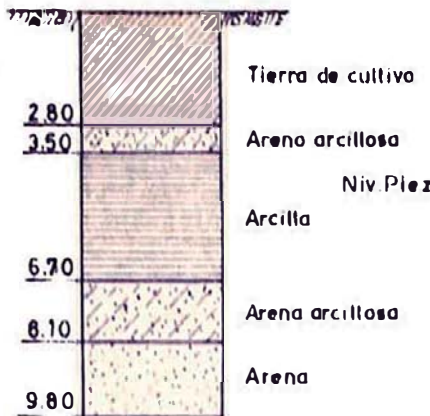
Q = 100 l.p.s.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
 PROMOCION 1962
 PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A.
 VILLA DE ETEN
PERFILES ESTRATIGRAFICOS

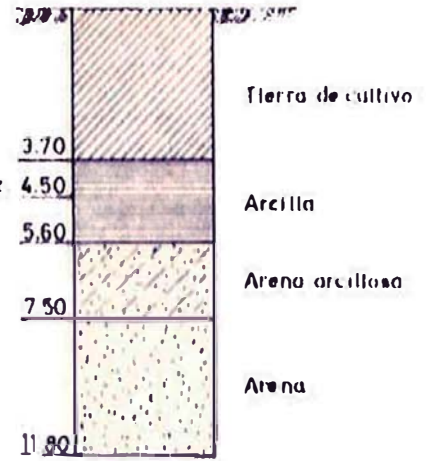
10



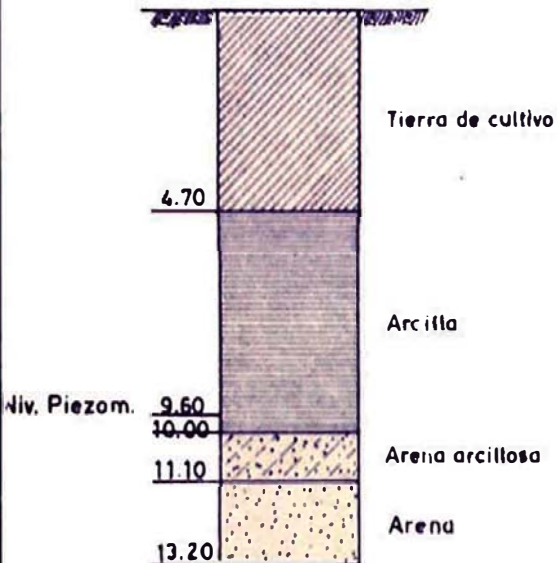
11



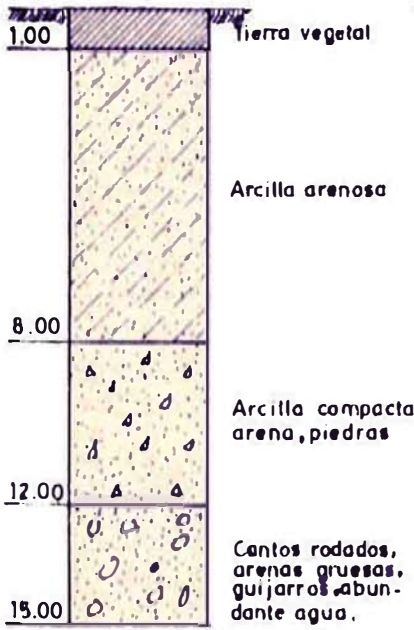
12



13

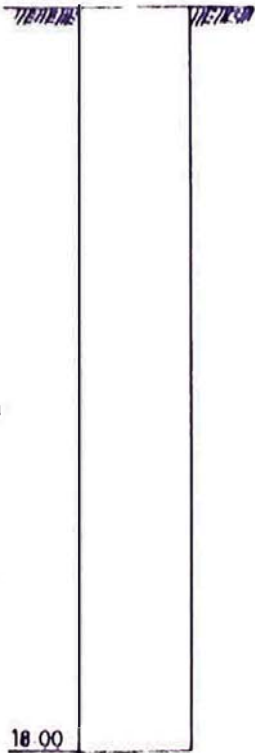


14



D = 4.00 m
Q = 52 l.p.s

15



Q = 83 l.p.s

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
 PROMOCION 1962
 PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO A
 VILLA DE ETEN
 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

El nivel estático se encuentra a los 2.30 mts. y el nivel dinámico o de bombeo, a los 17.30 mts. de profundidad, el cual se halla encima de las capas de cascajo y piedra (18 a 26 mts.), donde se encuentra la napa freática superior.

Debido a no disponer de pruebas de bombeo en el pozo mencionado, no se pueden determinar las características cuantitativas de los estratos permeables de la zona de captación.

Por lo expuesto en los acápites anteriores y de acuerdo al estudio de las condiciones hidrológicas, solamente se pueden hacer recomendaciones generales para la perforación del pozo y el rendimiento esperado.

Se estima que la profundidad del pozo debe proyectarse a unos 60 mts. para asegurar un rendimiento no menor de 55 l/s. a fin de alcanzar no solo el nivel freático explotado por el servicio de agua del Puerto de Eten, sino también los niveles inferiores de agua subterránea, para mayor seguridad del abastecimiento regular en el transcurso del año, así como también para cubrir la demanda hasta el final del periodo de diseño.

COSTO ESTIMADO DE CAPTACION POR POZO

Perforación de un pozo de 60 mts. de profundidad.	S/. 150,000.00
Un Equipo de bombeo de 41 lts. de capacidad y de potencia = 60 HP	250,000.00
Reposición de equipo para la 2da. Etapa, con una capacidad de 55 lts/seg. y 80 HP.	300,000.00

Caseta de bombeo, incluyendo instalación de tuberías y equipo, línea de impulsión, etc.	S/. 120,000.00
Reservorio elevado de - 1,000 m ³ . de capacidad.	<u>2'500,000.00</u>
Gastos Generales 35%	S/. 3'320,000.00 <u>1'162,000.00</u>
TOTAL GENERAL:	S/. 4'482,000.00

CONCLUSION:

Según lo expuesto, las captaciones de -
aguas superficiales del rio Reque quedan
descartadas por su alto costo inicial,
que se agrava más aún con el costo de man-
tenimiento de una Planta de Tratamiento
completa.

En el caso de elegir cualquiera de las
dos soluciones de captación superficial,-
sus costos iniciales serían mayores de
8'000,000 de soles, y su mantenimiento -
muy alto en comparación con los costos de
mantenimiento de captación de aguas subte-
rráneas.

En el caso de captación por pozo, se
tiene un costo de 4'482,000 aproximadamen-
te, por lo que a simple vista es la solu-
ción mas económica y técnicamente la más
conveniente para el abastecimiento de -
agua potable de la localidad de Villa de
Eten.

5.0 DESCRIPCION DE LAS OBRAS PROYECTADAS

5.1 CAPTACION.-

5.1.1 Aspectos Generales.- Conforme se ha indicado en el capítulo correspondiente, el sistema de abastecimiento para la ciudad de Villa Eten será mediante la utilización de los recursos de agua subterráneas del cono de deyección del río Chancay.

El pozo de captación deberá tener un rendimiento mínimo capaz de cubrir el caudal de 55 lts/seg. Correspondiente al gasto de bombeo para satisfacer la demanda del día de máximo consumo al final del período de diseño.

5.1.2 Pozo.- El sistema de captación propuesto consiste en la extracción del agua del subsuelo, mediante un pozo perforado.

La profundidad a la que deberá ejecutarse el pozo será de 50 a 60 mts. con lo que se espera obtener un rendimiento de 55 lts.

Se recomienda efectuar la perforación empleando equipo de perforación del sistema de percusión. El diámetro del pozo deberá ser de 15".

5.1.3 Equipo.- Deducción de las Características del Equipo de bombeo.- Se considerarán dos etapas:

Cálculos de la Primera Etapa (15 años)

Estimando una población de 9000 habitantes para esta época, se tiene:

$$Q \text{ max. diario} = \frac{9000 \times 200 \times 1.3}{86,400} = 27.20 \text{ lps}$$

$$Q_B = Q \text{ Bombeo} = \frac{24}{16} \times 27.20 = 41 \text{ l.p.s}$$

Cálculo de la potencia:

$$\text{Potencia} = \frac{H_{DT} \times Q_B}{E \times 75}$$

En donde:

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_F = \text{Altura Dinámica.}$$

H_S = pérdida en la sección estimada en 1 / mt.

H_E = Altura estática = profundidad del pozo + dif. cota caseta de bombeo y nivel máximo del Reservorio.

H_F = Pérdida por fricción en la tubería de impulsión.

E = Eficiencia. A

$$H_E = 60 + (25.10 - 4.50) = 80.60 \text{ mt.}$$

$$H_S = 1 \text{ mt.}$$

$$\begin{aligned} H_F &= \begin{aligned} Q &= 41 \text{ l.p.s.} \\ D &= 8 \text{ "} \\ L &= 50 \text{ mt.} \\ C &= 100 \\ S &= 1.33 \% \\ hf &= 1.33 \times 50 = 0.70 \end{aligned} \end{aligned}$$

Reemplazando:

$$H_{DT} = 1 + 80.60 + 0.70 = 82.30 \text{ mt.}$$

Luego la Potencia en HP será:

$$\text{Potencia} = \frac{82.30 \times 41}{0.80 \times 75} = 56.2 \approx 60 \text{ HP.}$$

Cálculo de la potencia en la 2da. Etapa.-
(Reposición del Equipo)

$$Q \text{ max. diario} = 36 \text{ lps.}$$

$$Q_B = \frac{24}{16} \times 36 = 55 \text{ lps.}$$

$$H_S = (1 \text{ mt.})$$

$$H_{DT} = H_S + H_E + H_F$$

$$H_E = 80.60$$

$$Q = 55$$

$$S = 2.30\%$$

$$D = 8''$$

$$L = 50 \text{ mt.}$$

$$C = 100$$

$$H_F = 1.15 \text{ mt.}$$

$$H_{DT} = 1 + 80.60 + 1.15 = 82.75 \text{ mt.}$$

Luego:

$$P = \frac{H_{DT} \times Q_B}{E \times 75} \text{ y reemplazando valores se tiene:}$$

$$\text{Potencia} = \frac{82.75 \times 55}{0.80 \times 75} = 76 = 80 \text{ HP}$$

En consecuencia se tendrá los siguientes equipos:

Equipo de Bombeo para la 1era. Etapa (15 años).
Cap: 41 lts/seg., potencia estimada = 60 HP. 250,000.00

Reposición de Equipo para la 2da. Etapa.
Cap. 55 lts/seg. potencia estimada = 80 HP. 300,000.00

S/. 550,000.00
=====

Costo estimado de Captación por pozo.-

Perforación de un pozo de 60 mts. de profundidad. 150,000.00

Un equipo de Bombeo de 41 lts. de capacidad y de potencia = 60 HP. 250,000.00

Reposición de equipo para la 2da. etapa, con una capacidad de 55 lts/seg. y 80 HP.	300,000.00
Caseta de bombeo, incluyendo instalación de tuberías y equipo, línea de Impulsión, etc.	120,000.00
Reservorio elevado de 1,000 m3. de capacidad.	<u>2'500,000.00</u>
TOTAL:	S/. 3'320,000.00
Gastos Generales 35% del total.	<u>1'162,000.00</u>
TOTAL GENERAL:	S/. 4'482,000.00 =====

El equipo de bombeo para la Villa de Eten será del tipo turbina para pozo profundo, para ser accionado por motor eléctrico. Se considera conveniente que el equipo de bombeo sea para un periodo máximo de 16 horas al día.

La selección del equipo para la primera etapa se hará con los datos siguientes:

5.1.3.1, Datos Generales.-

- 1.- Estación de bombeo . . . tipo pozo
- 2.- Altura sobre el nivel del mar. 4 mts
- 3.- Temperatura para ambiente. 23° C.
- 4.- Captación de pozo tubular
- 5.- Profundidad 60 mts. (Referencial).
- 6.- Profundidad de la Napa desde el nivel del terreno. 2.30 mt
- 7.- Diámetro del pozo . . . 15".

5.1.3.2 Bomba.-

1	Número de unidades	Una
2	Tipo	Pozo profundo
3	Caudal	41 lps.
4	Altura dinámica total	82.30 mts. (Referencial)
5	Velocidad	1,800 R.P.M.
6	Lubricación	por aceite
7	Accionada por	motor eléctrico
8	Instalación	vertical
9	Eficiencia mínima	80%
10	Profundidad de instalación	40 mts (Referencial).

5.1.3.3 Motor Eléctrico.-

1	Número de unidades	uno
2	Tensión de servicio	220 v.
3	Frecuencia	60 c/s
4	Número de fases	Tres
5	Eje	Hueco
6	Instalación	vertical

5.2.1 Cámara de Bombeo.- La caseta de bombeo donde estarán instalados el equipo de bombeo, el registrador de gasto y el equipo de desinfección será de concreto armado, con muros de albañilería de ladrillo y deberá construirse directamente sobre el pozo.

La caseta es de sección circular de 6.00 mts. de diámetro.

En el techo se dejará una abertura circular de 0.80 mts. de diámetro en la dirección del pozo tubular, para permitir la instalación de la bomba. Esta abertura estará cubierta con una tapa metálica que encajará en el rebaje correspondiente hecho en la parte superior de la abertura, en todo el perímetro.

Dentro de este recinto y sobre el eje del pozo se instalará un motor eléctrico para el accionamiento de la bomba. La energía eléctrica provendrá de la línea de alta tensión que se deriva en la Planta Térmica de Chiclayo. El tablero, de mando del motor irá dentro de la caseta.

5.3. Línea de Impulsión.- La línea de impulsión estará formada por una tubería de 8" de diámetro de fierro fundido para una presión de trabajo de 150 lbs/pul² ha sido calculada con capacidad suficiente para conducir el caudal de bombeo correspondiente a la etapa final de diseño.

Dicha tubería transportará las aguas del pozo al reservorio

5.4 Volúmen de Almacenamiento.-

Reservori - Ti o - Características - Con -
tro es.- De acuerdo a los conceptos expuestos en el capítulo de "Bases de Diseño" referente al volúmen de almacenamiento tenemos:

5.4.1.- Almacenamiento de Regulación. En la lámina N°20

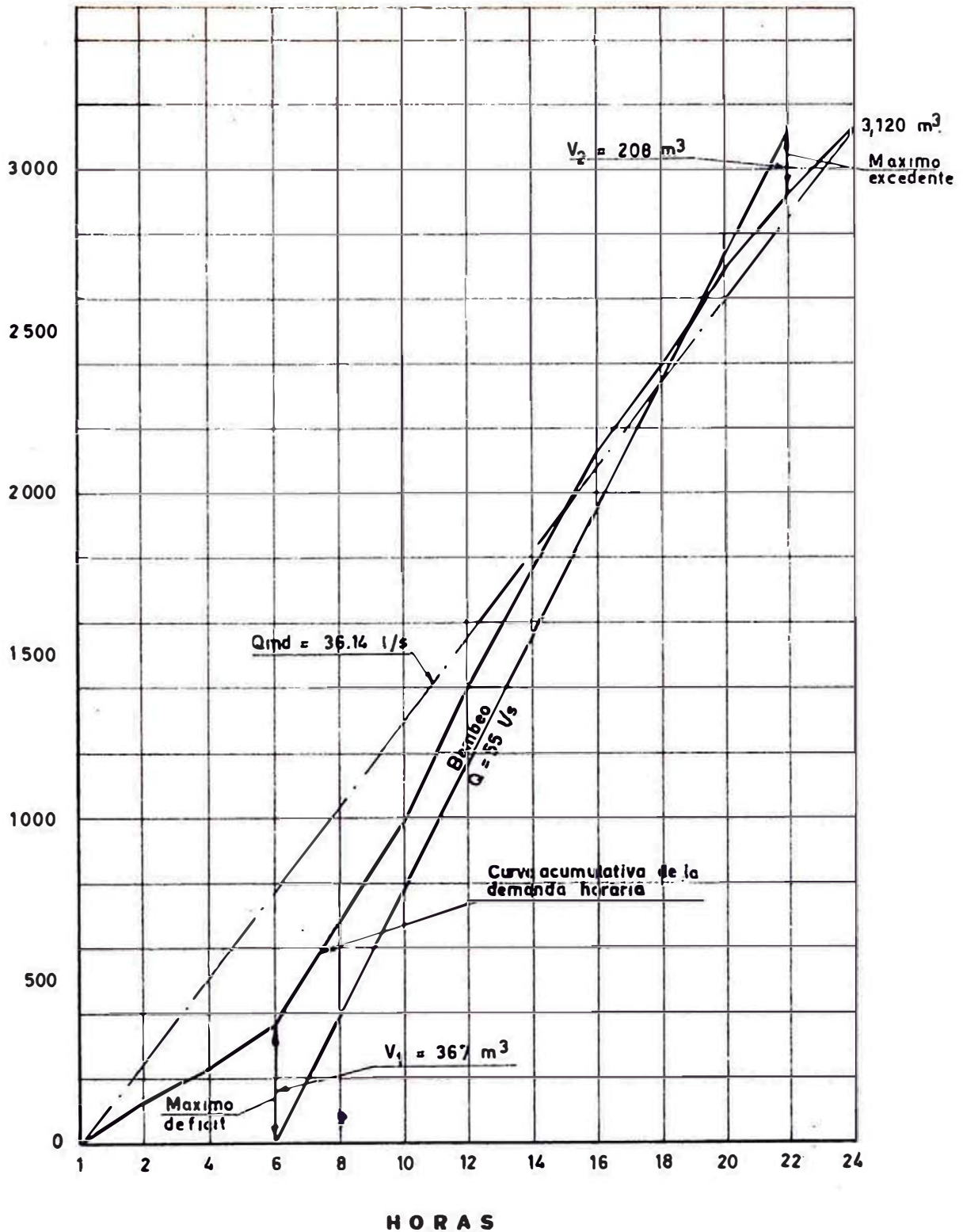
se encuentra el diagrama masa del día de máximo consumo y el diagrama correspondiente a la entrega de la Estación de Bombeo, la cual tendrá una capacidad promedio de 55 lts/seg. y trabajará durante 16 horas entre las 6 y 22 horas. Se puede observar que existen 2 valores correspondientes al máximo déficit y el máximo excedente y que coincide con el arranque y parada de la bomba respectivamente, lo cual representa que el volumen de regulación deberá ser la suma de estos dos valores máximos, ya que el primero servirá para abastecer de 0 a 6 horas y el segundo es el que corresponde a la demanda entre las 22 y 24 horas.

Así tenemos:

Volumen de Regulación.- $367 + 208 = 575$
m³ (18.4% de -
3,122 m³, que es el máx. diario).

5.4.2.- Almacenamiento de Reserva.- Considerando un almacenamiento correspondiente a 2 horas del consumo promedio diario; se tiene:

METROS CUBICOS



Vol. de regulación $V_1 + V_2 = 575 \text{ m}^3$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
PROMOCION 1962
PROYECTO DE GRADO: NORA CASTILLO
VILLA DE ETEN
VOLUMEN DE REGULACION
DIAGRAMA - MASA

Lamina N° 20

Volumen de Reserva.- $27.8 \times 3.6 \times 2 = 200$
m³ (6.4% de 3,122
m³).

Sumando los volúmenes de regulación y reserva se tiene:

$575 + 200 = 775 \text{ m}^3$ (aproximadamente el 25%
de 3,122 m³).

5.4.3.- Almacenamiento para combate de Incendio

Como ya se ha expuesto anteriormente, se ha considerado que el volumen necesario para combate de incendio será el que corresponda al abastecimiento de dos grifos de 15 lts. por segundo cada uno durante 2 horas:

Volumen de incendio. - $2 \times 15 \times 3.6 \times 2 =$
216 m³.

Luego el volumen total de almacenamiento será:

$$V_t = 575 + 200 + 216 = 991 \text{ m}^3.$$

Si se considera para el volumen de reserva y regulación un 25% del consumo del día máximo se tendrá:

$$\begin{aligned} \text{Día máximo} &= 36.14 \text{ lts/seg.} \\ \text{Volumen} &= 36.14 \times 86.4 \times 0.25 = \\ &780 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

El volumen total de almacenamiento será entonces.

$$V_t = 780 + 216 = 996 \text{ m}^3.$$

Como se puede observar, es sensiblemente igual al anterior, luego para la ciudad de Villa de Eten se ha previsto que el almacenamiento deberá ser de 1,000 m³. El reservorio a utilizarse será del tipo elevado ya que no existen elevaciones por los alrededores; se hará de concreto armado, con futa y cuba tipo INTZE, de forma cilíndrica.

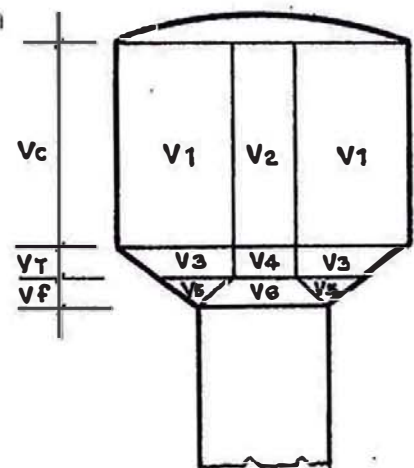
La altura de la torre, contada desde el nivel del terreno hasta el fondo de la cuba es de 21.00 mts. Las dimensiones del tanque propiamente dicho son: diámetro interior 15.60 mts. altura del fuste 5.10 mts.

La cota del fondo de la cuba es 25.50 mts. se instalará un sistema eléctrico de control de arranque y parada de la bomba, el nivel de parada coincidirá con el borde superior del agua cuya cota es 30.00 mts. el nivel de arranque estará ubicado en la cota 26.10 mts. a 0.60 mts. del borde inferior del fuste, de esta manera se mantiene un volumen remanente que corresponde aproximadamente al volumen necesario para combatir incendios.

Así mismo dispondrá de tubería de alimentación y salida separada, la primera será de 8" de diámetro y la segunda de 10" de diámetro, esta última irá protegida con su respectiva rejilla de bronce. Igualmente contará con tuberías de limpia y rebose de 8" de diámetro. Todas las tuberías correspondientes a las instalaciones hidráulicas del servicio serán de fierro fundido con uniones de brida.

5.4.4.- Verificación de la capacidad del Reservorio.-

- V_1 = Volumen cilíndrico.
- V_2 = Volumen torre de acceso.
- V_3 = Volumen tronco cónico.
- V_4 = Volumen torre de acceso.
- V_5 = Volumen irregular - (fondo Intze)
- V_6 = Volumen del segmento esférico.
- V_T = Capacidad del Reservorio.
- V_C = Volumen útil de la parte cilíndrica.
- V_{tc} = Volumen útil tronco cónico.



V_f = Volumen útil del fondo

$$V_T = V_C + V_{tc} + V_f$$

1.- Volumen cilíndrico (V)_c

$$V_C = V_1 - V_2$$

1.1 Volumen V_1

$$D = 15.60 \text{ mt.}$$

$$h = 4.50 \text{ "}$$

$$V_1 = \frac{\pi D^2}{4} h = 0.785 \times (15.60)^2 \times 4.50 = 860 \text{ m}^3$$

1.2 Volumen V_2

$$D = 1.90 \text{ mt.}$$

$$h = 4.50 \text{ "}$$

$$V_2 = \frac{\pi D^2}{4} h = 0.785 \times (1.90)^2 \times 4.50 = 13 \text{ m}^3.$$

$$V_C = 860 - 13 = 847 \text{ m}^3.$$

2.- Volumen tronco cónico V_{tc}

$$R = 7.80 \text{ mt}$$

$$r = 7.20 \text{ mt}$$

$$h = 0.60 \text{ mt}$$

$$V_{tc} = V_3 - V_4$$

$$V_3 = \frac{\pi h}{3} (R^2 + r^2 + Rr.) \frac{3.14 \cdot 0.60}{3} (7.8^2 + 7.2^2 + 7.8 \times 7.2) =$$

$$V_3 = 106 \text{ m}^3$$

$$V_4 = 0.785 (1.9)^2 \times 0.60 = 2 \text{ m}^3$$

$$V_{TC} = 106 - 2 = 104 \text{ m}^3$$

3.- Volumen de fondo (V)_f

$$V_f = V_5 - V_6$$

3.1 Volumen tronco cónico.- (V_5)

$$R = 7.20 \text{ mts.}$$

$$r = 4.05 \text{ mts.}$$

$$h = 2.10 \text{ mts.}$$

$$V_5 = \frac{3.14 \times 2.10}{3} (7.2^2 + 4.05^2 + 7.20 \times 4.05) = 215 \text{ m}^3$$

3.2 Volumen segmento esférico V_6

$$R = 7.20 \text{ mt.}$$

$$h = 2.10 \text{ mt.}$$

$$V_6 = \frac{\pi \cdot h^2}{2} (3R - h) = \frac{3.14 \times (2.1)^2}{2} (3 \times 7.20 - 2.10)$$

$$V_6 = 90 \text{ m}^3$$

$$V_f = 215 - 90 = 125 \text{ m}^3.$$

4.- Volumen total del reservorio.-

$$V_T = 847 + 104 + 125 = \underline{1,076 \text{ m}^3}$$

- - - - -

5.5 RED DE DISTRIBUCION.- Como se ha expuesto en el capítulo correspondiente a Fuentes de Abastecimiento, la ciudad de Villa de Eten será abastecida de agua por medio de un pozo profundo, perforado en las cercanías de la ciudad, de las características anotadas en el capítulo respectivo.

Cuando el abastecimiento es por bombeo, se presentan dos alternativas de alimentación al sistema de distribución:

- 1.- Bombeo directo contra la red, utilizando un reservorio del tipo flotante.
- 2.- Bombeo a un reservorio de cabecera, el cual absorbe las variaciones de consumo.

El primer caso se justifica económicamente, cuando se cuenta con un lugar apropiado para colocar un reservorio apoyado, ya que el costo de las redes matrices y de distribución son similares, si se tiene en cuenta que el cálculo hidráulico deberá ser formulado en ambas oportunidades, para el caso de que el servicio sea totalmente abastecido por el reservorio, en cualquier condición de trabajo. La economía obtenida por éste sistema compensa en gran forma el mayor costo de las instalaciones de bombeo, ya que su potencia deberá ser mayor.

En el caso de Villa de Eten, no se cuenta con lugares elevados donde colocar un reservorio apoyado, por lo tanto el sistema mas conveniente es el segundo, con lo cual se tiene menor longitud de línea de impulsión y menor altura de bombeo, ya que por las características topográficas del lugar, es posible colocar el reservorio en las inmediaciones del pozo.

5.5.1 Cálculo hidráulico de las matrices.- El sistema planteado considera una sola área de servicio, habiéndose calculado un sistema de matrices dividido en 4 circuitos, que cubren toda el área por servir al final de las etapas de diseño.

El cómputo hidráulico se ha efectuado empleando el sistema de Hardy Cross simplificado, habiéndose tenido en consideración el normal funcionamiento del sistema en los siguientes casos:

- A) Demanda de Incendio mas el consumo correspondiente al gasto promedio diario anual.

$$Q = 30.00 + 27.80 = 57.80 \text{ lt/seg.}$$

Se ha considerado que el consumo que se suma a la demanda de incendio, es el correspondiente al gasto promedio diario anual con el objeto de no encarecer el sistema, además de la circunstancia de que por tratarse de una ciudad pequeña, puede limitarse el consumo de agua para atender a una emergencia de éste tipo.

Por razón de que el sistema de matrices es simétrico con respecto a la entrada del agua y al área de servicio, el cómputo hidráulico para éste caso se ha realizado con respecto a la sección Norte del sistema, por ser ésta la más desfavorable ya que se encuentra a un nivel superior.

Cuando se produce el siniestro, es necesario conducir el agua hacia el punto de combate, concentrándose todo el flujo hacia un solo sitio, lo que determina que el dimensionamiento de la red deberá hacerse para éste caso, pues es el que determinará la capacidad máxima necesaria de las tuberías matrices; de la misma manera se puede demostrar que en éste caso se producen las mayores pérdidas de carga, por lo que ésta situación servirá para encontrar la mínima altura a que deberá construirse el reservorio.

La tubería considerada corresponde a un coeficiente $C=140$, y el esquema de la red ha sido dimensionado para los casos de que la salida de incendio sea al extremo Nor-Oeste o al Nor-Este de la población, de tal manera que la velocidad de flujo no sea mayor de 2 metros por segundo, por lo tanto los diámetros utilizados en el cómputo hidráulico son una composición de los mayores diámetros encontrados para cada tramo en uno de los dos casos.

La red resultante se compone de tuberías de diámetro de 8", 6" y 4", distribuída de la siguiente manera:

- Ø 8" : a lo largo de la calle Unión y Progreso.
- Ø 6" : a lo largo de la calle Diego Ferré, y en las calles Lima, Manuel Bonilla y Delicias - Suspiros entre las calles Diego Ferré y Unión y Progreso.

No se ha mencionado los tramos comprendidos entre las mismas calles, y que se han previsto en la zona de expansión, por ser éstas de instalación en etapas posteriores.

- Ø 4" : red de relleno general.

CUADRO N° . 11

DETERMINACION DE LA ALTURA DEL RESERVORIO
SALIDA DE INCENDIO POR EL EXTREMO NOR - OESTE

PUNTO	COTA TERRENO	DIF. COTAS	Hf	CARGA
H - I	5.14 - 5.42	- 0.28	2.45	14.00 - 16.17
I - J	5.42 - 4.67	+ 0.75	0.44	16.17 - 17.36
J - A	4.67 - 4.35	+ 0.32	1.15	16.17 - 18.83
A - Rs.	4.35 - 4.70	- 0.35	1.96	18.83 - 20.44
H - G	5.14 - 4.00	+ 1.14	1.57	14.00 - 16.71
G - J	4.00 - 4.67	- 0.67	1.36	16.71 - 17.40
J - A	4.67 - 4.35	+ 0.32	1.15	17.40 - 18.87
A - Rs.	4.35 - 4.7--	- 0.35	1.96	18.87 - 20.48
H - G	5.14 - 4.00	+ 1.14	1.57	14.00 - 16.71
G - F	4.00 - 3.65	+ 0.35	0.42	16.71 - 17.48
G - A	3.65 - 4.35	- 0.70	2.01	17.48 - 18.79
A - Rs.	4.35 - 4.70	- 0.35	1.96	18.79 - 20.40

Altura máxima del Reservoirio para éste caso = 20.48 mts.

SALIDA DE INCENDIO POR EXTREMO NOR-OESTE

$$Q = Q_{\text{Prot}} I = 27.80 + 30 = 57.8 \text{ l/s}$$

TRAMO	LONG. mt	∅ pulg.	Q l/s	S ‰	h mt	V m/s
I J	243	8"	- 19.63	1.80	- 0.64	0.60
J G	420	6"	+ 12.57	3.23	+ 1.36	0.68
G H	270	6"	+ 17.21	5.83	+ 1.57	0.95
H I	422	6"	- 17.18	5.81	- 2.45	0.94

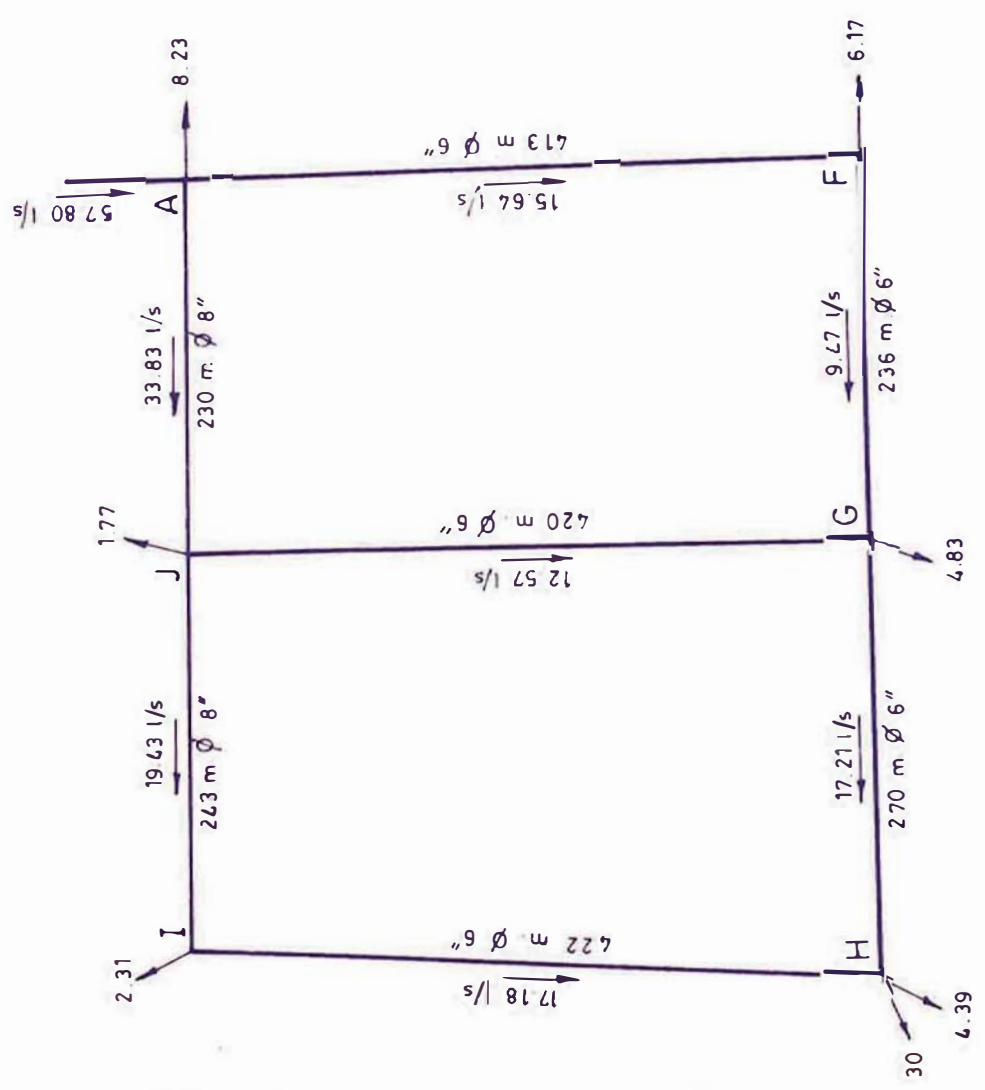
$$Q_p = 16.61 + 0.64 = 5.82$$

$$A = \frac{+ 0.04 \times 16.61}{1.85 \times 5.82} = 0.06$$

A J	230	8	- 33.83	4.97	- 1.15	1.05
A F	413	6	+ 15.64	4.88	+ 2.01	0.85
F G	236	6	+ 9.47	1.79	+ 0.42	0.52
G J	420	6	- 12.57	3.23	- 1.36	0.68

$$Q = 17.88 - 0.08 = 4.94$$

$$A = \frac{- 0.08 \times 17.88}{1.85 \times 4.94} = 0.16$$



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
 PROMOCION 1962
 PROYECTO DE GRADO NORA CASTILLO A
 VILLA DE ETEN
CALCULO DE LA RED
METODO DE HARDY-CROSS

Lamina N° 25

CUADRO N° 12

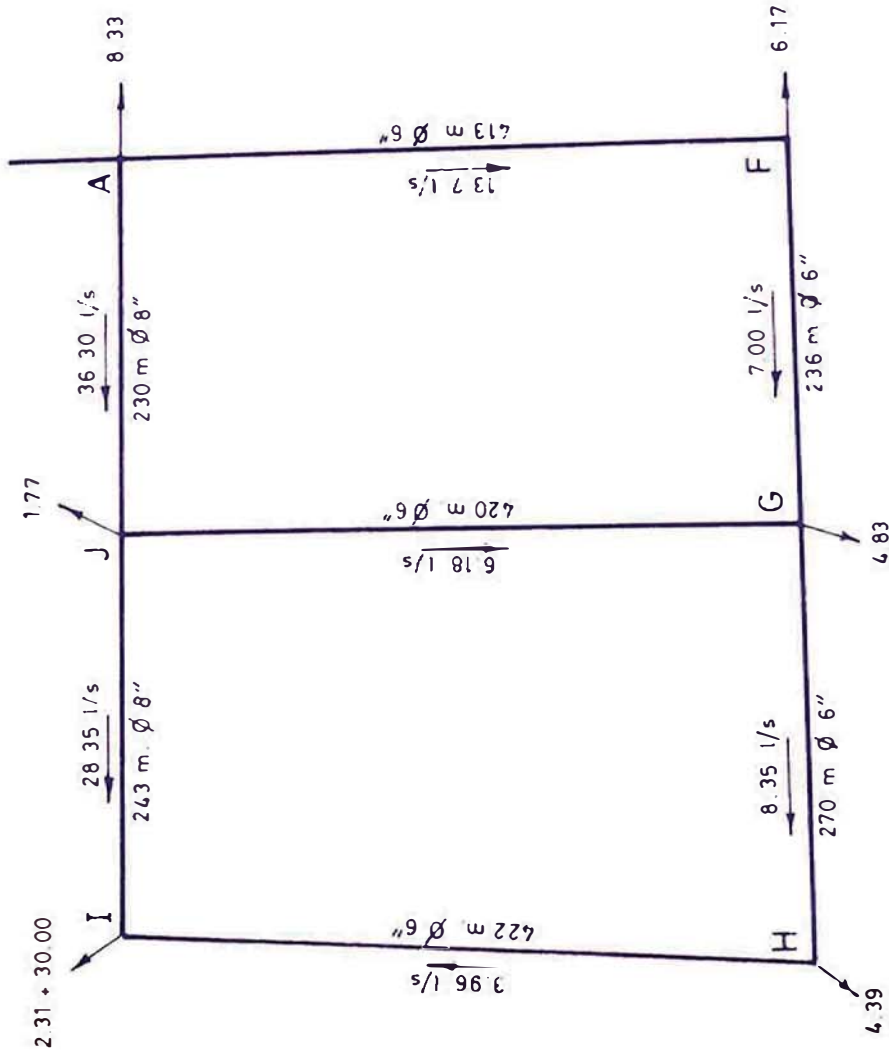
DETERMINACION DE LA ALTURA DEL RESERVORIO
SALIDA DE INCENDIO POR EXTREMO NOR. - ESTE

PUNTO	COTA TERRENO	DIF: COTAS	Hf	CARGA
I - J	5.42 - 4.67	+ 0.75	0.87	14.00 - 15.62
J - A	4.67 - 4.35	+ 0.32	1.31	15.62 - 17.25
A - Rs.	4.35 - 4.70	- 0.35	1.96	17.25 - <u>18.86</u>
I - H	5.42 - 5.14	+ 0.28	0.16	14.00 - 14.44
H - G	5.14 - 4.00	+ 1.14	0.41	14.44 - 15.99
G - J	4.00 - 4.67	- 0.67	0.36	15.99 - 15.62
J - A	4.67 - 4.35	+ 0.32	1.31	15.68 - 17.31
A - Rs.	4.35 - 4.70	- 0.35	1.96	17.31 - 18.92
I - H	5.42 - 5.14	+ 0.28	0.16	14.00 - 14.44
H - G	5.14 - 4.00	+ 1.14	0.41	14.44 - 15.99
G - F	4.00 - 3.65	+ 0.35	0.26	15.99 - 16.60
F - A	3.65 - 4.35	- 0.70	1.45	16.60 - 17.35
A - Rs.	4.35 - 4.70	- 0.35	1.96	17.35 - 18.96

Altura máxima del Reservoirio para éste caso = 18.96 mt.

SALIDA DE INCENDIO POR EXTREMO NOR - ESTE

$$Q = 27.80 + 30.00 = 57.80 \text{ l/s}$$



TRAMO	LONG mt	∅ pulg	Q l/s	S ‰	h mt	V m/s
I J	243	8	- 28.35	3.57	- 0.87	0.87
J G	420	6	+ 6.18	0.85	+ 0.36	0.36
G H	270	6	+ 8.35	1.51	+ 0.41	0.45
H I	422	6	+ 3.96	0.39	+ 0.16	0.22

$$C' = 117; \quad + 0.06$$

$$1.80$$

$$A = \frac{+ 0.06 \times 1171}{1.95 \times 1.80} = - 0.21$$

A J	230	8	- 36.30	5.59	- 1.31	1.12
A F	413	6	+ 13.17	3.50	+ 1.45	0.72
F G	236	6	+ 7.00	1.10	+ 0.26	0.38
G J	420	6	- 6.18	0.85	- 0.36	0.34

$$Q' = 15.66 \quad + 0.04$$

$$3.38$$

$$A = \frac{+ 0.04 \times 15.66}{1.85 \times 3.38} = - 0.10$$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
 PROMOCION 1962
 PROYECTO DE GRADO : NORA CASTILLO A
 VILLA DE ETEN
CALCULO DE LA RED
METODO DE HARDY-CROSS

CUADRO N° 13

PRESIONES DE TRABAJO PARA EL CONSUMO MAXIMO HORARIO

PUNTO	COTA TERRENO	DIF. COTAS	H _f	CARGA
R - A	4.70 - 4.35	+ 0.35	1.96	21.00 - 19.39
A - B	4.35 - 4.00	+ 0.35	0.42	19.39 - 19.32
B - C	4.00 - 3.50	+ 0.50	0.10	19.32 - 19.72
C - D	3.50 - 3.00	+ 0.50	0.45	19.72 - 19.77
A - B	4.35 - 4.00	+ 0.35	0.42	19.39 - 19.32
B - E	4.00 - 3.35	+ 0.65	0.73	19.32 - 19.24
E - D	3.35 - 3.00	+ 0.35	0.00	19.24 - 19.59
A - F	4.35 - 3.65	+ 0.70	1.09	19.39 - 19.00
F - E	3.65 - 3.35	+ 0.30	0.01	19.00 - 19.29
E - D	3.35 - 3.00	+ 0.35	0.00	19.29 - 19.64
A - J	4.35 - 4.67	- 0.32	0.55	19.39 - 18.52
J - I	4.67 - 5.42	- 0.75	0.16	18.52 - 17.61
I - H	5.42 - 5.14	+ 0.28	0.47	17.61 - 17.42
A - J	4.35 - 4.67	- 0.32	0.55	19.39 - 18.52
J - G	4.67 - 4.00	+ 0.67	0.57	18.52 - 18.62
G - H	4.00 - 5.14	- 1.14	0.02	18.62 - 17.46
A - F	4.35 - 3.65	+ 0.70	1.09	19.39 - 19.00
F - G	3.65 - 4.00	- 0.35	0.07	19.00 - 18.58
G - H	4.00 - 5.14	- 1.14	0.02	18.58 - 17.42

CONSUMO MAXIMO HORARIO

Q = 55.60 l/s

TRAMO	LONG mt.	Ø pulg	Q l/s	S ‰	h mt.	V m/s
I J	243	8"	-11.69	0.67	-0.16	0.35
J G	420	6"	+7.88	1.36	+0.57	0.40
G H	270	6"	+1.70	0.09	+0.02	0.10
H I	422	6"	-7.07	1.12	-0.47	0.39

$$Q' = 7.09$$

$$AQ = \frac{-0.04 \times 7.09}{1.85 \times 1.22} = +0.13$$

A J	230	8"	-23.01	2.40	-0.55	0.71
A F	413	6"	+11.29	2.63	+1.09	0.61
F G	236	6"	+3.59	0.30	+0.07	0.19
G J	420	6"	-7.88	1.36	-0.57	0.40

$$Q' = 11.44 + 0.04 = 11.48$$

$$AQ = \frac{+0.04 \times 11.44}{1.85 \times 2.28} = -0.11$$

A B	240	8"	+19.14	1.73	+0.42	0.60
B E	455	6"	+7.19	1.16	+0.73	0.39
E F	195	6"	-1.39	0.07	-0.01	0.08
F A	413	6"	-11.29	2.63	-1.09	0.61

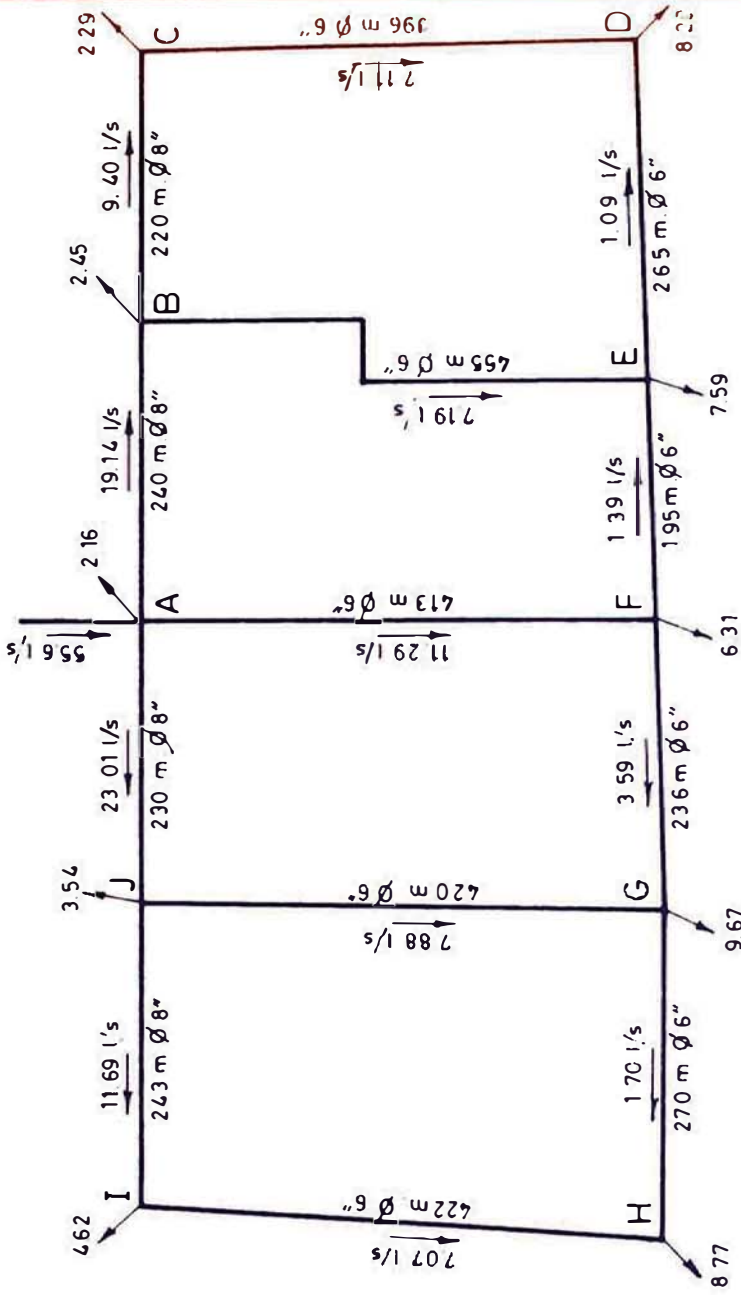
$$Q' = 9.75 + 0.05 = 9.80$$

$$AQ = \frac{+0.05 \times 9.75}{1.85 \times 2.25} = -0.12$$

B C	220	8"	+9.40	0.44	+0.10	0.29
C D	396	6"	+7.11	1.15	+0.45	0.38
D E	265	6"	-1.09	0.02	-0.00	0.06
E B	455	6"	-7.19	1.16	-0.73	0.39

$$Q' = 6.20$$

$$AQ = \frac{-0.08 \times 6.20}{1.85 \times 1.38} = +0.20$$



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA
 PROMOCION 1962
 PROYECTO DE GRADO ENORA CASTILLO
 VILLA DE ETEN
 CALCULO DE LA RED
 METODO DE HARDY-CROSS
 Laminas N° 27

Se ha proyectado la instalación de grifos contra incendio, de tal manera que se pueda combatir siniestros con el auxilio de dos grifos en cualquier punto de la ciudad, teniendo en cuenta que las mangueras sean de 150 metros de longitud. Estos grifos serán del tipo enterrado con una boquilla de 2 1/2", en su base llevarán codo con terminal de campana para conexión a tubería de 4". Se ha proyectado también la colocación de válvulas, para aislar en caso de reparación, un circuito no mayor de 300 metros; éstas válvulas serán del tipo de compuerta con acoplamiento especial para tubería de asbesto-cemento tipo "Masza", y estarán protegidas con cajas de albañilería de ladrillo, con su respectiva tapa de fierro fundido.

- Altura del Reservorio. - Tal como se puede apreciar en las hojas de cálculo respectivas, el caso mas desfavorable corresponde al instante en que el incendio se produce en el lado Nor-Oeste de la población.

- Línea del Reservorio a la ciudad (Punto A):

$$\begin{aligned} Q &= 57.80 \text{ lt/seg.} \\ L &= 420 \text{ mts.} \\ \gamma &= .10'' \\ S &= 4.5 \% \\ v &= 1.15 \text{ mt/seg.} \\ H_f &= 1.96 \text{ metros.} \end{aligned}$$

- Pérdida de carga entre A y B:

$$1.15 + 1.36 + 1.57 = \underline{4.08 \text{ metros.}}$$

- Diferencia de cotas entre el Reservorio y el punto B:

$$4.70 - 5.14 = \underline{0.44 \text{ metros.}}$$

- Presión mínima de salida en el punto B:

$$\underline{14.00 \text{ metros}}$$

- Altura mínima necesaria del Reservorio:

$$1.96 + 4.08 + 0.44 + 14.00 = \underline{30.48 \text{ m.}}$$

Se tomará como altura del Reservorio, 21.00 m.

B) Demanda correspondiente al gasto máximo horario

$$Q = 55.60 \text{ litros por segundo.}$$

El cómputo hidráulico para éste caso se hace con el objeto de chequear el funcionamiento de la red para éstas condiciones, tomando en consideración que ha sido dimensionada para el caso de incendio.

Las presiones que se presentarán en la red para éstas condiciones de funcionamiento, varían entre 17.42 mts. para el punto H, hasta 19.77 mts. en el punto D.

Las velocidades de flujo, fluctúan entre 0.06 y 0.71 mts/seg., siendo en la mayoría de los casos menores de 0.40 mts/seg.

CONCLUSIONES:

Como se puede observar, en cada uno de los cálculos realizados, en ningún caso exceden a los límites permitidos, tanto en presiones máximas como mínimas.

En cuanto a las velocidades, la máxima se presenta en el primer caso y es de 1.05 mts/seg., que está dentro de los valores aceptados, en cambio para los momentos de demanda doméstica, las velocidades de flujo se presentan muy bajas en casi todos los tramos; para subsanar esta deficiencia, ya que no es posible utilizar diámetros menores, se recomienda abrir periódicamente los grifos instalados, siendo conveniente efectuar ésta operación para cada par de grifos contiguos, hasta cubrir toda el área servida.

5.5.2 Medrado de la red. - El medrado de la red a instalarse en la primera etapa de obras es como sigue:

-	Tubería de A-C tipo "Mazza" clase 105	Ø 10"	420ml.
-	" " " " " " " "	8"	650 "
-	" " " " " " " "	6"	2,600 "
-	" " " " " " " "	4"	6,900 "
-	Grifos contra incendio tipo Flor de Tierra		16

- Válvulas de compuerta de Ø 10"	1	
- " " " " " 8"	2	
- " " " " " 6"	22	
- " " " " " 4"	63	
- Cruces de Fo.Fdo. tipo Mazza de 10" x 4"	1	
- " " " " " " 10" x 8"	1	
- " " " " " " 8" x 6"	2	
- " " " " " " 8" x 4"	5	
- " " " " " " 6" x 6"	3	
- " " " " " " 6" x 4"	19	
- " " " " " " 4" x 4"	18	
- Tees de Fo. fdo. tipo Mazza de 8" x 4"	2	
- " " " " " " 6" x 6"	2	
- " " " " " " 6" x 4"	7	
- " " " " " " 4" x 4"	18	
- Reducciones de Fo. Fdo. tipo Mazza de 10" x 6"	1	
- " " " " " " 6" x 4"	2	
- Tapones para tubería tipo Mazza de 8"	2	
- " " " " " " 6"	8	
- " " " " " " 4"	18	

- - - - -

5.6 POTABILIZACION DEL AGUA CRUDA - PROCESO RECOMENDADO.-

El Proceso recomendable en este caso, es el de cloración. El agua será clorinada a la salida de la bomba. El equipo clorinador deberá instalarse en la Caseta de Bombeo - correspondiente al pozo. La desinfección del cloro corresponde al caudal total de diseño, 55 l.p.s. El equipo clorinador estará integrado por un clorinador de solución de funcionamiento automático de control manual con capacidad 4 - 15 libras en 24 horas, y deberá tener un comparador colorimétrico para determinación del cloro residual. La inyección se hará mediante bomba especial a la línea de impulsión. El gasto de cloro en los depósitos se apreciará mediante balanza de plataforma.

- - - - -

6.- ESPECIFICACIONES TECNICAS:

6.1 Pozos. Las especificaciones técnicas que a continuación se indican servirán para la perforación del pozo tubular para la ciudad de Villa de Etén en la zona denominada Pampas de Peque.

6.1.1 Perforación. La profundidad a que deberá ejecutarse el pozo tubular será de 60 mts., con lo que se conseguirá aproximadamente rendimiento de 55 - litros.

Se recomienda ejecutar la perforación empleando equipo perforador del sistema de percusión. En caso de no disponerse de éste se podría utilizar el equipo perforador de sistema mixto.

Durante la perforación se exigirán pruebas parciales de verticalidad.

La elección del diámetro del forro que haga el perforista, nunca será menor que los indicados en la Tabla N°. 1.

6.1.2 Obtención de Muestras de Registros.-- Durante la perforación se obtendrán muestras de los diferentes estratos atravezados, anotándose simultáneamente las cotas correspondientes a las caras superiores e inferiores de éstos.

Se tendrá cuidado especial en la obtención de muestras de agua para los distintos estratos permeables que se atraviesen, analizando su grado de salinidad y características químicas.

Los análisis de las muestras de agua se harán en cada estrato permeable que atraviere, para evitar de esta manera posibles contaminaciones de estratos inferiores al proseguir la perforación sin sellar el estrato contaminado.

No se permitirá utilizar estratos salinos con más de 300 ppm. de sales disueltas. Se guardarán debidamente clasificadas las muestras extraídas de los diferentes estratos perforados debiendo tener cada muestra un volumen mínimo de un decímetro cúbico.

Se dibujarán los registros de control de muestras en gráficos apropiados.

El Contratista entregará un reporte del avance del trabajo en el cual indicará la naturaleza y posición de los distintos estratos concentrados, así como los niveles y análisis de las aguas halladas en los diferentes estratos permeables durante la perforación del pozo.

La toma de muestras de agua para los análisis se hará de la siguiente manera:

Si se está empleando la maquinaria de rotación, se tomarán muestras de agua contenida en las distintas capas permeables atravesadas. Si se está empleando maquinaria de percusión se extraerá el agua contenida en los estratos por intermedio de la cuchara.

Se hará un plano del corte estratigráfico del pozo perforado, anotando las cotas de los diferentes estratos atravesados y calidad de los acuíferos encontrados.

6.1.3 Forro y rejillas para los pozos tubulares. - Los forros serán construídos en planchas de fierro acerado de 1/4" a 3/16" de espesor, roladas y soldadas; o también mediante tubos de acero. El tubo de perforación irá disminuyendo en su diámetro a medida que la profundidad aumente y siempre que el rechazo a la penetración así lo exija.

El contratista llevará un registro exacto de los tubos que forman el forro, anotando el número de tubos utilizados, los diámetros, profundidad en metros etc.

El diámetro del forro tendrá dos pulgadas más que el de los impulsores de la bomba por instalar, pudiendo llegar en un caso especial a disminuir esta diferencia, hasta una pulgada como mínimo.

La Tabla N°. 1 indica los diámetros del forro, recomendables para diferentes rendimientos.

TABLA N°. 1

PRODUCCIONES Y DIAMETRO DE TUBOS DE INVESTIMIENTO
 DATOS SACADOS DEL MANUAL DE DISEÑO DE POZOS PARA
 AGUA DE JOE - L . MOGG

Caudal gpm	Rendimiento		Diámetro	Diámetro Pulgadas	Diámetro Milímetros
	del Pozo	l.p.s			
Menos de 100	Menos de	6	Interno	6"	150
75 - 175	6 -	11	Interno	8"	200
150 - 400	10 -	25	Interno	10"	250
350 - 650	22 -	42	Interno	12"	300
600 - 900	40 -	60	Externo	14"	350
850 - 1300	55 -	82	Externo	16"	400
1200 - 1800	80 -	120	Externo	20"	500
1600 - 3000	115 -	200	Externo	24"	600
Mas de 3000	Mas de	200	Externo	30"	750

5.1.4 Diseño de la Rejilla.- Las rejillas serán necesarias sólo en casos de encontrar durante la perforación estratos permeables de granulometría muy fina.

La rejilla se diseñará para que retenga la misma calidad de material que se haya retenido en el tamiz elegido en el análisis granulométrico de las muestras del estrato permeables. El Ingeniero Inspector tendrá especial cuidado que se elija el tamiz que retenga el 60% del material analizado. Las rejillas serán especiales o hechas de tubería, con secciones ranuradas. Las aberturas serán de medio centímetro de ancho y veinte centímetros de largo. Las ranuras se recubrirán exteriormente con alambre galvanizado de 1/8", la separación del alambre será de acuerdo al número de tamiz elegido. El área de perforación no será mayor del 30% del área total del tubo perforado para no debilitarlo. Las rejillas constituyen uno de los elementos mas importantes en la perforación del pozo. La selección e instalación de la rejilla determina en gran parte la eficiencia del pozo terminado; además detiene la formación del pozo e impide el derrumbe.

El Ingeniero Inspector verá que se diseñen las rejillas de acuerdo con el tamaño de la arena de los acuíferos.

Si las arenas son muy finas haciendo imposible el diseño de las rejillas, se emplearán tratamientos artificiales de grava o las rejillas Johnson -- que son rejillas especiales, diseñadas para cualquier tamaño de arena. Vienen en largos de 10 pies pero se pueden acoplar para cualquier longitud de estratos permeables.

Es necesario la utilización de las rejillas Johnson en las zonas donde se producen hundimientos y arenamientos en los pozos. La rejilla se diseñará con número del tamíz que retenga el 50% al 40% del material del estrato permeable analizado; y la calidad del tamíz se encogerá de la Tabla N°. III, de acuerdo a la resistencia necesaria a las aguas corrosivas.

Los factores dados se multiplicarán por 0.31 y ésto nos dará el caudal que puede pasar a través de la rejilla, expresado en galones por minuto, por pié de rejilla.

La ranura N°. 60 indica que el tamíz elegido fué el número 60 (con 40% a 50% material retenido) y de 0.060 pulgadas de abertura.

Si se encuentran dos estratos permeables juntos, de diferentes granulometrías, estando el de menor granulometría encima del de mayor granulometría, la longitud de la rejilla diseñada para el estrato de menor granulometría pasará cuando menos dos pies dentro del estrato de mayor granulometría, como medida de seguridad. El número de perforaciones en el forro del pozo se harán de acuerdo a la siguiente fórmula para evitar el arenamiento. Si la granulometría del material encontrado es fina:

Número de perforaciones mínimas necesarias.
$$N = \frac{Q}{A \times U \times V}$$

Siendo:

- N Número de perforaciones a ejecutar.
- Q El gasto que se requiere obtener del pozo m³/seg.

Ve Velocidad efectiva de remoción de la arena m/s
 A Sección de una perforación diseñada en m².

U Coeficiente por el que hay que multiplicar la sección geométrica A para obtener la sección real de entrada que ofrecen los poros del terreno que están en contacto con perforación hecha en el tubo de forro; para el caso de arena $d = 0.3$.

En el caso de encontrar estratos con gravas o arenas de gran diámetro o diámetros mayores que las perforaciones a ejecutarse sobre el forro del pozo no será necesario emplear la fórmula anteriormente mencionada ya que no se producirá de ninguna manera el ingreso de arena al pozo, no será necesario además ningún otro sistema de rejilla interior.

En caso de encontrar durante la perforación acuíferos permeables de mala calidad, se procederá a sellar el estrato mediante la operación de cimentación, la que se hará sin interrupciones, debiéndose preveer las posibles pérdidas de cemento por infiltración de grietas, la que puede llegar a ser cinco veces el volumen teórico.

El material que se empleará para el sellado será de preferencia cemento aluminoso de fundición o cemento especial resistente a los sulfatos o super cementos. Después de 48 horas de terminada la cimentación se procederá a probar si las napas salobres están debidamente aisladas en relación con el interior del pozo. Para ello se elevará la presión interior del tubo a 200 lbs/pulg. ². Si la presión observada en el manómetro permanece constante un tiempo mínimo de 10 minutos el aislamiento es correcto.

Si la presión baja, es prueba de que hay fugas en la tubería cementada en cuyo caso se procederá a cementarla inyectándole cemento a presión en sus proximidades.

Las operaciones de continuación de la perforación se hará 72 horas después del sellado del pozo. Se perforará el relleno de cemento que se dejó en el interior del tubo del forro y se continuará la perforación a través de los acuíferos dulces, con un diámetro igual al del forro exterior para la habilitación del pozo.

6.1.5 Prueba de Verticalidad.- La prueba de verticalidad del pozo se efectuará en presencia del Ingeniero Inspector.

Uno de los índices de que el pozo se está desviando es cuando las herramientas empiezan a trabarse en el fondo del pozo, si el Ingeniero Inspector lo cree conveniente hará una prueba de verticalidad.

La tolerancia en la falta de verticalidad del eje del pozo no podrá ser mayor que la que permita la entrada normalmente vertical del eje y tazones de la bomba hasta el nivel previsto dentro de la napa a que debe ir la canastilla para obtener el gasto deseado.

6.1.6 Desarrollo de los Pozos.- El trabajo de desarrollo es muy importante en la terminación de un pozo, por que al desarrollar el pozo hace que las partículas más finas se precipiten al fondo del pozo, las que son recogidas luego con la cuchara mejorando de esta manera la uniformidad de variación del tamaño de la arena y grava alrededor de la rejilla formando un filtro natural de grava.

El tipo de las aberturas y el espacio entre aberturas, afectan el grado de desarrollo que se pueda obtener.

El desarrollo del pozo se puede hacer por diferentes métodos que se indican a continuación:

- a) Se desarrollarán los pozos por el empleo de pistones de tipos sólido o succionador y el pistón de aberturas con válvula.

El segundo se recomienda más porque produce acción mas suave que el primero, debiéndose empezar la operación despacio y luego aumentando progresivamente la fuerza de operación a medida que progresa el desarrollo. Deberá ponerse suficiente peso al pistón durante el desarrollo del pozo, de manera que baje aproximadamente a la misma velocidad que lo hace subir el mecanismo de la máquina. No se usarán las tijeras con estos pistones.

El pistón se bajará dentro del pozo hasta que esté sumergido, pero sobre la parte superior de la rejilla unos cuantos pies por encima de ésta, para evitar daños a los empaques de plomo. Se empezará trabajando lentamente, aumentando la velocidad gradualmente hasta que el pistón baje sin que se afloje el cable. La impulsión no debe ser mas fuerte que la succión para lo cual se tendrá una válvula de retención en el pistón. El pistón se moverá en un recorrido relativamente largo.

Si se emplea maquinaria a percusión, se colocará el brazo excentrico en su paso más amplio.

Si se emplea equipo de rotación, se levantará el pistón 3 o 4 pies antes de dejarlo caer y se controlará el movimiento mediante el uso de freno de cabrestante y el embrague, cuando se emplee la línea del achicador ó se haga uso del cabrestante de cuerda.

Se continuará la operación por varios minutos, luego se sacará el pistón del pozo e introducirá el achicador ó bomba de arena dentro de la rejilla; cuando el achicador descansa sobre la arena, se medirá sobre el cable la nueva profundidad del pozo.

Se sacará la arena hasta dejar el pozo en su profundidad primitiva. Sáquese nuevamente y repítase la operación hasta que no salga casi nada de arena del pozo.

El período de operación aumentará a medida que disminuya la cantidad de arena del pozo. Este período puede variar de 2 horas para pozos pequeños, hasta dos o tres días para pozos grandes, con rejillas largas.

Si la arena del estrato permeable es muy fina lo cual hace difícil el diseño de la rejilla, se puede recurrir durante la operación de desarrollo al empleo de grava seleccionada vertiéndola en el espacio anular entre los dos forros.

La grava a usarse deberá ser seleccionada de modo que la arena de la napa acuifera no penetre dentro de los vacíos de ella haciéndola impermeable. La grava deberá tener graduación conveniente, determinada por la abertura de la rejilla y la granulometría del material filtrante.

- b) Empleo de aire comprimido se hará por pozo abierto siendo adecuado el compresor corriente de 210 pies cúbicos por minuto. Debe emplearse una presión de por lo menos 100 libras/pulg².

El compresor bombeará agua por acción neumática, a una razón de acuerdo con el grado de inmersión y los diámetros de los tubos usados.

Se tendrá especial cuidado de que el tubo de aire quede sumergido por lo menos 60% dentro de la columna de agua del pozo. No es recomendable el método de pozo cerrado para aire comprimido, por que sería forzar el agua hacia arriba por fuera del tubo cuando suba la presión dentro de él. - Esto afloja el tubo y puede dañar el pozo al introducirse arcilla en la formación permeable.

- c) Por el método de retrolavado, que consiste en levantar una columna de agua hasta la superficie bombeando y luego dejándola caer alternativamente al pozo por la columna de bombeo. Para ello puede usarse dispositivos neumáticos o también bombas de turbina para pozo profundo, sin válvula de pie. La bomba se arranca pero tan pronto como el agua alcanza la superficie se para. El agua descenderá al pozo por la columna de bombeo produciendo en el interior del pozo un flujo hacia dentro y hacia fuera.

6.1.7 Tratamientos artificiales con grava.- En los pozos que no contienen material grueso dentro de su manto acuífero de arena como para permitir su desarrollo y formación de un filtro natural de grava alrededor de la rejilla, se procederá a la introducción del material grueso artificialmente

El Ingeniero Inspector cuidará que se introduzca, durante las pruebas de desarrollo, el material grueso necesario alrededor de la rejilla. El uso de la grava facilitará el uso de una rejilla con ranuras más grandes que las que exigiría el material que compone el acuífero.

Se deberá hacer una correcta elección del tamaño de las aberturas de la rejilla y la graduación de la grava, que debe ir de acuerdo con la graduación de la arena del estrato permeable para que esta arena no llene los intersticios del filtro artificial de grava.

El empleo de grava muy gruesa causa molestias. Para arena fina la grava a emplear será de 1/8" de diámetro como tamaño máximo, la de 1/4" de diámetro como tamaño máximo puede usarse para filtro en formación de arena media.

El método consiste en tirar el material grueso alrededor de la rejilla al ser ésta instalada por el método de extracción de material del fondo, de manera que la grava fina o arena ordinaria que se agrega va descendiendo de la rejilla a medida que ésta se hunde en la formación. El trabajo de desarrollo del pozo es parte esencial de la operación.

Otro método es la perforación de un hueco más amplio y la misma profundidad del pozo, la instalación de una rejilla de diámetro menor con el tubo centrado cuidadosamente en el hueco y luego llenar el espacio anular alrededor de la rejilla con arena gruesa de granulometría adecuada o grava fina. Para la colocación de la grava se coloca también un tubo exterior provisional, ésta se retira a medida que se introduce la grava en el hueco perforado por el método rotatorio. En el caso de que no se use tubo exterior se empleará barro para impedir derrumbes del pozo: en cualquiera de los casos el tubo se llenará con grava hasta una distancia considerable, sobre la parte superior de la rejilla.

El espesor de la grava alrededor de la rejilla será de unas cuantas pulgadas.

- 6.1.8 Pruebas de producción y abatimiento.- Las pruebas de producción y abatimiento del pozo se hacen para determinar la capacidad del pozo y otras características hidráulicas y obtener así información para escoger adecuadamente el equipo de bombeo permanente a usarse.

El Ingeniero Inspector verificará que se mida el volumen de agua bombeada, la profundidad del nivel estático del agua antes de comenzar el bombeo, la profundidad del nivel de bombeo a uno o más regímenes de bombeo y sus respectivos gastos.

- 6.1.9 Medidas del Regimen de Bombeo.-

a) La manera más simple de medir el volumen de agua bombeada es recoger dicho volumen en un recipiente de capacidad conocida de antemano. Este tanque tendrá tal capacidad que permita recibir por lo menos el caudal producido en dos minutos.

- b) Se puede emplear también un medidor de orificio circular. Es el dispositivo usado mas comunmente para medir regimenes de bombeo; dá muy buenos resultados cuando se quiere medir las descargas de bombas centrífugas o de bombas de pozos profundos es muy compacto y fácil de instalar. El dispositivo consiste en un tubo de descarga de 6 pies de largo como mínimo con un orificio circular al borde del tubo, afilado en su radio interior. Este orificio es de $1/2$ o $3/4$ del diámetro del tubo.

La superficie interior del tubo deberá estar pulida y libre de obstrucciones. A una distancia de dos pies del orificio se perforará un agujero para permitir conectar el tubo a los instrumentos para medir la carga o la presión del caudal bombeado. El orificio deberá estar en un plano vertical y centrado en un tubo de descarga.

En el cuadro N°. 49 que se dá a continuación se usará para comprobar los diferentes gastos en caso de que use este método.

- c) Un vertedero triangular biselado es otro dispositivo para medir caudales o un vertedero rectangular, con sus reglas graduadas para medir los gastos directamente.
- d) Se puede usar el método del tubo Pitot, pero éste se hará un poco lejos de la tubería de salida para no tener grandes variaciones en las presiones, lo que dificultaría la medición.
- e) Otro método que podrá emplearse será el de la regla graduada para medición de la parábola de la vena de agua en la descarga de un tubo horizontal que trabaje a tubo lleno. Para este caso se utilizará el Cuadro N°. 50.

6.1.10 Medición de Niveles. - Para esta determinación se podrá usar:

- a) Sonda eléctrica, que es el más usado.
- b) Método de cinta intizada (solamente para el nivel estático).
- c) Indicador automático, en cuyo caso se deberá prestar especial atención a la observación anterior, cuando se trabaja con equipos de turbina, ya que desarrollan velocidades elevadas que pueden afectar las lecturas.

6.1.11 Pruebas de Bombeo.- Una vez terminado el pozo se hará la prueba de bombeo en presencia del Ingeniero Inspector, procediéndose de la siguiente forma:

La bomba y el motor usados para la prueba deberán ser capaces de bombear a cierto régimen de descarga continuamente por varias horas.

La bomba deberá tener una capacidad mayor que la correspondiente al rendimiento tentativo a que se va a probar el pozo.

Para la prueba amplia del pozo, este deberá ser operado primeramente a un régimen que baje el nivel del agua cerca de 1/3 del máximo abatimiento posible. Se continuará bombeando a este régimen hasta que el nivel de bombeo permanezca prácticamente estable. El contratista proporcionará e instalará el equipo para la prueba de bombeo. Este equipo tendrá además los medidores necesarios para gasto y depresión.

Se medirá en presencia del Ingeniero Inspector el nivel estático y la profundidad del pozo antes de empezar la prueba. De igual manera se medirán y anotarán las observaciones de las distintas depresiones para sus gastos correspondientes.

La duración de la prueba de bombeo será de 24 a 72 horas con bombeo continuo.

El nivel dinámico del agua producido con el máximo bombeo deberá quedar por lo menos 2 metros sobre la canastilla de la bomba.

Se deberá graduar la descarga de modo que se obtenga por lo menos cinco datos de gastos uniformes con sus respectivas depresiones de napa. Con estos valores se dibujará un gráfico de la curva gasto - depresión, para poder apreciar el rendimiento del pozo.

6.1.12 Desinfección y Protección del Pozo.- Para ello se seguirá el siguiente procedimiento:

a) Cuando el pozo está completamente terminado se limpiará el forro de aceites y grasas.

- b) Para la desinfección se empleará una solución de cloruro en proporción tal que garantice una concentración de 50 ppm. El método de aplicación será a criterio del Ingeniero Inspector.
- c) La solución de cloro se mantendrá en el pozo no menos de dos horas.
- d) Si la desinfección del pozo se realiza antes de la instalación del equipo de bombeo, se cuidará de desinfectar todas las partes exteriores de la bomba que se utilice, susceptibles de entrar en contacto con el agua del pozo. Para el efecto se utilizará la misma solución de cloro.

6.1.13 Sellado del Pozo.- Cuando el pozo haya sido desinfectado y probado, se protegerá para evitar nuevas contaminaciones a la caída de cuerpos extraños dentro del pozo, cerrando su boca con una plancha de fierro que irá en la parte superior del forro y la cerrará herméticamente.

El pozo tendrá en su parte superior y alrededor del forro un piso de concreto armado, de 15 cms. de espesor y dos metros de radio. Esta losa llevará fierro de 3/8", armado en dos sentidos a 20 cms. de separación.

La parte del forro que se encuentre a la misma altura de los tazones de impulsión y canastillas de succión no llevará perforaciones.

6.1.14 Instalación de Bomba.- La bomba se colocará en el eje del pozo. El cabezal de la bomba se apoyará en dos rieles de acero para evitar que el peso del equipo y las vibraciones se transmitan al forro del pozo.

El motor se apoyará en una cimentación de concreto 1:3:6 con 40% de piedra, a una altura tal que permita hacer la conexión del motor con la bomba por una unión cardán.

Se dejará una pequeña abertura en la losa de cobertura y forro del pozo que servirá para el sondeo y paso de la manguera que llevará la solución de hipoclorito.

La distancia mínima entre el motor y la bomba será de 8 a 15 pies para acoplamiento en ángulo recto.

6.1.15 Equipos.- Los equipos de bombeo para los pozos de captación serán del tipo turbina con impulso res semi-abiertos, de una capacidad de 40 lts/seg. en lera. etapa, contra una carga dinámica máxima de 93 - mts.

La potencia necesaria es aproximadamente de 75 HP. será especificada en cada caso de acuerdo a las necesidades reales.

Las características de los equipos serán dadas por los fabricantes. Las características definitivas del equipo de bombeo se señalarán de acuerdo a las pruebas del pozo.

Las tuberías de descarga serán de fierro fundido clase 150 o equivalente, con bridas y provistas de válvulas de retención y compuerta, así como de una unión flexible.

El equipo de desinfección podrá ser del tipo hipoclorador para aplicación de solución de cloro con una capacidad de 50 kg/24 horas con variación de rango de aplicación de 5 a 1.

El equipo de medición está constituido por un medidor Venturi tipo corto, provisto de su respectivo dispositivo de indicador, registrador y totalizador, de gasto, con graduación en litros por segundo y capacidad semanal en el registrador y metros cúbicos en el totalizador.

6.2 Caseta de Bombeo.- La estructura, piso y techo de la caseta serán en su totalidad de concreto armado.

Los muros serán de ladrillo asentados con mortero cemento - arena 1:4 alineamiento de soga, enlucidos exterior e interiormente con mezcla de cemento - arena 1:4 de 0.02 de espesor, pintado al temple.

Sobre la losa del piso se aplicará una capa de concreto 1:3:6 de 0.08 m. de espesor, enlucida con cemento y arena 1:2 de 0.02 m. de espesor.

Las ventanas serán de hierro con vidrio corriente. La puerta será de madera y llevará una capa de barniz.

En el techo se dejará una abertura circular de 0.80 m. de diámetro en la dirección del pozo tubular, para permitir la instalación de la bomba. Esta abertura será cubierta con una tapa metálica que encajará en el rebaje correspondiente hecho en la parte superior de la abertura, en todo su perímetro.

La instalación de alumbrado eléctrico será del tipo empotrado utilizándose para la iluminación interior un artefacto de alumbrado fluorescente tipo industrial con dos lámparas de 40 watts y para el alumbrado exterior se empleará un braqueto con lámpara de 100 watta y pantalla circular esmaltada.

Dentro de este recinto y sobre el eje del pozo se dispondrá de un motor eléctrico para el accionamiento de la bomba. La energía eléctrica provendrá de la línea de alta tensión que se deriva de la Planta Térmica de Chiclayo para el Servicio del Puerto y Villa de Eten y para lo cual será necesario tender una línea de empalme. El tablero de mando del motor irá dentro de la caseta.

6.3 Reservorios.- Las presentes especificaciones forman parte del proyecto estructural para la construcción de los reservorios elevados. El contratista se ceñirá estrictamente a lo indicado en los planos correspondientes y en las siguientes normas:

ASTM-A-305-56 Specifications for Minimum Requirements for the Deformed Bars for Concrete Reinforcement

C 39 - 61 Standard Method of Test for Compressive Strength of Molded Concrete Cylinders.

C 33 - 61 Specifications for Concrete Aggregates.

ACI 347-63 Recommended Practice for Concrete Formwork.

614 - 59 Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete.

El reservorio elevado materia de la presente especificación está compuesto de:

- 1.- Zapata de planta circular.
- 2.- Fuste lleno de la forma indicada en los planos, el cual puede ser construido mediante encofrados deslizantes o por cualquier otro procedimiento aprobado por el Ingeniero Inspector. La altura del reservorio aparece indicada en los planos.
- 3.- Cuba, del tipo Intse, con una capacidad útil indicada en los planos (1000 m³). El techado de la cuba es una cúpula esférica.
- 4.- Escalera de concreto.

6.3.1 Excavación.- Las excavaciones para las estructuras o las bases de éstas están efectuadas de acuerdo a las líneas, rasantes o elevaciones indicadas en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan colocar en todo su ancho y largo las estructuras correspondientes. La cara vertical exterior de la zapata será encofrada.

Las profundidades mínimas de cimentación aparecen indicadas en los planos, pero podrán ser modificadas por el Ingeniero Inspector en caso de considerarlo necesario para asegurar una buena cimentación.

El contratista deberá incluir en su precio unitario el costo de movimiento de todo material, de cualquier naturaleza, necesario para la ejecución de las excavaciones así como el suministro, construcción y desarmado de soportes provisionales, etc, que pueden ser necesarios para la ejecución del trabajo.

6.3.2 Rellenos.- Todos los espacios excavados y no ocupados por las estructuras definitivas serán rellenados hasta una cota de 10 cms. menor que el terreno circundante; tal relleno de calidad aprobada por el Ingeniero Inspector, será colocado en capas de 30 cms. de alto debidamente compactadas. Para la obtención de los metrados se ha considerado que el relleno será obtenido del material de excavación; el Ingeniero Inspector ratificará o rectificará este considerando al momento de la construcción.

6.3.3 Concreto.- Se utilizarán dos clases de concreto definidos por su resistencia ASTM:.

CLASE 1.- Resistencia a la rotura por compresión en testigos cilíndricos a los 28 días $f'c=175$ kgs/cm².

Tamaño máximo de agregado: 2 pulgadas

Compactación: por vibración.

Cantidad mínima de cemento: 6 sacos/m³.

Relación agua: Cemento máximo 30 lts/saco.

Slump máximo: 5 cms.

CLASE 2.-

$f'c=210$ kgs/cm².

Tamaño máximo de agregado: 1 pulgada

Compactación: por vibración.

Cantidad mínima de cemento: 7 sacos/m³.

Relación de agua: cemento máxima: 25 lts/s.

Slump máximo: 7.5 cms.

Uso: fuste y cuba.

En caso de que el contratista decidiera construir el fuste utilizando encofrados deslizantes, diseñará una mezcla de concreto para tal fin respetando las especificaciones relativas a resistencia, tamaño máximo de agregado y cantidad mínima de cemento.

Esta mezcla de concreto será sometida a la aprobación del Ingeniero Inspector.

6.3.4 Cemento.- Para todas las clases de concreto especificadas se empleará cemento Portland de acuerdo a la norma ASTM C-150 - 56, el cual deberá encontrarse en perfecto estado al momento de emplearse.

6.3.5 Agua.- El agua utilizada para preparar el concreto deberá ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, álcalis, sales, materias orgánicas o sustancias deletéreas - al concreto o acero. Las probetas del concreto hecho con agua no potable tendrán una resistencia a los 7 y 28 días de por lo menos el 90% de la resistencia de los hechos con agua potable.

6.3.6 Agregados.- Los agregados para el cemento - deberán tener el tamaño máximo indicado para cada clase y en ningún caso - este tamaño será superior a la cuarta parte de la menor dimensión del elemento a construirse. En cualquier caso los agregados - deberán satisfacer la norma ASTM C 33-61 T.

6.3.7 Aditivos.- Solo se podrá emplear los aditivos que hayan probado por ensayos adecuados no ser nocivos al concreto ni al acero. Se prohíbe el uso de aditivos que contengan cloruros y/o nitratos. En - ningún caso el uso de aditivos permitirá modificar las especificaciones detalladas para las diferentes clases de concreto. El - uso del aditivo en todos los casos queda su - jeto a la aprobación del Ingeniero Inspector.

6.3.8 Almacenaje de Materiales.- El cemento será almacenado en lugar seco aislado del suelo y protegido de la humedad.

Los agregados de diferentes granulometrías serán almacenados separadamente libres de alteración en su contenido de humedad, arcilla, materia orgánica, etc.

6.3.9 Medida de los materiales.- El método de medida de los materiales será tal que las proporciones de la mezcla puedan ser controladas con precisión, durante el proceso de trabajo. Todos los - agregados serán medidos, sino es al peso, utilizando cajas de dimensiones adecuadas y preparadas para este fin.

6.3.10 Colocación.- El concreto se transportará y colocará de modo tal de impedir la segregación de sus componentes. La compactación (salvo en el caso del fuste si se usara encofrados deslizantes) se efectuará por vibración; con este fin se emplearán aparatos de vibración interna de frecuencias no inferiores a los 6000 ciclos por minuto. El contratista dispondrá de un número suficiente de vibradores para compactar cada tanda tan pronto se coloque en las formas, debiendo además contar con un número adecuado de vibradores de repuesto. En ningún caso el número de vibradores será menor de tres. Durante la operación de llenado estará presente, además del personal propio de la llenada, el Ingeniero Residente, dos carpinteros y dos fierros para cubrir cualquier emergencia.

6.3.11 Curado.- El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible sin dañar la superficie del concreto y prolongarse sin interrupción por un mínimo de 7 días. En el caso de superficies verticales se curará el concreto aplicando una membrana selladora, la cual se colocará ciñendose estrictamente a las indicaciones del fabricante.

En el caso de superficies horizontales se podrá cubrir la superficie con arena, la cual se mantendrá permanentemente mojada.

6.3.12 Acero.- El acero será de dos tipos que aparecen indicados en los planos correspondientes en base a su carga de fluencia. En ambos casos las corrugaciones satisfacerán la norma ASTM-A 305 56T.

En el caso de acero de $f_y=4200$ kgs/cm², este podrá ser obtenido mediante torsionado o estirado en frío, pero en ningún caso tendrá una elongación a la rotura inferior al 10% de la longitud probada.

6.3.13 Encofrados.- Los andamiajes y encofrados tendrán una resistencia adecuada para soportar con seguridad y sin defor-

maciones apreciables las cargas impuestas por su peso propio, el peso y/o empuje del concreto y sobre carga de llenado no inferior a 200 kgs/m². Como material para los andamiajes o soportes que no estén en contacto con el concreto se podrá emplear madera, acero o cualquier sistema patentado de calidad reconocida. Las caras no visibles del concreto (interior de la cuba, caras inferiores del fuste y zapatas), podrán ser encofradas con tablero de madera, planchas de acero o triplay. Las caras visibles de las estructuras se encofrarán solamente con madera de las siguientes características:

Material: pino oregón.

Tablas machihembradas C4C

Ancho máximo de las tablas: 8 pulgadas.

La colocación de este encofrado será siempre vertical y en el caso de los fondos inclinados, radial.

El contratista someterá a la aprobación de los ingenieros proyectistas el diseño de los encofrados para el fuste y las diferentes partes de la cuba. El diseño será presentado en la forma de planos de obra, en los que se indican las dimensiones de todos los elementos resistencias y las uniones correspondientes.

Los encofrados serán debidamente alineados y nivelados de tal manera que formen elementos de las dimensiones indicadas en los planos. Las tolerancias admisibles serán las siguientes:

En la sección del elemento + 10 mms.

En el alineamiento + -5 mms.

Con el objeto de facilitar el desencofrado las formas podrán recubrirse con sustancias adecuadas, sugiriéndose el uso de algún tipo de aceite soluble y prohibiéndose el uso de aceites quemados o petróleos.

No podrá desencofrarse ningún elemento estructural sin que el concreto que lo forma haya adquirido la resistencia necesaria para soportar su propio peso y la sobrecar-

ga de construcción con un margen de seguridad adecuado. En cualquier caso todo desen cofrado deberá ser autorizado por el Inge - niero Inspector.

6.3.14 Acabados.- Los acabados serán de 4 tipos:

- 1.- En la zapata, cara interior del fuste y fondo de la cuba y cúpula, el acabado será tal como queda después de retirar las formas. En todo caso se retirarán cabos de alambre y se parcharán cangre - jeras u otros vacíos visibles.
- 2.- Todas las caras visibles, a excepción de la parte superior de la cúpula serán acabadas en concreto visto frotado. El tratamiento en este caso será el siguiente:

Tan pronto se retiren las formas se llenarán las cavidades y se quitarán las irregularidades de la superficie, para esto se procederá con un frotachado de madera o con un yute embebido en mortero cemento - arena de las mismas proporciones que el concreto original; luego se aplicará la membrana selladora de curado la cual será incolora o tendrá un tinte que se desvanezca con el tiempo; a los siete días se procederá al pulido de la superficie con una piedra de carborundum muy fina, este tratamiento se efectuará a mano.

- 3.- La parte superior de la cúpula será pintada con dos manos de pintura a base de cemento del tipo Cementone o similar. El color de esta pintura será gris oscuro.
- 4.- Las caras mojadas de la cuba serán pintadas, después de parcharse las cangre - jeras y eliminarse cualquier alambre saliente con dos manos de emulsión asfáltico Flintkote o similar.

6.4 Red de Distribución.-

- 6.4.1 Tuberías.- Las tuberías para la red de Distribución serán de asbesto-cemento ó de fierro fundido. Las primeras serán de tipo Mazza Clase 105 (para 105 lbs/pulg² de presión de trabajo) debiendo cumplir las Normas Técnicas para la fabricación de tuberías de este tipo aprobadas por Resolución Suprema N°607 de 14 de octubre de 1960. Las segundas según su procedencia, deberán ser clase 150 y cumplir las especificaciones de la "American Water Works Association" o clase LA y cumplir las especificaciones del "Standard International Europeo.
- 6.4.2 Accesorios.- Los accesorios serán de fierro fundido y para el tipo de tubería adoptada. Según corresponda, deberán cumplir las especificaciones siguientes: Normas Técnicas para la Fabricación de Tuberías de Asbesto-cemento aprobada por Resolución Suprema N°. 607 de 14 de Octubre de 1960; "American Water Works Association, Clase D denominación 7-C-1-1908; "Standard International Europeo" Clase LA.
- 6.4.3 Válvulas.- Las válvulas serán de tipo con puerta, de fierro fundido, montadas en bronce con guarniciones de este mismo material, con dado de operación cambiante y tornillo interior de bronce forjado, para presión mínima de trabajo de 10 atmósferas y de conformidad con las especificaciones de la "American Works Association" denominación 7-F-1939. Caja de servicio vertical de fierro fundido de 2 piezas y de tipo telescopio, siendo la pieza de base circular. Los terminales serán ambos en campana.
- 6.4.4 Grifos contra incendios.- Los grifos contra incendio se conformarán a las especificaciones de la "American Water Works Association" denominación 7-F-3-1940.

Serán del tipo poste de 2 boquillas para conexiones de 2 1/2" y una de 4 1/2" para succión con motobomba, con el lace de bayoneta y con desague automático y llevarán en base el accesorio correspondiente para conexión en tubería de 4".

6.4.5 Excavación de zanjas.- El ancho mínimo de la zanja será de 0.50 m y dependerá de la naturaleza del terreno excavado y el diámetro de la tubería por instalar; en ningún caso será menor de lo estrictamente necesario para el fácil manejo de las tuberías y sus accesorios a instalar. La zanja será abierta poco antes de la colocación de la tubería en el alineamiento y profundidad requeridos. La zanja será entibada y drenada, cuando sea necesario.

El fondo de la zanja será cuidadosamente nivelado y refinado para permitir que la tubería se apoye íntegramente en toda su longitud. En todos los puntos en los que haya que ejecutarse uniones de tuberías o accesorios, deberá excavarse hoyos de dimensiones que permitan ejecutar la unión correctamente.

La excavación se hará de tal manera que tenga sobre las cabezas de los tubos instalados una profundidad mínima de 0.80 mts. teniendo en cuenta que la parte superior de las válvulas deberá quedar en un mínimo de 0.30 mts. de la superficie.

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

Para proteger a las personas y evitar peligros a los vehículos se deberá colocar barreras, señales, linternas rojas y guardanias, que deberán mantenerse durante el proceso de la obra hasta que la calle esté segura para el tránsito y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el contratista colocará puentes apropiados para peatones y vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapa de buzones, etc. deberán dejarse libres de obstrucciones durante la obra. Se tomarán todas las precauciones necesarias a fin de mantener el servicio de los canales y drenes así como de otros cursos de agua encontrados durante la construcción.

Deberán protegerse y conservarse todos los árboles, cercos, postes o cualquier otra propiedad y solo podrán removerse cuando sea necesario debiendo ser repuestos a la terminación del trabajo. Cualquier daño ocasionado será reparado por el contratista.

6.4.6 Instalación.- La tubería y accesorios deberán ser bajadas a la zanja, en forma tal de evitar golpes ó daño en el recubrimiento de la tubería. Bajo ninguna circunstancia la tubería y accesorios deberán caer dentro de la zanja; se bajarán según su peso valiéndose ya sea de una cuerda en cada extremidad, manejada cada una por un hombre o de un caballete ó trípode provisto de polea. Antes de bajar la tubería en la zanja, mientras está suspendida, deberá ser inspeccionada golpeándola a todo su largo con un martillo de peso liviano, para descubrir posibles rajaduras. Cualquier tubo encontrado defectuoso deberá rechazarse.

La tubería deberá mantenerse libre de todo material extraño durante el trabajo. Antes de colocar el tubo definitivamente deberá asegurarse que el interior esté exento de tierra, útiles de trabajo, ropa o cualquier otro objeto extraño.

La instalación de las tuberías de asbesto - cemento se regirá por la reglamentación aprobada por Resolución Suprema N°. 478 de 7 de Setiembre de 1960.

El centrado de la espiga dentro de la campana en las tuberías de fierro fundido, deberá hacerse con estopa. Una vez centrada la espiga dentro de la campana, deberá afinarse el alineamiento de la tubería, en seguida se le acuñará con tierra alrededor y sobre el tubo, excepto en los hoyos destinados a las uniones.

En los momentos en que el tendido de la tubería esté paralizado, los extremos abiertos de la tubería serán taponeados de modo que no entre agua del exterior, debiendo tenerse cuidado de evitar la entrada de tierra dentro de las uniones con el fin de tener una junta hermética.

Cualquier deflexión de la tubería ya sea en el plano vertical u horizontalmente, deberá ser previamente aprobada por el Ingeniero Inspector.

La tubería será colocada en lo posible (no obligatoriamente) con las campanas en la dirección de avance del trabajo.

El interior de las tuberías, válvulas y accesorios será constantemente mantenido libre de suciedad y de materias extrañas.

Toda la tubería será colocada y mantenida en el alineamiento y distancias del proyecto, con las piezas centradas y las espigas enchufadas; los grifos y válvulas colocados a plomada.

El contratista, en el proceso de ejecución de la obra, deberá proveer cuanto sea necesario para protección suficiente de todas las estructuras del suelo y del subsuelo que se encuentran durante el progreso de la obra.

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

La unión de las tuberías de fierro fundido podrá hacerse con plomo o compuestos de azufre, después de haberse preparado la junta con estopa tal como se especifica mas adelante.

Antes de proceder a la ejecución de las uniones, deberá limpiarse la parte exterior de la espiga y la parte interior de la campana con un cepillo apropiado de alambre. En caso de usarse compuestos de azufre para las juntas, deberá eliminarse la grasa o aceite que pueda existir. En las uniones se utilizará cáñamo trenzado o yute bien retorcido, sin alquitranar u otro material apropiado, siempre que sea aprobado por el Ingeniero Inspector.

La estopa debe tener una longitud tal que abrace con exceso la espiga de tubo. La estopa deberá tener dimensiones tales que permitan contraer la espiga dentro de la campana, cada vuelta de estopa deberá ser introducida dentro de la unión, utilizando para el efecto un calafateo o botador apropiado.

Todo el material que durante la ejecución de la obra presente grietas, rajaduras u otros defectos o que sea rechazado por el Ingeniero Inspector será retirado del lugar del trabajo por el contratista.

Las válvulas y accesorios deberán ser unidos a las tuberías de la misma manera como se ha especificado para la tubería.

Las cajas de fierro fundido para las válvulas serán asentadas primeramente y centradas "a plomada" con la nuez de operación de la válvula. La tapa de la caja deberá coincidir con el acabado del pavimento o la vereda según corresponda.

Para las válvulas con drenaje u otras especiales se hará una caja de albañilería de tal manera que la nuez de operación sea fácilmente accesible para su operación a través de la abertura de la caja. Las cajas de válvulas serán construidas de tal manera que permitan cualquier reparación de la válvula y den suficiente protección contra los impactos producidos por el tráfico.

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

Los grifos contra incendio serán colocados en forma tal que se asegure una completa accesibilidad evitando además la posibilidad de daño producido por vehículos y a la vez que no entorpezcan el tráfico de peatones; en todo caso no deberán estar a menos de 0.20 mts. del borde de la vereda.

Cuando se coloque grifos a la salida de una curva del camino no deberán estar a menos de 0.15 mt. ni a menos de 0.30 mt. sobre el nivel de la vereda.

Las boquillas de los grifos deberán estar por lo menos a 0.30 mts. sobre el nivel de la vereda.

Cuando se coloquen los grifos sobre un terreno impermeable deberá excavarse bajo cada grifo un pozo de drenaje de por lo menos 0.60 mt. de profundidad; este pozo se rellenará con grava gruesa o piedra partida mezclada con arena, hasta una altura aproximada de 0.15 mt. sobre la apertura de desagüe. Bajo ninguna circunstancia este pozo se conectará al sistema de desagües.

La base de cada grifo será bien anclada en la zanja con lajas de piedra, bloques de concreto o fijada a la tubería con varilla de fierro o grampas apropiadas.

6.4.7 Pruebas Hidráulicas. - Después que la tubería ha sido tendida y acuñada como se especifica mas adelante, se probará cada tramo comprendido entre las válvulas; el tramo a probarse será sometido a una presión hidrostática a 10 atmósferas (150 lbs/plg²). La prueba durará por lo menos 30 minutos.

El tramo entre válvulas a probarse, será llenado lentamente con agua, por medio de una bomba, hasta llegar a la presión especificada, la cual se medirá en el punto mas bajo de la tubería. La bomba, conexiones a la tubería, etc. serán suministrados por el Contratista, excepto los manómetros y medidores que serán proporcionados por la entidad contratante. Antes de aplicar la presión especificada, todo el aire de la tubería será expulsado. Para efectuar esta operación, si fuera necesario se perforará una abertura en el punto mas alto de la tubería, la que será después cerrada perfectamente.

Toda la tubería, accesorios, válvulas, grifos y juntas, serán cuidadosamente examinadas. Si una unión filtra, se procederá a su reparación en la siguiente forma:

Si la unión está hecha con compuesto de azufre, esa unión será ejecutada íntegramente de nuevo.

Si la tubería accesorios, válvulas o grifos muestran alguna rotura, deberán ser retiradas y reemplazadas por otras en buenas condiciones.

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

$$F = \frac{N D P}{410}$$

donde:

- F Filtración en litros por hora
- N Número de juntas
- D Diámetro del tubo en pulgadas
- P Presión de prueba en metros de agua.

Si se sobrepasa esta especificación, el contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla a su costo.

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

Con uniones de plomo la prueba de presión durará el tiempo necesario para inspeccionar la tubería y apreciar la filtración.

Con uniones de compuesto de azufre, después de efectuar la prueba en igual forma que para las uniones de plomo, se rellenará la zanja, pero no se repondrá el pavimento

hasta un mínimo de 30 días después de la prueba; durante todo este tiempo la tubería se mantendrá a la presión del servicio.

Al final de este período de 30 días, se hará de nuevo la medida de la filtración y si se encuentra conforme se procederá a terminar el pavimento; en caso contrario, el contratista localizará por su cuenta las fugas y procederá a su reparación.

6.4.8 Relleno de zanjas.- El material para el relleno, libre de piedras grandes, se depositará en la zanja simultáneamente a ambos costados de la tubería y a una elevación por lo menos de 0.15 m. sobre la parte superior del tubo dejando las cabezas libres para la inspección.

El material se colocará cuidadosamente en capas delgadas humedeciéndolas si fuera necesario y compactándolas a cada lado de la tubería.

Después de la prueba se procederá al relleno de la zanja por capas sucesivas que podrán contener material grueso, pero que estarán libres de cualquier material que no asegure buena consolidación.

Puede utilizarse el aniego de la zanja para consolidar el relleno siempre que se tomen las precauciones necesarias para asegurar la tubería. El contratista es enteramente responsable de cualquier falla que se derive del procedimiento.

Por lo menos en los 0.30 m. encima de la parte superior de la tubería no se usarán piedras. En general, las piedras mayores de 0.20 m. no se usarán en relleno de zanja, cuando sea necesario que la superficie del relleno sea asegurada para el tránsito a la brevedad posible o cuando se desee colocar el pavimento (permanente) inmediatamente, por lo menos los últimos 0.30 m. de relleno serán de material fino humedecido y muy compactado en capas de 0.10 m. de espesor hasta llegar a la superficie requerida.

Cuando el asentamiento de la superficie no es importante la compactación de las capas superiores descritas en el acápite anterior será omitida, debiendo en cambio redondearse la parte superior de la zanja con el material de relleno a una altura suficiente que asegure con la consolidación el asentamiento a la línea de gradiente.

El Contratista restituirá el pavimento, vereda, buzones, verjas etc. a su condición original.

Todo exceso de tubería, construcciones temporales, desmonte, etc. serán retirados por el contratista, quien dejará el sitio de trabajo completamente limpio a satisfacción del Ingeniero Inspector.

Después de recibidas las obras por la correspondiente entidad oficial, el contratista será responsable de las zanjas sin pavimento, veredas y verjas por un período de seis meses; y por el pavimento por un período de un año, debiendo reparar por su cuenta cualquier desperfecto que se presente durante el período especificado.

6.4.9 Desinfección de las Tuberías.- Antes de ser puesta en servicio cualquier nueva línea o sistema de agua potable, deberá ser desinfectada con cloro. Cualquiera de los siguientes métodos enumerados por orden de preferencia, podrá seguirse para la ejecución de este trabajo.

- a) Cloro líquido.
- b) Compuesto de cloro disuelto en agua.
- c) Compuesto de cloro seco.

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

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

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

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

En la desinfección de la tubería por compuestos de cloro disuélto, se podrá usar compuestos de cloro tal como hipoclorito de calcio o similares y cuyo contenido de cloro utilizable sea conocido.

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

El período de retención será por lo menos de 3 horas. Al final de la prueba el agua deberá tener un residuo por lo menos de 5 ppm. de cloro.

En el proceso de cloración, todas las válvulas nuevas y otros accesorios serán operados repetidas veces, para asegurar que todas sus partes entren en contacto con la solución de cloro.

Después de la prueba el agua con cloro será totalmente expulsada llenándose la tubería con el agua dedicada al consumo. Antes de poner en servicio esta tubería, se comprobará que el agua que contiene satisfaga las exigencias de los abastecimientos del agua potable del país, para lo cual se harán los análisis químicos bacteriológicos correspondientes. Si estas condiciones no fueran totalmente satisfechas, la desinfección volverá a repetirse.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Manual de Operación de Plantas de Tratamiento de Agua. Editado por la O.P.S.
- 2.- Curso de Estadística, dictado por el Ing^o. Alejandro Beunza G. en la Facultad de Ing^o. Sanitaria de la UNI.
- 3.- Fundamento de hidrología edición del curso dictado en Medellín Colombia.
- 4.- Estudio de Ampliación y Mejoramiento del Servicio de Agua Potable de Chiclayo, efectuado por la Corporación de Ingeniería Civil (CIC) 1954.
- 5.- Estudio hidrogeológico del Rio Chancay - Lambayeque por George Petersen 1956.
- 6.- Boletín de Agrometeorología e Hidrología N^o. 20 del Ministerio de Agricultura.
- 7.- Manual de Hidráulica por Acevedo Netto.
- 8.- Abastecimiento y Purificación de agua, por W. Hardenbergh.
- 9.- Abastecimiento de agua por Steel.
- 10.- Manual de Acueductos para poblaciones pequeñas - Ministerio de Sanidad y Asistencia Social de Caracas - Venezuela.
- 11.- Especificaciones de Construcción de la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.
- 12.- Abastecimiento de Agua Medica e consumo por José Franco T. - Henriques.

