

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

LIMA-PERU

PROMOCION 1948

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE CUTERVO.

PROYECTO DE GRADO

QUE PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL PRESENTA EL

EX-ALUMNO:

ALCIBIADES HERRERA OROSCO

Ex-alumno - Alcibíades Herrera Orozco  
Promoción 1948

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

LIMA - PERU

PROYECTO DE GRADO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA  
OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL.

Se trata de diseñar y proyectar la instalación del Servicio de Agua Potable para la ciudad de Cutervo, Provincia del mismo nombre del Departamento de Cajamarca.

El Proyecto comprende:

- 1).- La toma en el Río.
- 2).- Ubicación del sitio más apropiado para la Planta de Tratamiento.
- 3).- Tipo de tratamiento que se recomienda.
- 4).- Diseño del sistema de Sedimentación.
- 5).- Proyecto completo de la Línea de Conducción.
- 6).- Sistema de Distribución del agua potable.

Para el efecto, se tienen los siguientes datos:

- a).- Planos topográficos de la Línea de conducción al 1:500 y de la ciudad al 1:2000
- b).- Datos censales.
- c).- Informe preliminar del Ingeniero Alberto Castro G.

Lima, 18 de Febrero de 1949.

*Alcibíades Herrera Orozco*

## INTRODUCCION .-

El agua es un elemento de singular importancia para la vida y ésta no puede existir en ningún cuerpo orgánico sino se le suministra en cantidades adecuadas y en determinadas condiciones de potabilidad.

Si el agua que se bebe es inapropiada toda la salud se resiente, las funciones se debilitan, al aire no purifica sino parcialmente la sangre, al alimento se asimila imperfectamente y el individuo degenera.

El progreso de la ciencia y de los medios mecánicos de transporte han traído como consecuencia el desplazamiento de la población rural hacia la ciudad, con la consiguiente congestión de numerosas viviendas en una limitada extensión.

La insalubridad es una consecuencia de la vida en comunidad, ya que se disminuyen las condiciones naturales propicias para la salud, se afecta ésta y surgen las epidemias. Es por estas circunstancias que es necesario crear una especie de "vida artificial", para combatir estos elementos adversos a la salud, y cuya eficacia depende primordialmente de la instalación y buen funcionamiento de los servicios de Agua y Desague.

La importancia del Saneamiento de una población está fuera de toda discusión y las ventajas que de ella se derivan son inmensas y su influencia no solamente se traduce en la comodidad y salud personal de los pobladores sino también que influye en el progreso económico y cultural de la colectividad.

En nuestro País, la Sub-Dirección de Obras Sanitarias a través de sus Departamentos de Planeamiento, Construcción y Conservación de Obras tiene el control de los servicios de Agua Potable y Desague de toda la Nación y es política de esta entidad oficial de proveer de servicios de Agua y Desague a todas las ciudades que carezcan de tan indispensables obras.

PARTES DE QUE SE COMPONE EL SIGUIENTE PROYECTO.-

- A.- Generalidades
- B.- Estudio de Población, Consumo, Dotación, Densidades y Zonas de posible expansión.
- C.- Obras de Captación y Desarenador.
- D.- Línea de Conducción
- E.- Planta de Tratamiento (Tanques de Sedimentación fina y Filtros Lentos)
- F.- Reservorio de Almacenamiento y Regulación.
- G.- Red de Distribución.

A. - GENERALIDADES .-

La ciudad de Cutervo es la capital de la provincia del mismo nombre, del departamento de Cajamarca; está situado al fondo de la vertiente meridional del macizo del Ylucan, rodeado por las colinas del Yunque, Huangashanga, Culianmayo, Rayme, Lirio y Allanga.

Su posición geográfica es de  $6^{\circ}25'$  de latitud sur y  $78^{\circ}54'45''$  de longitud Oeste de Greenwich. Se encuentra a 2410 m.s.n.m.

La provincia de Cutervo está dividida en nueve distritos con una población urbana total de 5,855 habitantes. La población urbana de la ciudad era de 3,481 habitantes según el Censo de 1,940.

El clima de la ciudad es agradable y primaveral con muy poca variación de temperatura en sus estaciones de verano e invierno.

La provincia de Cutervo se encuentra espléndidamente dotada en lo que a recursos naturales concierne. La frecuencia de las lluvias y las favorables condiciones termológicas dice Salomón Vilches M. en su folleto " BREVE VISION DE CUTERVO " determinan una abundante vegetación en la que alternan zonas de pastos, matorrales y bosques.

Son deficientes las vías de comunicación con que cuenta la ciudad de Cutervo, solamente hay caminos de herradura. Se están construyendo

yendo dos caminos carreteros: Uno de Cochabamba a Cutervo faltando solamente 15 Kms. para concluirse y que enlazaría esta última ciudad con Chiclayo por Cochabamba-Chota que unificaría a Cutervo con Cajamarca por Cochabamba-Chota-Bambamarca-Hualgayoc.

Esta falta de vías de comunicación, es la razón por la que la ciudad de Cutervo no ha alcanzado el nivel industrial que le corresponde dada la variedad de materias primas que posee y sus fértiles terrenos apropiados para el fomento de la agricultura y la ganadería.

#### ASPECTO URBANISTICO Y SANITARIO.-

Nuestra ciudad en estudio tiene un trazo urbanístico en damero con manzanas de unos 60 á 70 metros de lado. Los jirones principales sigue la pendiente del terreno con un promedio del 7%. Los transversales son de pendientes suaves y están orientados de Nor-oeste á Sur-este. Existe una zona céntrica de unas 13 manzanas regulares, ~~la~~ que constituye lo que diríamos la zona comercial y más densamente poblada, comprendida entre la calles La Asunción, Atahualpa, Avda. del Cementerio y San Martín con unos 200 habitantes por hectárea. Al este se encuentra el barrio "Pueblo Nuevo" con un trazo irregular y con manzanas muy grandes, con pendiente mas suave que la zona central .

En los últimos años se han formado los barrios de Carniche, El Porvenir La Carretera y Pueblo Nuevo, donde puede apreciarse tendencias innovadoras en la edificación de viviendas; pues se apartan ya del molde tradicional de la casona tosca y de pesadas tejas, para inclinarse hacia la casita ágil de aspecto alegre y confortable.

El desarrollo del barrio Pueblo Nuevo es tan importante que ya surgen tendencias a transformarse en Capital de Distrito.

El Cumbe y Carniche no vienen a ser sino prolongaciones vecinales con

construcciones aisladas en ambos lados de la calle única que existe en cada uno de ellos.

En cuanto al Aspecto Sanitario, la ciudad de Cutervo actualmente sufre de un abastecimiento de agua primitivo y peligroso, que a mas de ser exiguo y distribuido irregularmente no satisface a las necesidades sanitarias de la población.

"El agua se toma de un pequeño arroyo que viene de un manantial llamado "Pachachaca", cuyo gasto llega a 70 l.p.s. en épocas de lluvias y baja hasta 30 l.p.s. durante las sequías", (Informe del Ministerio de Fomento).

"El agua corre por un canal natural, cubierto de exuberante vegetación en casi toda su longitud.- Puede considerársele practicamente potable ya que en 26 años que se está utilizando han sido muy contados los casos de enfermedades producidas por origen hídrico; no hay duda pues que está protegida adecuadamente por agentes naturales que evitan su polución" (Informe presentado por el Ing. Alberto Castro a la Sección Proyectos de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias).

La red de distribución del servicio de agua está constituida por un canal cubierto de construcción primitiva con pequeños tramos descubiertos que en cualquier momento pueden ser causa de contaminación.

El servicio se hace mediante piletas públicas, que mal distribuidas constituyen el único y pésimo abastecimiento de los pobladores".

"Por el centro de las calles existen acequias descubiertas que sirven de alcantarillas de desagüe, que constituyen, como es lógico suponer, una fuente perenne de infección y dándole un aspecto muy desfavorable.

#### NECESIDAD DE LA INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y DESAGUE .-

El establecimiento de los Servicios de Agua Potable y Desagüe en la ciudad de Cutervo es de una necesidad impostergable, ya que se trata de una población considerable a merced de las eventualidades de

# Dirección Nacional de Estadística

## MEMORANDUM

Lima, ..... 17 de junio ..... 1949

Señor: ..... Alcibíades Herrera Orozco. ....

Asunto: ..... POBLACION DE LA CIUDAD DE CUTERVO, SEGUN EL CENSO  
DE 1940 Y CALCULADA AL 31/XII/1948. ....

Ciudad	Población	
	1940	1948
Cutervo.	3 481	4 100



un abastecimiento primitivo y peligroso.

No es posible que una capital de provincia carezca de un servicio de Agua Potable propio de toda ciudad civilizada.

B.-POBLACION.- Predicción de la población futura.- Período de diseño.-

Según el Censo Nacional practicado el año 1,940 la provincia de Cutervo arrojó un total de 52,792 habitantes con 5,855 habitantes de población urbana.

La ciudad de Cutervo, capital de la provincia del mismo nombre, según el Censo mencionado tenía una población urbana de 3,481 habitantes con 662 familias, lo que dá 5.25 personas por familia.

La población urbana de la ciudad de Cutervo representaba el año 1,940 el 59.5% de la población total urbana de la provincia.

Según el "Censo General de la Republica del Perú" del año 1,876, la ciudad de Cutervo tenía 1,182 habitantes.

De la Dirección Nacional de Estadística se tiene para el año 1,948 una población calculada de 4,100 habitantes.

Del Registro Civil del Consejo Provincial de Cutervo, se tiene los siguientes datos:

Año	Nacimientos	Defunciones	Crecimiento Vegetativo
1941	225	147	+ 78
1942	160	161	- 1
1943	214	171	+ 43
1944	274	133	+ 141
1945	299	136	+ 163

Lo que nos dá un índice de crecimiento vegetativo de 2.45%.

Las obras de abastecimiento de agua potable no se proyectan para las condiciones actuales, sino que deben satisfacer las necesidades del servicio en el futuro, dentro de un período de tiempo prudencial, el que varía entre 15 á 40 años y al que llamamos período de previsión o de diseño.



Período de previsión ó de diseño.-

Llamase así al lapso de tiempo que se considera como plazo probable de duración ó de capacidad de las obras y al final del cual deben hacerse reformas ó ampliaciones de determinado servicios.

Las obras de agua potable no se proyectan para satisfacer solamente a la población presente, sino que siempre hay que tener en cuenta las necesidades de la población futura.

No podemos diseñar una obra de Saneamiento para la población actual pues se corre el peligro de que las futuras ampliaciones no aumenten de acuerdo al crecimiento de la población.

Para poblaciones pequeñas como es nuestra ciudad en estudio se toman períodos de previsión comprendidos entre 15 y 30 años .

Para la adopción del período de diseño debemos tener en cuenta tanto el punto de vista técnico como el económico.

Desde el punto de vista técnico el período de previsión está limitado por el tiempo de duración de las obras proyectadas.

Si tenemos en cuenta el aspecto económico debemos pensar en el costo del proyecto los que se elevarían desmedidamente si se toman períodos de previsión muy altos, ó pueden resultar económicamente satisfactorios si el período es muy corto, pero en este caso se corre el riesgo que las ampliaciones no se realicen paralelamente al crecimiento de la población, aparte de las molestias que ocasionan las continuas ampliaciones como son rotura de pistas, etc.

Tratándose de poblaciones pequeñas, se aconseja que si el crecimiento de la población es mayor del 3% anual, se calculará para un futuro de 10 á 15 años, período que se adopta también cuando es difícil obtener capitales o si se consigue con alto tipo de interés .

Si el crecimiento es menor del 2% y si hay facilidades de conseguir capital a bajo interés, el período de diseño puede ser de 20 á 25 años. Otro factor que interviene es el diámetro de las tuberías y la presión que soportan; para un diámetro menor de 12" y para baja presión el período aconsejable es, de 20 á 25 años.

Por todas las consideraciones anteriores y dada las características de la ciudad en estudio, que es relativamente pequeña, con una población actual de 4,100 habitantes, con pocas vías de comunicación, adoptaremos un período de diseño de 25 años.

#### Predicción de la Población futura.-

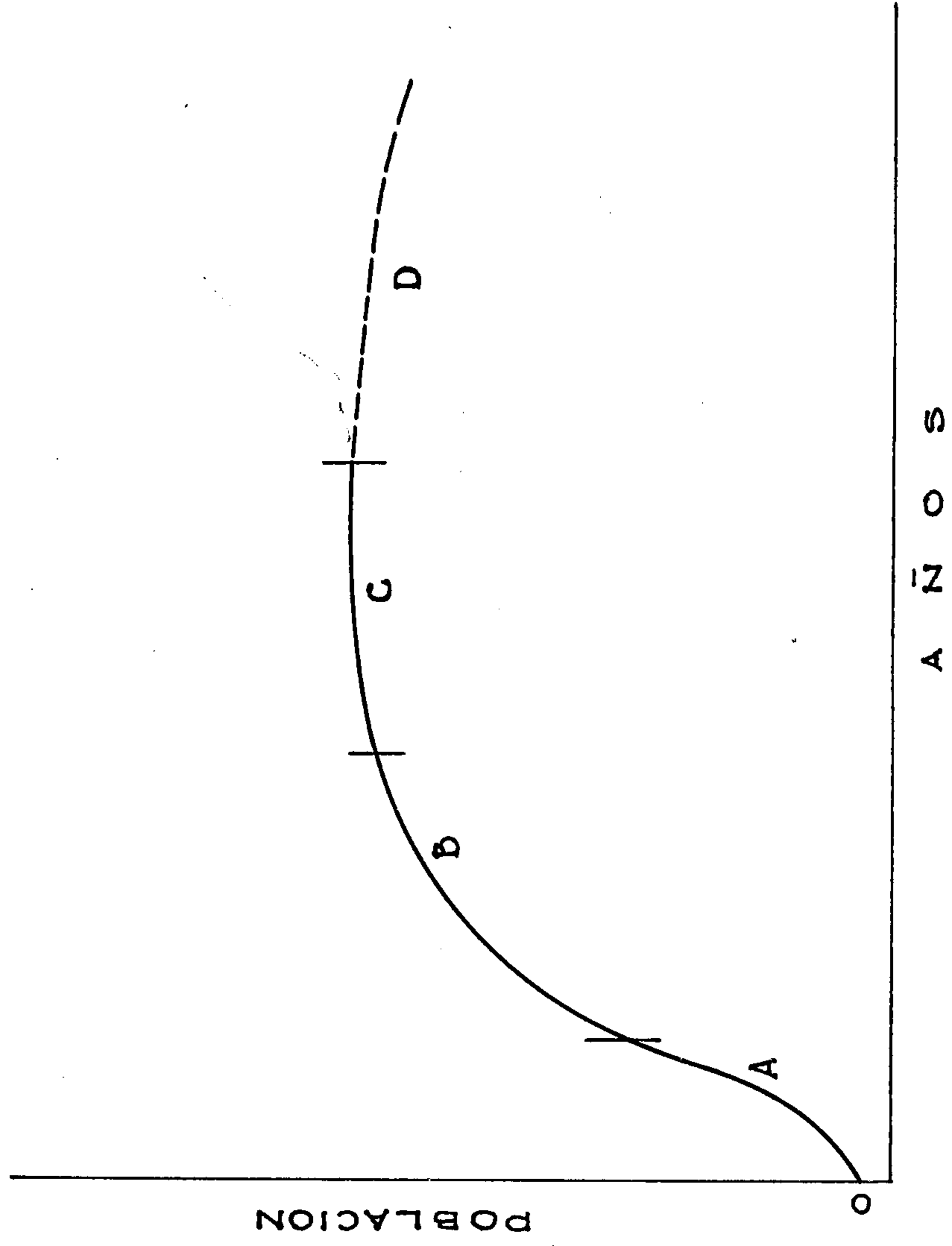
La experiencia ha demostrado que el crecimiento de las poblaciones dentro de ciertas circunstancias es asimilable a determinadas funciones matemáticas, tales como las funciones lineales, progresión geométrica, interés compuesto, la parábola, etc., las que se basan en los datos censales.

Es importante tener en cuenta que si bien es cierto, que en los años anteriores al del estudio el crecimiento de la población ha seguido una ley determinada, en el futuro y debido a múltiples causas, tales como mejoras en las vías de comunicación, standard de vida, descubrimiento de minas, estallido de guerras, propagación de epidemias y la misma instalación del servicio proyectado pueden hacer variar las condiciones que predominaban; la ley de la función asumida varía y por lo tanto nuestro cálculo puede estar alejado de la verdadera solución. En última instancia el criterio del proyectista es el que prima.

Existen diversos métodos y criterios para predecir la población al final de un tiempo determinado, pero todos tienen como denominador común los datos estadísticos.

Entre los diversos métodos asumidos (Gráfico, Crecimiento Aritmético,

CURVA TIPICA DE POBLACION



progresión geométrica, Incremento variable, Ley de Fröhling ó del interés compuesto, Comparativo, Racional y la Curva Logística)

Aplicaremos para nuestra ciudad en estudio todos aquellos métodos en los cuales podemos aplicar los datos censales que tenemos (Censo de 1,876 y el censo de 1,940) y las cifras del crecimiento vegetativo suministrado por el Registro Civil del Concejo Provincial de Cutervo desde el año 1,941 al año 1,945., y la población calculada por la Dirección Nacional de Estadística para el año 1,948 que se estima en 4,100 habitantes.

La historia de los censos que se realizaron en nuestro país, datan solamente del siglo pasado. En el año de 1,876 bajo la Presidencia de Dn. Manuel Pardo se hizo lo que se llamó "Censo General de la República del Perú" que consta de seis volúmenes y fueron llevados a cabo por el técnico francés George Marchand, especialmente contratado para esta misión.

Con este censo de 1,876 se obtuvieron los primeros datos estadísticos que se pueden considerar bastante aproximados; sin embargo quienes han estudiado este censo, aún el propio polígrafo Dn. Manuel Atanasio Fuentes censuran la labor de algunos "delegados" que dejaron de empadronar pueblos y caceros.

El otro censo realizado con carácter nacional es el de 1,940, cuyos resultados obtenidos son bastante exactos ó pueden considerarse como tales.

Fuera de estos Censos Nacionales, se han hecho algunos censos parciales realizados por autoridades políticas, municipales y otras veces han corrido a cargo de los alumnos de los Colegios Nacionales.

Tratándose de Cutervo parece que no se ha realizado ningún Censo parcial ó en su defecto no nos ha sido posible posesionarnos de estos datos si en efecto existen.

Debe tenerse presente que un Censo ó una estimación pueden estar equivocados y posiblemente lo estén, pero tratándose de ciudades pequeñas como nuestra ciudad en estudio, que tenía apenas un millar de habitantes en el siglo pasado y que el año 1,940 alcanzaba solamente a 3,481 habitantes, el error cometido es despreciable, desde que la fuente de error de los Censos Generales según opiniones autorizadas está en la población rural y selvática que es de difícil apreciación, pero tratándose de poblaciones urbanas y de ciudades pequeñas, el error que se comete no tiene mayor importancia.

Si se conociesen numerosos Censos y datos estadísticos sería posible encontrar una función que represente la variación de la población y en estas circunstancias se podría conocer la población al final de una fecha determinada, con solo extrapolar en la función hallada.

De esta manera se ~~pa~~ llegaría a obtener un dato bastante aproximado, ya que nunca se llegaría a la solución matemática exacta, puesto que se trata de fenómenos sociales complejos, sometidos a una serie de influencias unas veces imprevisibles que pueden hacer variar las condiciones que predominaban cuando hallamos nuestra función.

A continuación expondremos en forma sucinta, los diferentes Métodos y criterios para predecir la población futura, y adoptaremos aquella que más se acomode a la realidad de nuestra ciudad en estudio.

#### Método del Crecimiento Aritmético.-

Consiste en extrapolar el crecimiento de la población conociéndose dos datos censales. Se asume que el crecimiento continúa uniforme e igual al del intervalo de tiempo comprendido entre las dos fechas en que se realizaron los dos censos que se adoptan como datos.

Este método dá valores bajos para poblaciones jóvenes y solamente to-

maremos su resultado como meramente comparativo.

Población en 1,876 1,182 habitantes.

" " 1,940 3,481 "

" " 1,948 4,100 "

En 72 años, desde 1,876 a 1,948 ha habido un aumento de 2,918 habitantes ó sea un índice de crecimiento por década de 405 habitantes.

Aplicaremos la siguiente fórmula:

$$P = P' + it$$

P = Población por calcularse

P' = " Censal

i = Índice de crecimiento por década

t = Tiempo en décadas.

Esta anotación servirá para todas las demás fórmulas que se usen más adelante.

Reemplazando valores tendremos:

$$\text{Población actual } 4,100 + 405 \times 0.1 = 4,140 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Población en 1,974 } 4,140 + 405 \times 2.5 = 5,153 \quad "$$

Método del Interés Simple.-

Este Método asimila el crecimiento de una población al de un capital colocado a interés simple.

Vamos a considerar solamente el crecimiento que ha ocurrido entre los años 1,940 y 1,948 ,ya que el Censo de 1,876 es muy alejado.

Aplicaremos la fórmula:

$$P = P' (1 + it)$$

De esta fórmula hallamos el valor del índice de crecimiento por década.

$$i = \frac{P - P'}{P' t}$$

Reemplazando valores:

$$i = \frac{4100 - 3481}{3481 \times 0.8} = 0.222$$

Población para el año 1,974 = 4,100 (1 + 0.222 x 2.6) = 6,480 habitante

Ley de Frühling ó Método del interés compuesto.-

Considera este Método que el crecimiento de una población es semejante al de un capital colocado a interés compuesto. Da valores muy altos y sólo puede aceptarse para poblaciones jóvenes que tienen gran movimiento migratorio y una alta natalidad. Llamase "potencial anual" a la cifra correspondiente al rédito en la fórmula.

Aplicando la fórmula del interés compuesto:

$$P = P' ( 1 + i )^t$$

Este procedimiento adolece del defecto de que su carácter constante de crecimiento, no representalas multiples variaciones y alternativas que presenta en el correr de los años, el movimiento de las masas humanas.

Hallaremos el valor del índice de crecimiento por década, considerando los datos censales de 1,940 y 1,948.

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P'}} - 1$$

$$i = \sqrt[0.8]{\frac{4100}{3481}} - 1$$

$$i = 0.23 \text{ (índice de crecimiento por década)}$$

Con este valor, hallamos la población para el año 1,974.

$$P' = 4100 (1 + 0.23)^{2.6} = 7,030 \text{ Habitantes.}$$

Considerando el valor dado por Censo de 1,876, hallaremos el promedio de los índices de crecimiento que resulten, considerando primero los Censos de 1,876 y 1,940 y éste último con el de 1,948.

Año	Población	Índice de Crecimiento	Promedio
1,876	1,182		



Año	Población	Índice de Crecimiento	Promedio
1,876	1,182	0.183	
1,940	3,481	0.230	0.207
1,948	4,100		

Con el valor del índice de crecimiento promedio por década, tendremos:  
Población en el año 1,974 = 4,100 (1.207)<sup>2.6</sup> = 6,720 Habitantes.

Método Racional.-

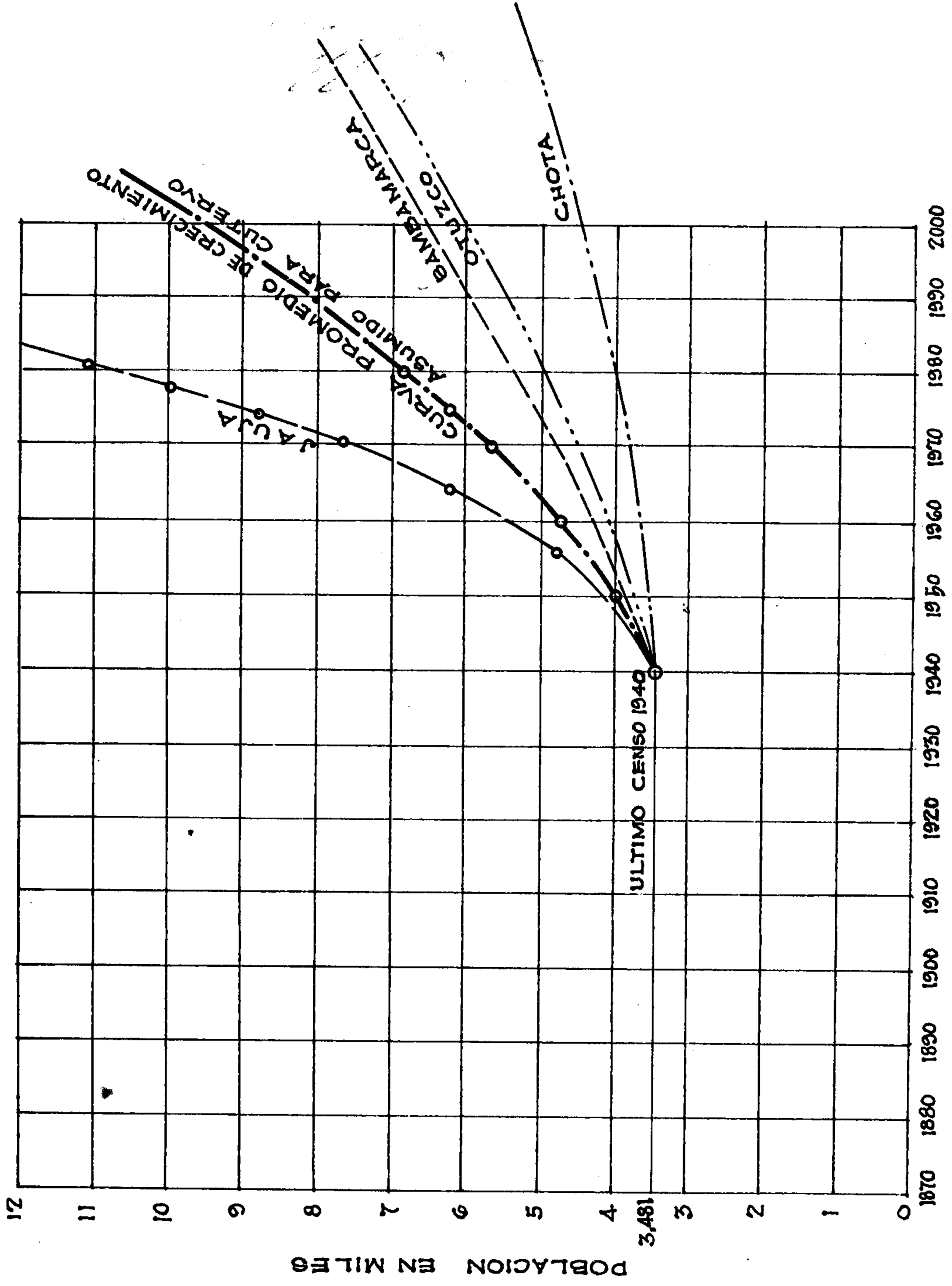
Como sabemos, este método consiste en hacer un estudio analítico de los diferentes factores que determinan el crecimiento de una población, éste está determinado tanto por el crecimiento vegetativo que es la diferencia entre los nacimientos y defunciones y el que se mide en porcentajes en relación a la población total, y por el aumento de la población proveniente de la inmigración tanto nacional como extranjera.

De los datos del Registro Civil del Concejo Provincial de Cutervo, tenemos un índice de crecimiento vegetativo promedio de 2.45 %.

Si consideramos el índice de crecimiento vegetativo en el método del interés simple, tendremos para el año 1,974 una población de 6,840, a esta población hallada debe aumentársele una cantidad adicional por concepto de inmigración, especialmente la nacional y entre ésta debemos diferenciar la urbana y la rural o sea la del campesinado, valor que en algunas ciudades alcanza cifras respetables,- Como no tenemos datos estadísticos del movimiento migratorio de la ciudad de Cutervo, tomaremos solamente como dato estimativo para el año 1,974 una población de 7,500 Habitantes o sea unas 660 personas por concepto de inmigración, valor éste que naturalmente puede variar.



METODO COMPARATIVO PARA PREDECIR LA POBLACION FUTURA



TIEMPO EN AÑOS

Método Comparativo.-

Se ha hecho un estudio comparativo de las curvas de crecimiento de algunas ciudades que a nuestro juicio tienen similitudes y características afines con la ciudad en estudio.

Se ha tomado las curvas de crecimiento de las ciudades de Jauja, Chota, Otuzco, Bambamarca, todas estas ciudades son mediterráneas, con pocas vías de comunicación, situadas a más de 2,000 M.S.N.M., de climas similares y presentan la característica peculiar de ciudades andinas.

Se ha hallado la ecuación que representa el crecimiento de la población de éstas ciudades a base de los datos censales que he obtenido.

$$\text{Jauja: } Y = 2.26 x^2 - 70.8 x + 2773$$

$$\text{Chota: } Y = 0.37 x^2 - 11 x + 1891$$

$$\text{Otuzco: } Y = 0.0186 x^2 + 16.4 x + 2413$$

$$\text{Bambamarca: } Y = 0.21 x^2 + 3.07 x + 1026.$$

Por estas ecuaciones dibujamos las curvas representativas del crecimiento de la población de estas ciudades.- Tomaremos como curvas representativa del crecimiento de la población de la ciudad de Cutervo, el promedio de las tres ciudades citadas; y de esta manera obtendremos una curva promedio representativa del crecimiento de la población de Cutervo.- De esta curva sacamos que la población de 1,974 será de 6,300 habitantes. (Hoja N° 2)

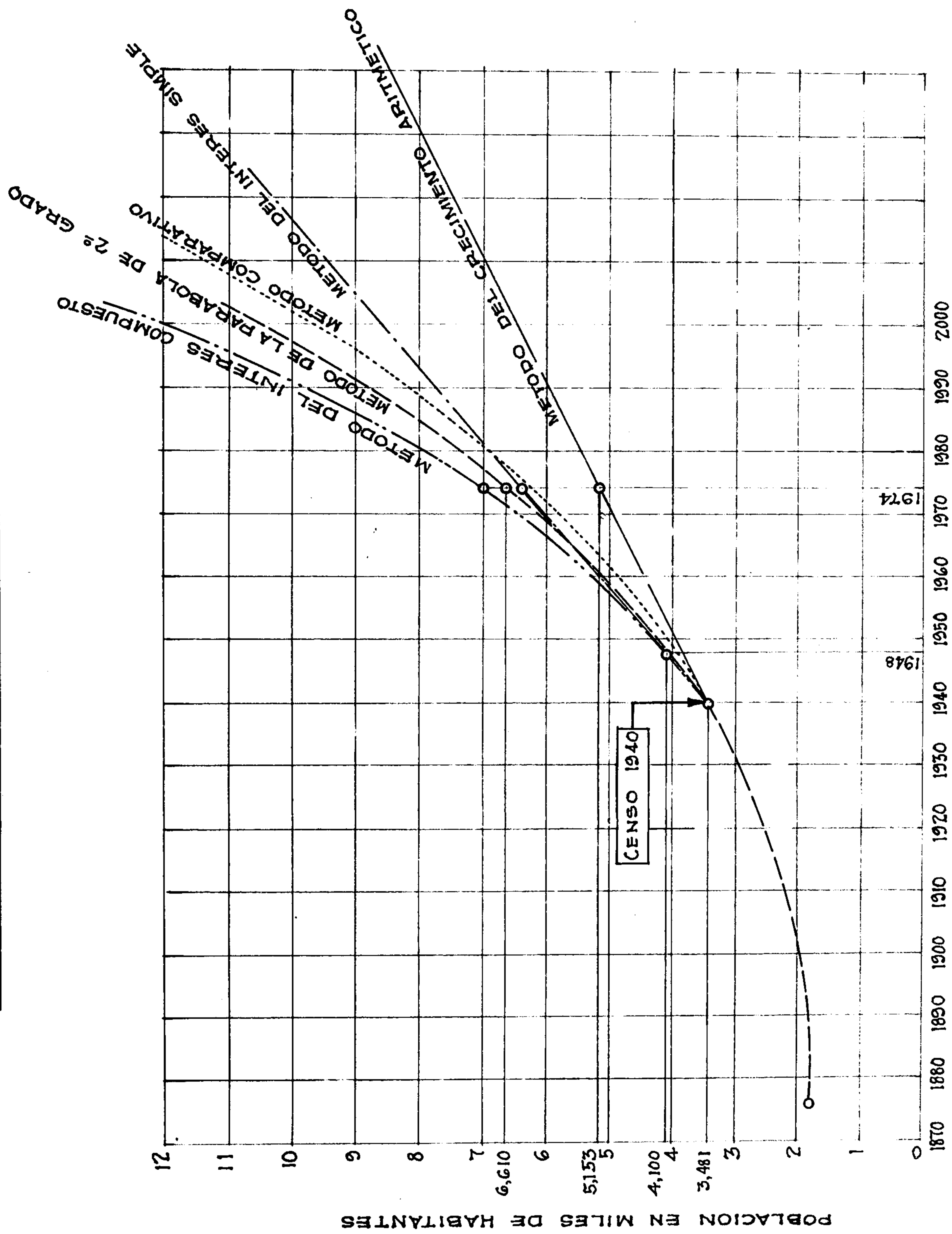
Método de la parábola de 2º Grado.-

Se asimila el crecimiento de la población al de una parábola de 2º Grado, de ecuación:

$$Y = A X^2 + B X + C$$

En la que:

MÉTODOS EMPLEADOS EN LA PREDICCIÓN DE LA POBLACION  
FUTURA DE LA CIUDAD DE CUTERVO



Y representa la población que se calcula

X " al número años transcurridos y contados a partir de una fecha conocida, que es un dato censal.

A, B y C, son coeficientes que se calculan a base de tres datos censales.

$$C = 1182$$

$$4100 A + 64B + 1182 = 3481$$

$$5184 A + 72 B + 1182 = 4100$$

Resolviendo estas ecuaciones tenemos lo siguiente:

$$Y = 0.576X^2 - 0.92 X + 1182$$

Para el año de 1,974, la parábola da una población de 6,600 habitantes.

Un último criterio que estudiaremos, para determinar futuras exigencias en el servicio, tratándose de ciudades pequeñas, es el de considerar para el cálculo, una población de 50 % mayor que la actual, lo que nos daría una población de 6,200 habitantes.

Una población doble que la actual nos daría 8,200 habitantes.

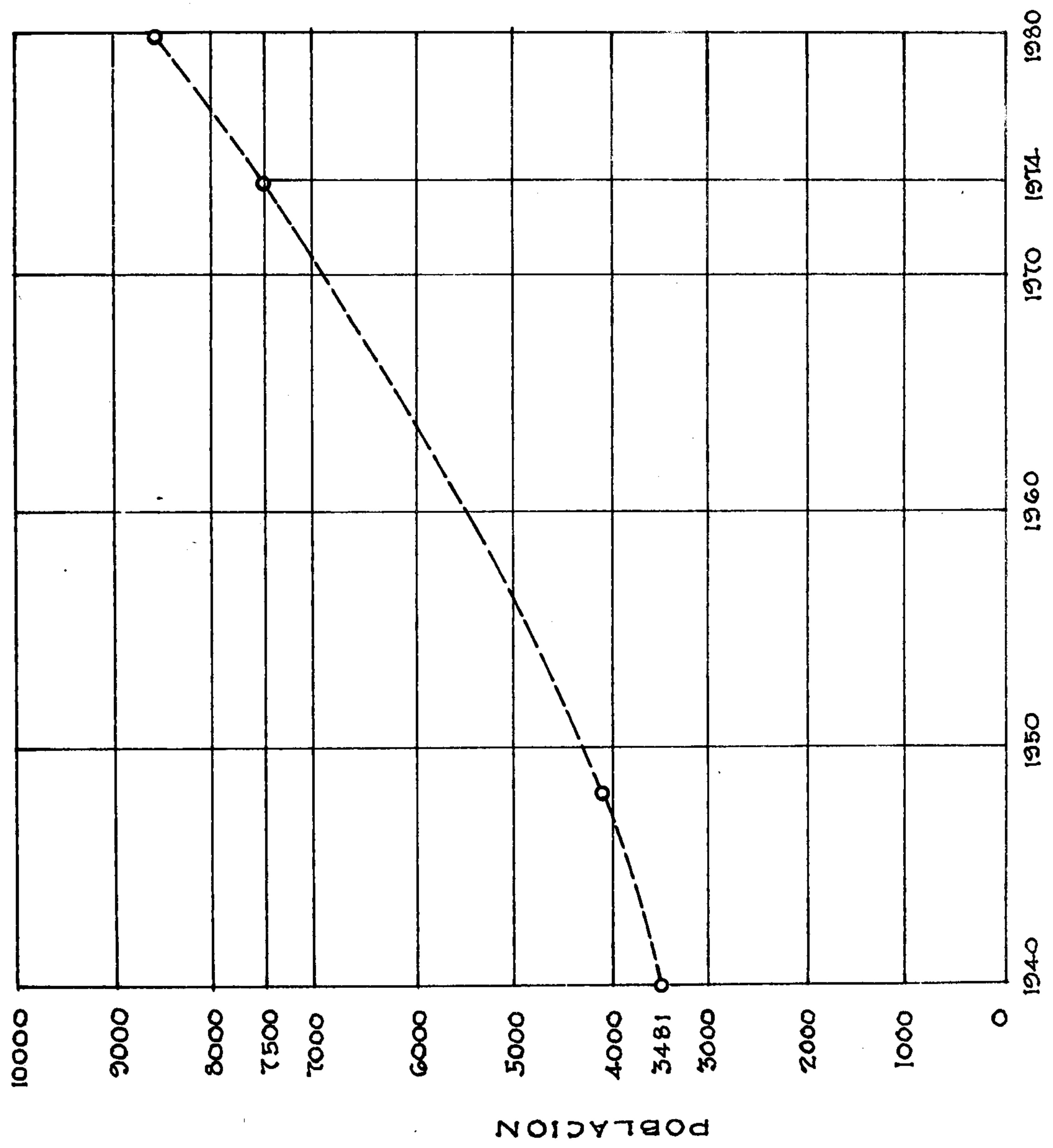
### Conclusión. -

Hemos expuesto a grandes rasgos algunos métodos y criterios usados en la predicción de la población futura. En este capítulo haremos una ligera discusión de los métodos empleados, y adoptaremos aquel valor que nos parezca más de acuerdo a la realidad viviente de nuestra población en estudio.

Todo estudio de crecimiento de población en cualquier ciudad peruana, para ser fundamentada en principios y teorías de la estadística matemática, encuentra serias dificultades, algunas de ellas insalvables.

En efecto, solamente se tienen los datos suministrados por los Censos de 1,876 y 1,940 lo que hace difícil y riesgoso total cálculo de

CURVA DE CRECIMIENTO PROBABLE DE  
LA POBLACION DE CUTERVO



ECUACION DE LA VARIACION  
DE LA POBLACION

$$y = 1.576x^2 + 65x + 3481$$

población.

Se han obtenido las siguientes cifras:

Método de Crecimiento Aritmético	= 5,150 habitantes.
" " Interés Simple	= 6,500 "
" " Interés Compuesto	= 7,000 "
" Racional	= 7,500 "
" Comparativo	= 6,300 "
" de la Parábola de 2º Grado	= 6,610 "
Considerando el 50 % de la población actual, aumentada a la anterior	= 6,200 "
Considerando el doble de la población actual	= 8,200 "

Cutervo, enclavada entre los contrafuertes de la cordillera andina con escasas vías de comunicación que la vincule con los grandes centros urbanos, con pocas posibilidades industriales, no creemos que tenga un brusco y acelerado aumento en su capital humano y más bien este crecimiento será paulatino y uniforme.

Adoptaremos como población para el año de 1,974 ó sea al final del período de diseño, la población de 7,500 habitantes, cantidad esta que es un poco mayor que la dada por los demás métodos, pero que la haremos nuestra porque tiene un ligero margen de seguridad; hemos adoptado como curva representativa del crecimiento de la población de Cutervo la Parábola de 2º Grado calculada a base de los datos censales de 1,940 x, 1,948 y la población calculada para 1,974, conforme se vé en el diagrama respectivo.

#### ZONA URBANA , AREAS DE POSIBLE EXPANSION Y DENSIDAD.-

Existe una zona céntrica que es la más densamente poblada y tres barrios de los cuales como ya dijimos anteriormente "Pueblo Nuevo" es el más importante porque presenta condiciones más favorables, pendientes más suaves que la zona

céntrica y es la zona hacia donde vá creciendo la ciudad. Tenemos además dos barrios "El Cumbe" y "Carniche" que por estar situados en terrenos accidentados no vienen a ser sino prolongaciones vecinales con construcciones aisladas en ambos lados de las calles únicas que existen en cada una de ellas.

La zona céntrica con sus 13 Has. aloja actualmente a 2,100 habitantes con una densidad de 160 habitantes por hectárea .Las zonas aledañas considerando los tres barrios existentes tienen unas 25 Has. con una densidad de 80 habitantes por Ha., actualmente aloja a unas 2,000 habitantes.

Si consideramos, para el futuro, una densidad de 160 hab/Ha. en la zona de Pueblo Nuevo y en los demás barrios que se encuentran semi-despoblados, tendremos que puede alojarse a  $160 \times 25 = 4,000$  hab.

Zona céntrica	2,100	Habitantes
Barrios existentes	4,000	"
	<hr/>	
Total :	6,100	"

Teníamos como población calculada, 7,500 habitantes, la zona actualmente urbanizada solamente puede alojar a 6,100 habitantes, considerando que la zona céntrica esté completamente saturada, se tiene una diferencia de 1,400 habitantes. Considerando una densidad igual a la anterior para los demás barrios, vemos que necesitamos unas 10 Has. aproximadamente de zona de expansión y la ubicaremos al Este de la ciudad en los terrenos aledaños a los locales escolares en proyecto y que se construirán en la "Pampa de Chaquil" en las inmediaciones del estadio.

CONSUMO .- Dotación.-

Es de vital importancia al diseñar las obras de agua potables, estimar la cantidad de agua que se necesita para satisfacer las necesidades de la población ~~en~~ futura. Esta estimación es aproximada, ya que se trata del futuro.

Sin embargo, si hacemos un análisis detallado de todos los factores comprendidos en el consumo del agua, podremos llegar a una solución, que si no es la verdadera, se acerca bastante a ella.

No existiendo datos acerca del consumo de agua en nuestra ciudad en estudio, por no ~~haber~~ tener actualmente ningún servicio de abastecimiento de agua potable, puede estimarse el consumo de agua, basandonos en la comparación con otras ciudades de caracteres similares y haciendo una apreciación personal de acuerdo a las características propias de la ciudad de Cutervo, motivo de este estudio.

El consumo en una población se estima en litros por habitante y por día (l.p.h.d.) a esto se llama Dotación y se refiere al promedio anual de consumo, considerandose la población total de la ciudad.

En el libro "Ingeniería Sanitaria" del ingeniero Dn. Alfredo Mendiola en el capítulo correspondiente a "Fuentes de Abastecimiento" (Pag. 26 y 28) se observa que la dotación por habitante y por día en las ciudades de provincias varía desde ~~29 l.p.h.~~ 29 litros en Salaverry a 250 litros en Ica, Trujillo, Jauja, Huancayo, etc., siendo la cifra más común la de 200 l.p.h.d.

Si embargo es interesante hacer notar que en muchas ciudades no se consume mayor cantidad de agua sencillamente porque no hay más y en otras ciudades el consumo es exagerado debido a la falta de medidores que controlen este gasto.



En la ciudad de Buenos Aires, por ejemplo, en la que no hay medidores el consumo por persona y por día llega a 700 l.p.h.d. (Apuntes de clase) Existen otros factores, que afectan el consumo de agua y entre ellas tenemos: a) Variedad de clima, b) Standard de vida, c) Calidad y costo del agua, d) Tamaño de la población, e) Presión, f) Volumen usado por la industria, g) Existencia del sistema de desagües, h) Uso en los servicios públicos, i) Pérdidas en la instalación, que puede llegar hasta el 30 % del consumo total de agua, j) Porcentaje de medidores instalados, k) Extensión de los jardines públicos y particulares regados con agua del sistema, etc.

Sería innecesario, analizar cómo influyen cada uno de estos factores en el consumo de agua, ya que son ampliamente conocidos.

Como sabemos, el consumo de agua potable se clasifica según el uso a que se le destina en:

- 1.- Consumo Doméstico
- 2.- " Industrial y Comercial
- 3.- " Público
- 4.- " por pérdidas en el sistema.

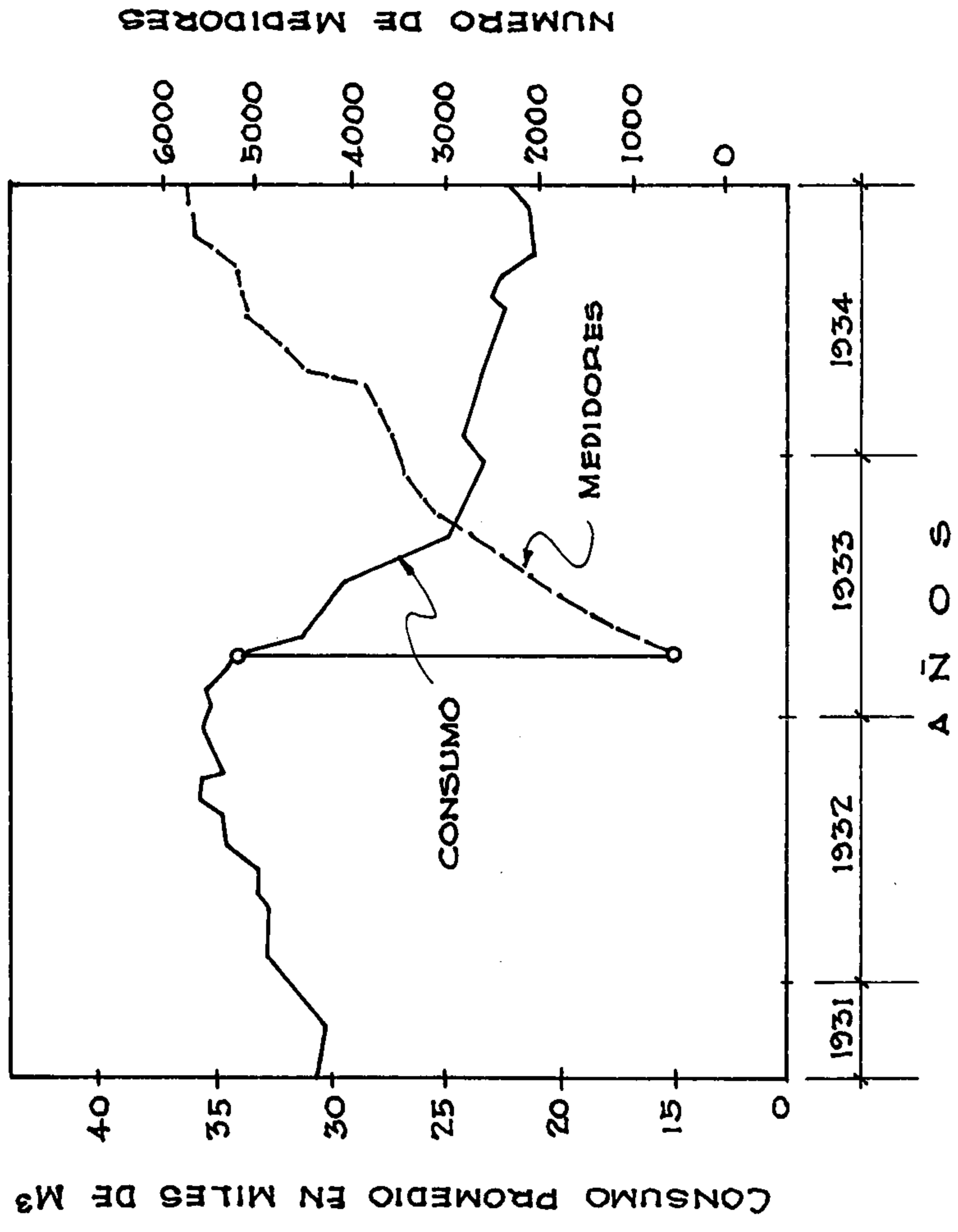
El Consumo Doméstico, depende del grado de civilización y recursos económicos de las personas, es además proporcional al número de aparatos sanitarios instalados. Este consumo comprende el agua gastada en los usos domésticos, lavado de pisos, ropa, etc.

Consumo Industrial y Comercial, depende naturalmente del grado de industrialización de las ciudades. En determinadas ciudades este consumo es determinante, caso de Chicago en que el consumo se eleva a 1040 l.p.h.d. debido al alto grado de la industrialización.

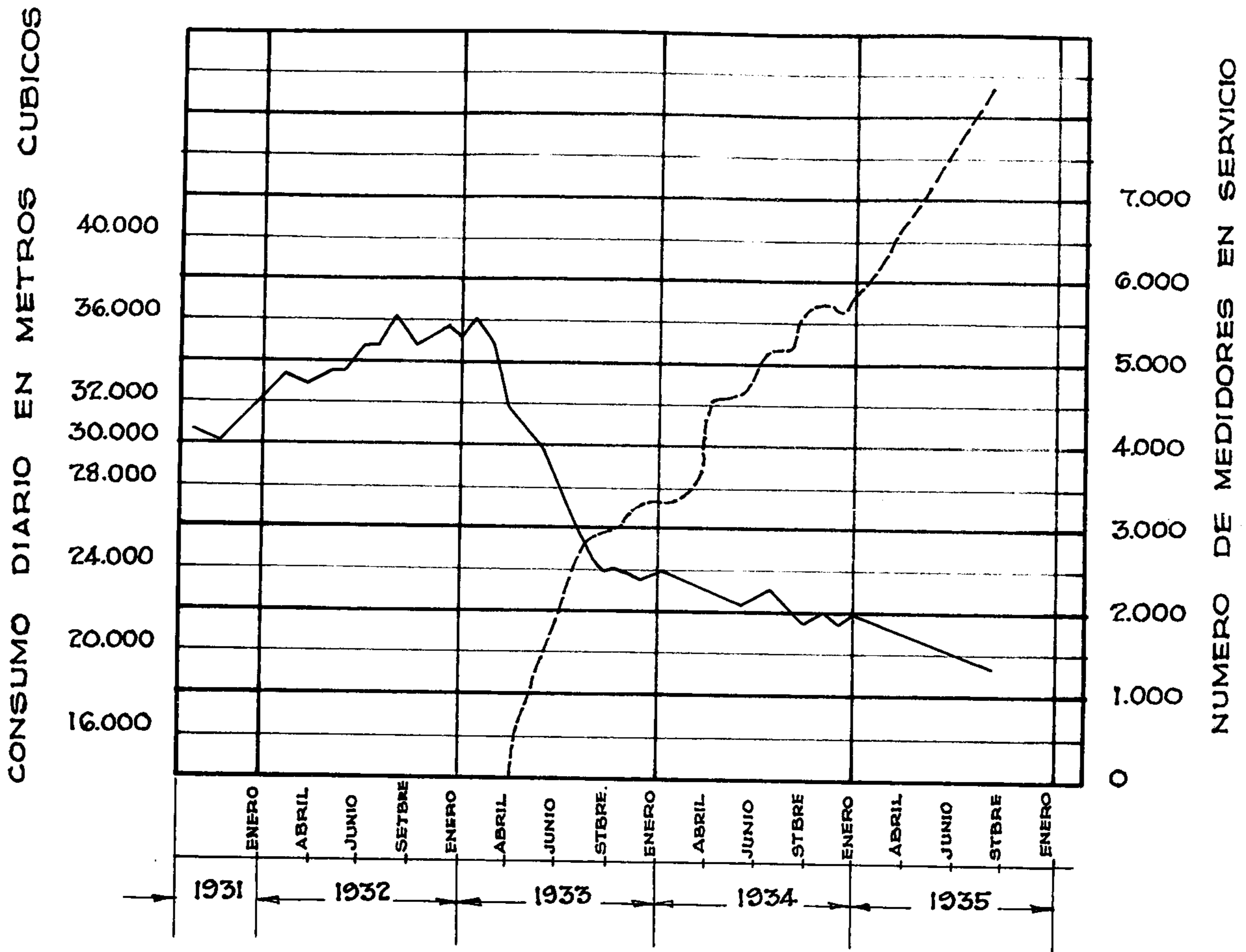
Consumo Público, incluye el consumo para incendios, del que nos ocuparemos más adelante con detenimiento.

# INFLUENCIA DE LOS MEDIDORES EN EL CONSUMO

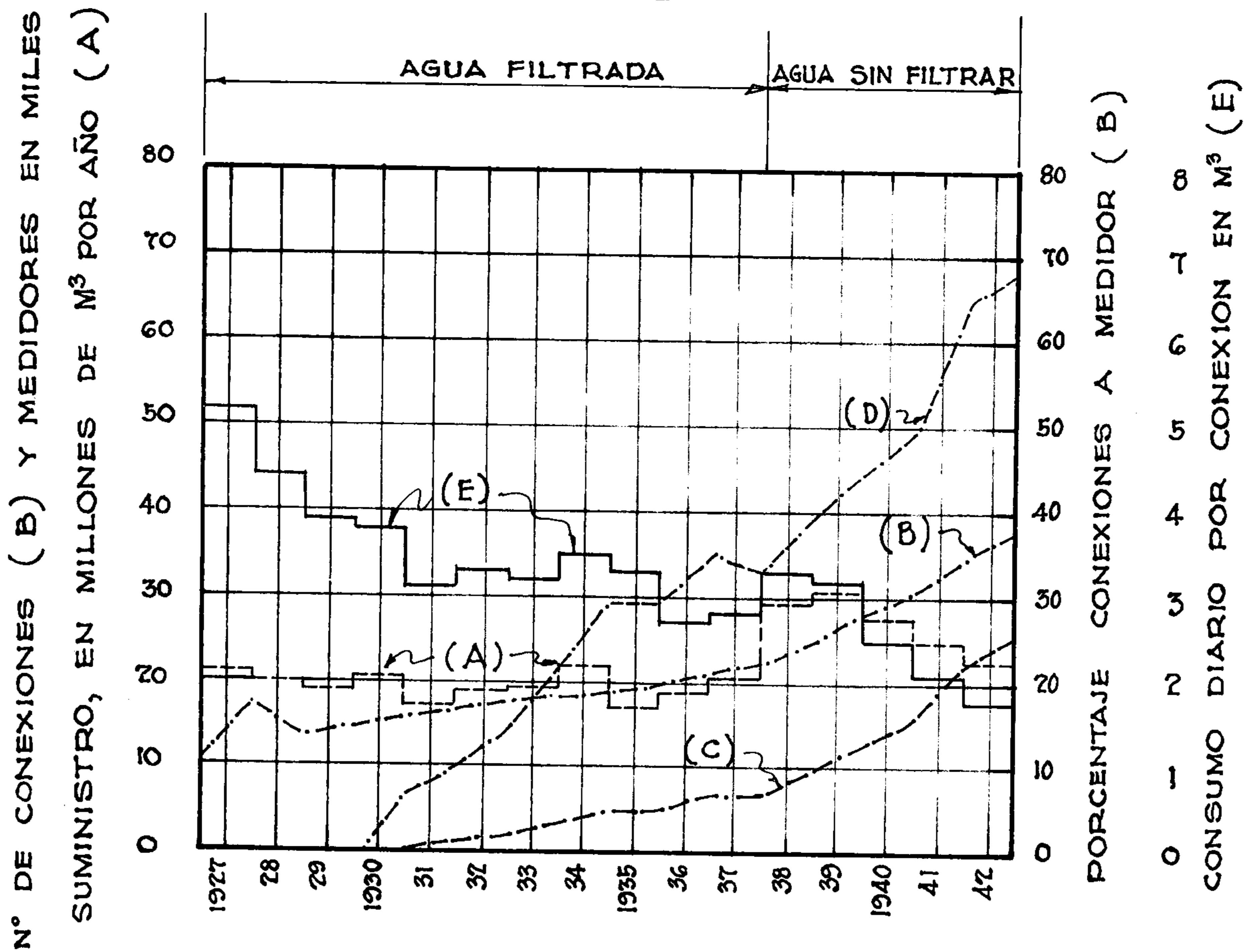
( ACUEDUCTO MUNICIPAL DE CALI )



Nº 1



Nº 2



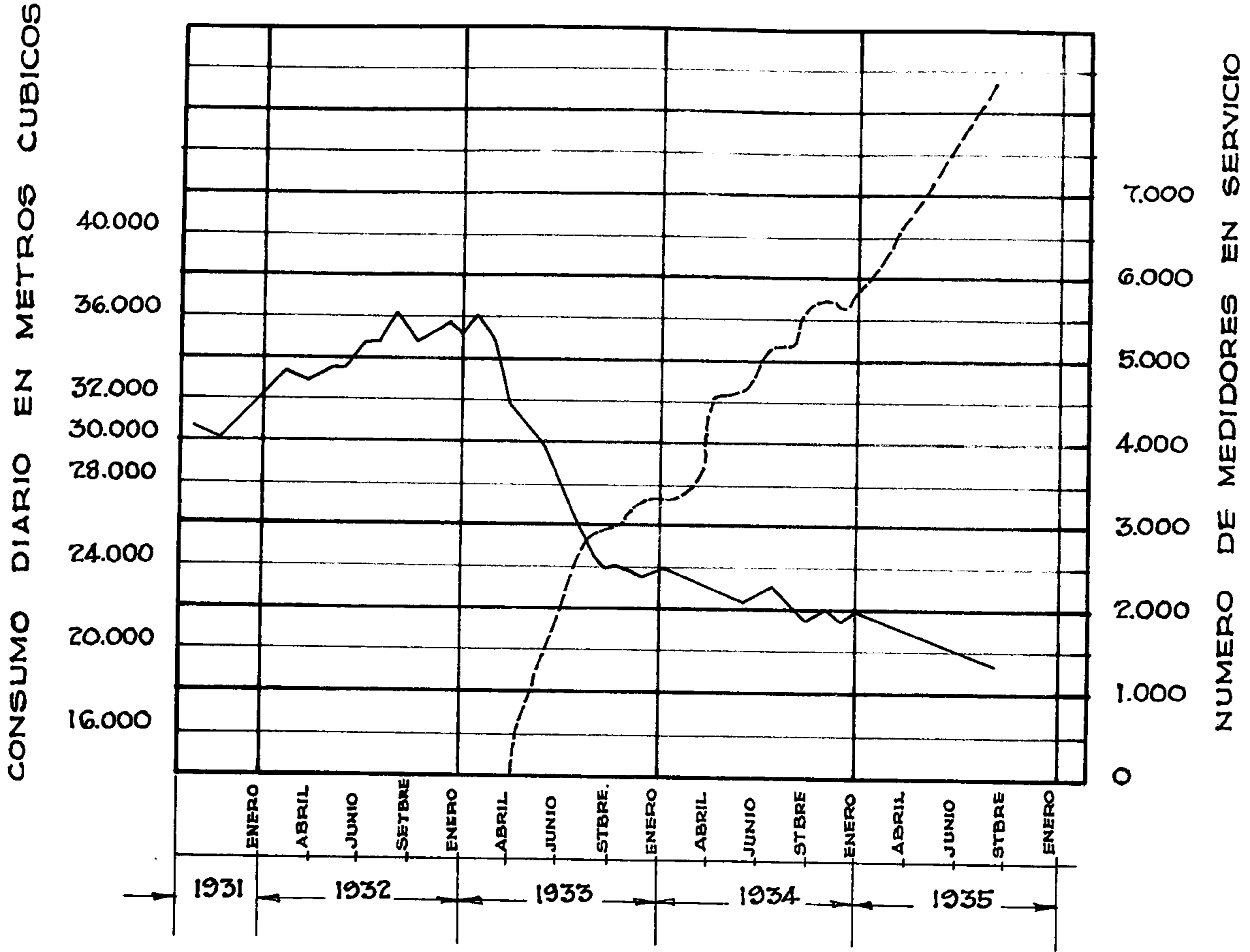
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

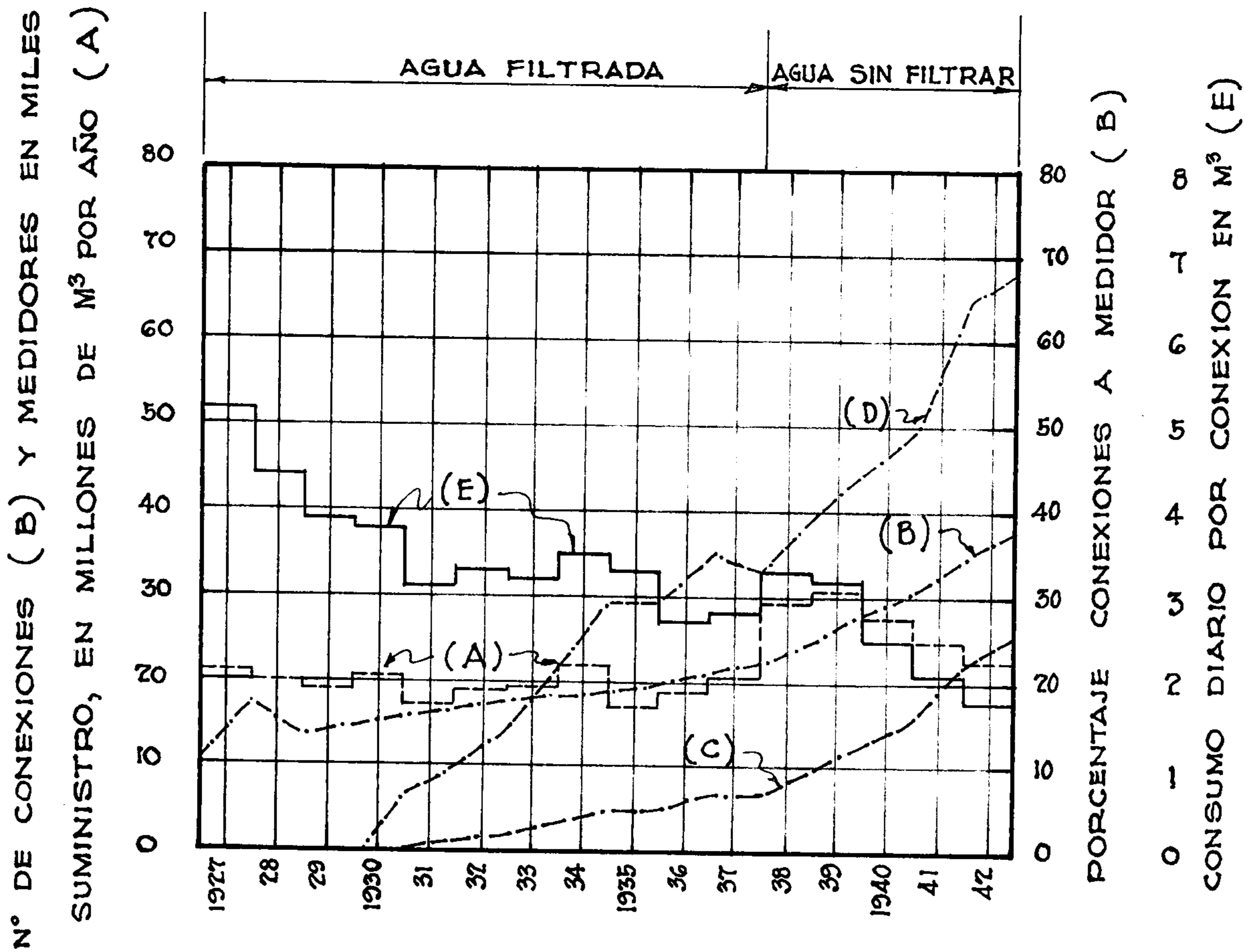
RESULTADO DE LA INSTALACION DE  
MEDIDORES EN LAS CIUDADES DE  
CALI Y BOGOTA

EX-ALUMNO ALCIBIADES HERRERA O.

Nº 1



Nº 2



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

RESULTADO DE LA INSTALACION DE  
MEDIDORES EN LAS CIUDADES DE  
CALI Y BOGOTA

EX-ALUMNO ALCIBIADES HERRERA O.

Consumo por pérdidas en el sistema, este es proporcional a la longitud de las tuberías instaladas, a la presión en el sistema, puede llegar al 20 ó 30 % del consumo total.

Como dato ilustrativo consignaremos las especificaciones de la "Asociación alemana de técnicos en Gas y Agua", los que dan una serie de consumos específicos y los que se consideran como muy aproximados a la realidad por la mayoría de especialistas( Lueger, Smareker, Mistrangelo y Weyrauch)

1.- Consumo Privado ó doméstico

Para beber, cocinar y aseo por persona y por día .....	20 á 30	ltrs
Para lavar ropa, por persona y por día .....	10 á 15	"
Por baño con ducha .....	20 á 30	"
Por descarga de W.C .....	8 á 10	"
Por baño, en tina .....	350	"
Riego de jardín en día seco, por m2. ....	2 á 3	"

2.- Servicio Público.-

Riego, barrido, lavado de calles por año y cuadra .....	28	m3.
Escuelas, externado por alumno y por día .....	2	litros
Riego jardines públicos, por m2. y por año .....	3.5	m3.
Cuarteles, por soldado y por día .....	30	litros
Cuarteles por caballo y por día .....	40	"
Hospitales, casas de salud ó asilos por persona .....	100 á 150	"

Conclusión.-

Hemos expuesto todos los factores determinantes en el consumo de agua de las poblaciones en general, tanto en ciudades peruanas como americanas.

Ahora bien, determinar el consumo de agua por habitante y por día en una ciudad del país, aparte de la Gran Lima y de algunas ciudades importantes, es indudablemente materia de apreciación del proyectista, ya que no

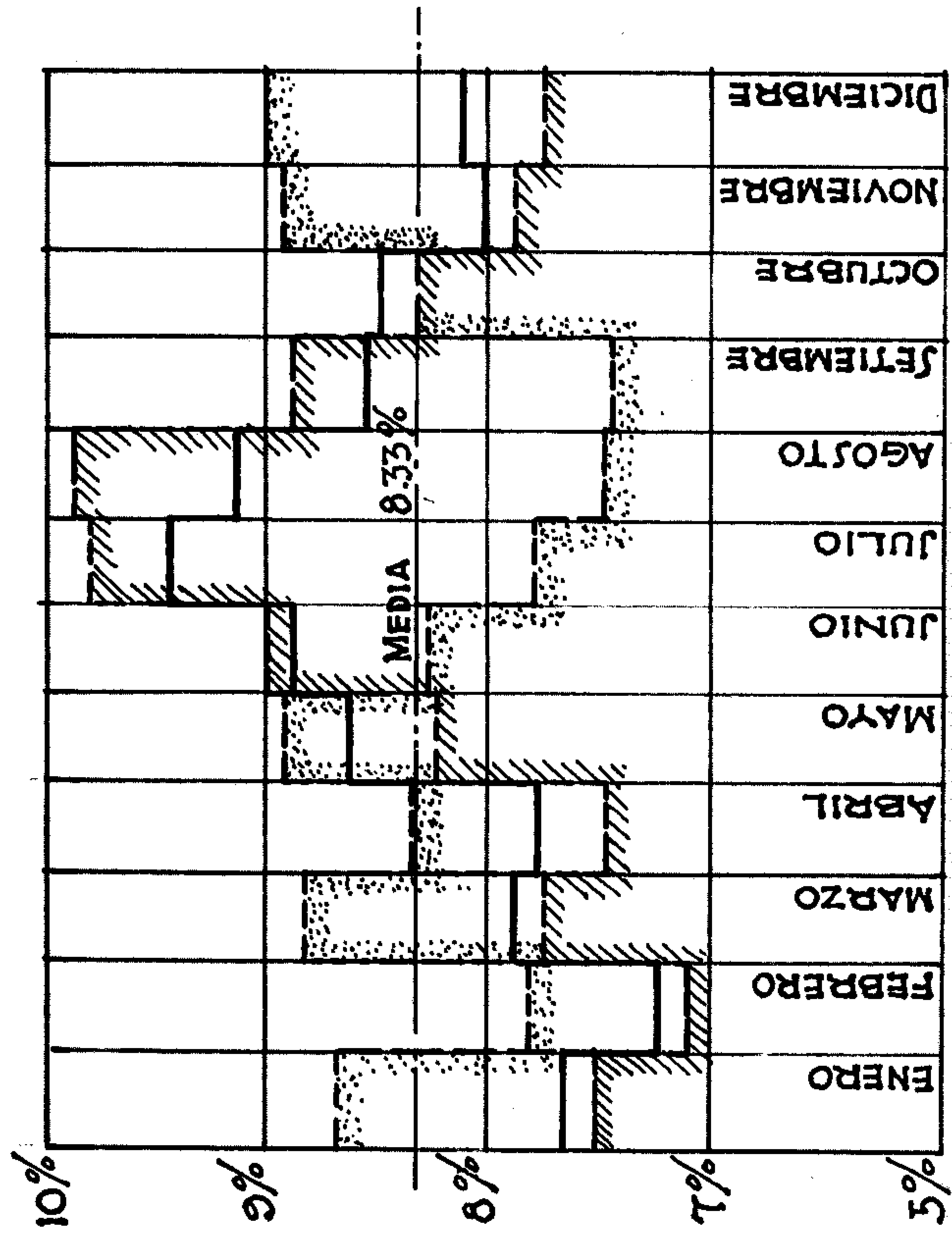
se tienen datos al respecto.

Adoptaremos como dotacion promedio, 200 litros por habitante y por día, cantidad esta que cubre todas las exigencias señaladas y que además es más elevada que la que se indican para ciudades pequeñas. En otros países como en Chile, en la que el Departamento de Construcciones y Obras Públicas señala como dotación 150 l.h.d, como mínimo y para ciudades con alcantarillado indica 153, como gasto medio (Memoria de la Dirección General de los servicios de Agua Potable y Alcantarillado de 1933).

Variaciones del Consumo. - Después de establecerse la Dotación y preverse las exigencias del servicio en el futuro, un elemento importante de tenerse en cuenta es la variación del consumo que existe durante los meses de un año, los días de un mes y durante las horas del día. Conocer estas variaciones es objeto de observaciones especiales en cada localidad y cuando se trata de ciudades donde se carezca de servicio regular, ha de usarse los resultados ocurridos en otras ciudades de iguales características.

La variación mensual del consumo, generalmente oscila entre los 5 y 12% del promedio anual. Como un dato ilustrativo consignaremos el diagrama de consumo mensual que representa la variación mensual del consumo en ciudades italianas y alemanas, cuyas oscilaciones se conservan con cierta regularidad y el consumo total medido como verificación para la ciudad de Rio de Janeiro.

Variaciones diurnas, se ha comprobado mediante estadísticas que el consumo de agua varía notablemente, especialmente tratándose de los meses de máximo consumo; sabese, por ejemplo, que el mínimo se verifica los domingos y feriados, cuando todas las actividades de oficina, comercio e industria están ~~parcialmente~~ ó totalmente paralizados.



VARIACION MENSUAL DE CONSUMO

LEYENDA

- CIUDADES - ALEMANIA
- || RIO DE JANEIRO
- /// ITALIANAS



DIAGRAMA DE CONSUMOS HORARIOS PARA LA CIUDAD  
DEL CUZCO, EL AÑO 1921

500,000

400,000

300,000

M<sup>3</sup>

272,500

200,000

100,000

VOLUMEN DE AGUA USADA EN

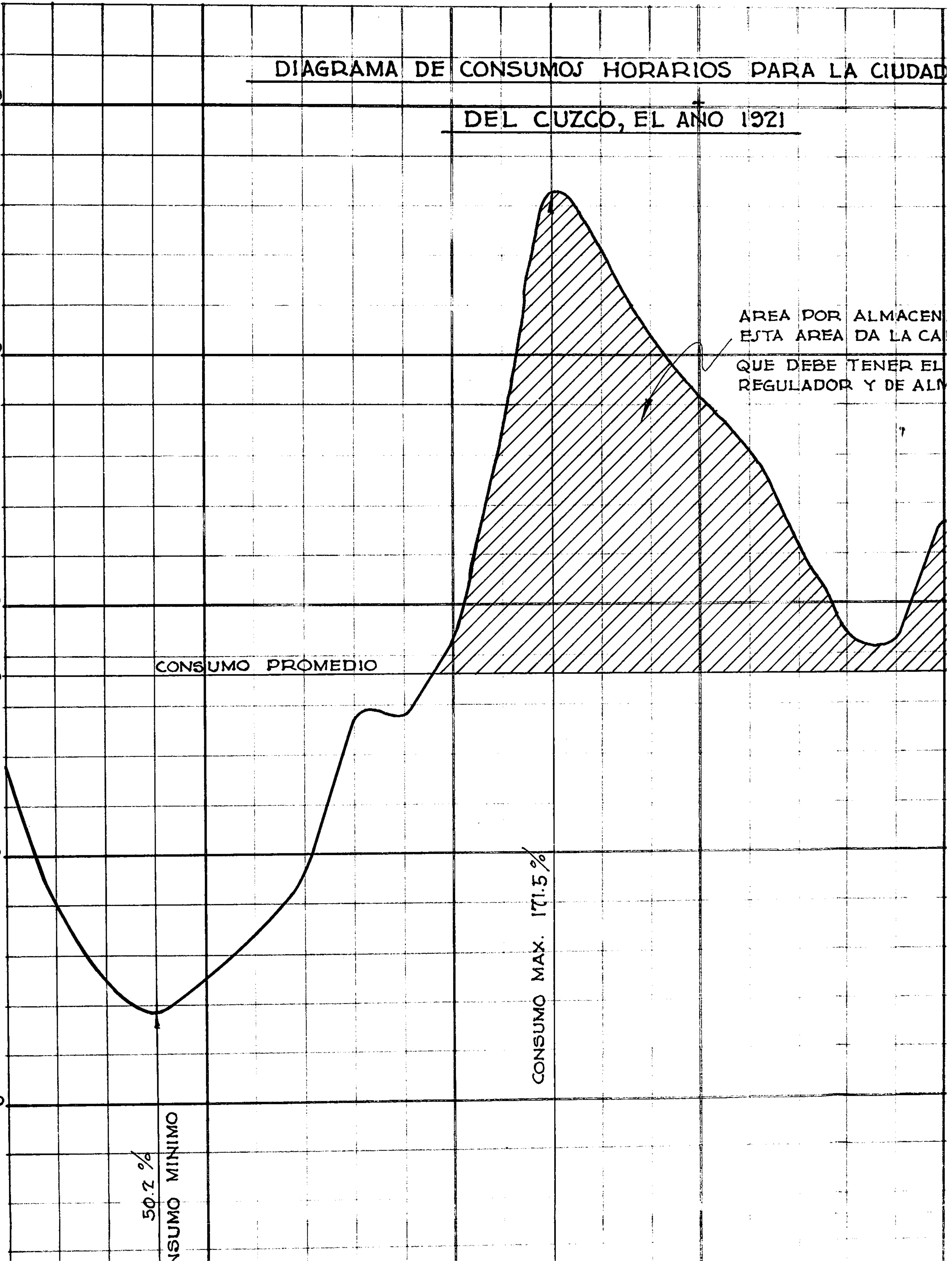
CONSUMO PROMEDIO

AREA POR ALMACEN  
ESTA AREA DA LA CA  
QUE DEBE TENER EL  
REGULADOR Y DE ALM

50.2 %

CONSUMO MINIMO

CONSUMO MAX. 171.5 %





El consumo máximo diario puede llegar hasta el 50 % mayor del consumo diario promedio, en localidades donde se registran temperaturas extremas.

Tratándose de nuestra ciudad en estudio que no tiene los grandes calores del verano ni los grandes frios del invierno como en las ciudades europeas y americanas, adoptaremos como variación diaria para el día de máximo consumo el 130 % del consumo promedio.

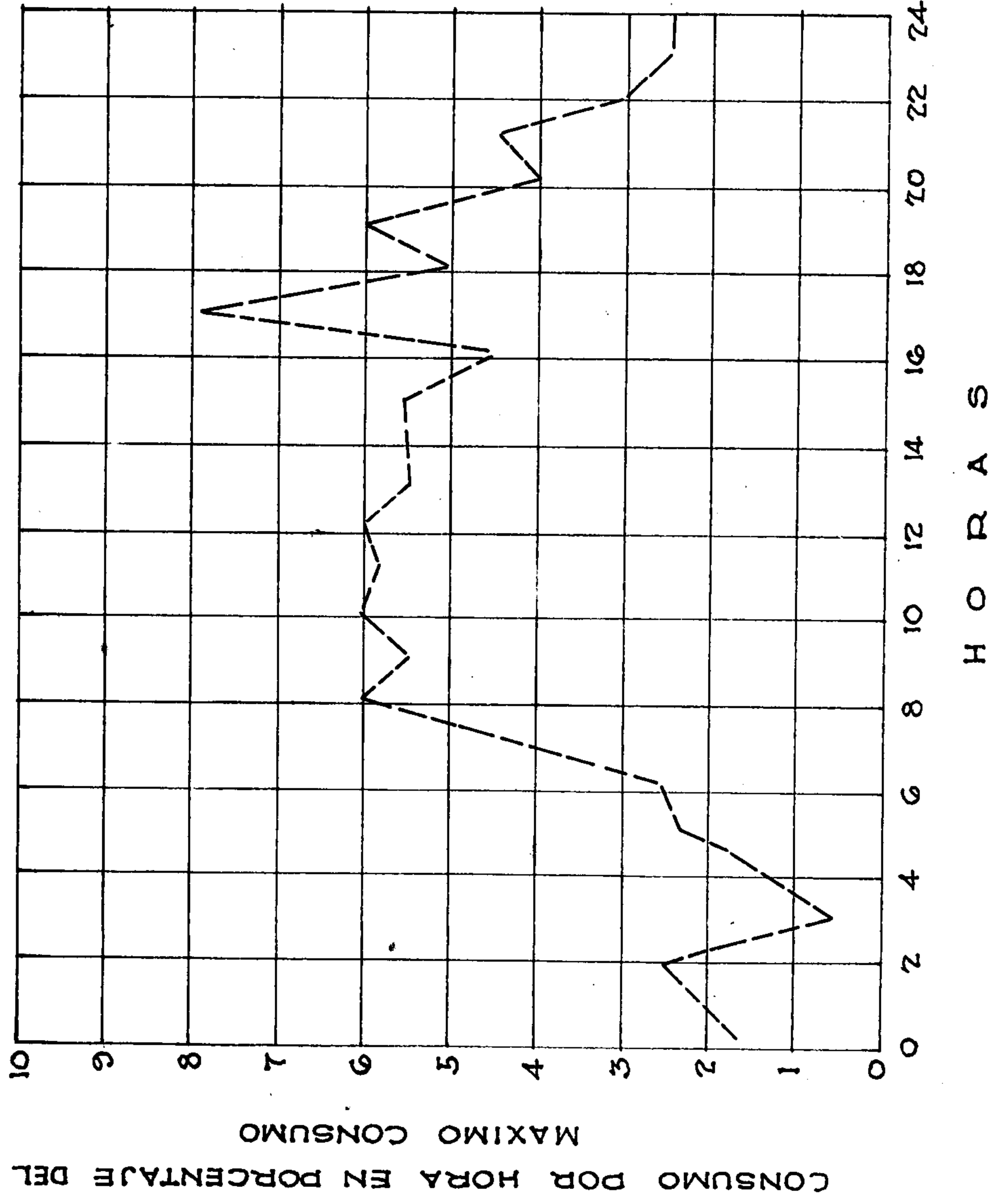
Variaciones horarias, se refiere a las que ocurren durante las horas de un día. Estas variaciones son las que más interesan para el diseño del Reservorio de Almacenamiento y la red de distribución.

Durante la noche el consumo es casi nulo, de 12 de la noche a 6 a.m se tiene el menor consumo, después vá subiendo hasta las 12 m. donde se llega al máximo, continúa así para después decrecer con pequeñas fluctuaciones hasta las 12 de la noche. Por supuesto que esta variación depende de las costumbres de los moradores de la ciudad y cuanto más cosmopolita sea ésta, menor serán las variaciones en el consumo.

Como un dato meramente comparativo, consignaremos las variaciones en el consumo de Lima.

Año	Prom. diario anual en m <sup>3</sup> .	Día de Máx. consumo	Máximo consumo en m <sup>3</sup> .	Incremento sobre el promedio
1938	121577	30 enero	144583	20% %
1939	106119	4 "	123003	16 %
1940	107932	19 dic.	121463	13 %
1941	114238	19 dic.	131982	16 %
1942	117888	29 dic.	133586	14 %

# CURVA HORARIA DE CONSUMO



Un estudio hecho en 96 poblaciones de los E.E.U.U. ha dado los siguientes datos de variación horaria:

En poblaciones menores de 10,000 habitantes dió 215 %

En poblaciones mayores de 10,000 habitantes dió 230 %

En poblaciones grandes dió 300 %

Por la circunstancia que se tiene variaciones de clima no muy marcadas vamos a adoptar como porcentaje para el máximo horario el 170 % del consumo del día de consumo promedio y un porcentaje del 30 % de aumento para el día de máximo consumo.

Se tiene los siguientes resultados:

Dotación promedio anual 200 l.p.h.d.

Dotación para el día de máximo consumo  $200 \times 1.3 = 260$  l.p.h.d.

" " la hora de máximo consumo  $200 \times 1.70 = 340$  l.p.h.d.

Tenemos que añadir al consumo horario máximo el debido a incendios, del que nos ocuparemos enseguida, para el diseño del Reservatorio de Almacenamiento y de la red de Distribución.

#### Demanda de agua para incendios.-

Este consumo por concepto de incendios depende, de la naturaleza de las construcciones, del valor de las propiedades y el peligro a que puedan estar sujetas al respecto.

En general, este consumo depende de dos factores:

- 1.- El tamaño de la población
- 2.- La naturaleza de las construcciones

Las ciudades industriales requieren como es natural una mayor seguridad respecto a incendios ya que las propiedades tienen un gran valor material y puede afectar la seguridad de muchas personas. Entre nosotros tenemos el caso de Talara donde se ha instalado una red de agua especial para atender este consumo.

No tomaremos en cuenta las recomendaciones del "N.F.B.U." ó sea de la Junta Nacional ~~de~~Americanas de Aseguradores contra Incendios, porque las cifras que asignan resultan muy exageradas, que en general estan fuera de nuestras posibilidades económicas.

El volumen de agua necesario para extinguir incendios, con respecto al consumo anual, es un porcentaje muy pequeño, pero tiene una influencia muy marcada en el consumo diario y en el horario.

Hay fórmulas americanas, basadas en el cálculo de probabilidades, como el aumento del riesgo de incendios con el aumento de la población, etc.

Una de las más conocidas es la que dá el gasto de incendio en función de la población.

$$Q = 1020 \sqrt{P} \left( 1 - \frac{\sqrt{P}}{100} \right)$$

Esta fórmula nos dá en galones por minuto (g.p.m.)

P población en miles

Q gasto en g.p.m.

Otra fórmula práctica que dá el gasto por incendios es:

$$Q = 10 \sqrt{P}$$

Q nos dá en litros por segundo (l/s.)

P población en miles de habitantes.

Aplicando la fórmula anterior;

$$Q = 10 \sqrt{7.5} = 27 \text{ l.p.s.}$$

Consideraremos que un incendio sea atacado por dos grifos a la vez, un grifo debe contribuir con 175 g.p.m., por consiguiente la demanda de incendio sería de 350 g.p.m ó sean 22 l.p.s.

Fijaremos como demanda para el consumo de incendios ~~25 l.p.s.~~ 25 l.p.s. y con una presión no menor de 20 libras por pulgada cuadrada en los puntos más altos.

OBRAS PROYECTADAS

C. → CAPTACION .-

El arroyo donde vamos a diseñar las obras de Captación es pequeño, con un gasto de 30 l/s en mínima y 70 l/s. en máxima. La bocatoma no vendrá a ser sino un rebose vertedero, con una compuerta de limpia de 1.05 x 1.00 m x 3/8 " de espesor de fierro fundido tipo "Calco". La entrada al canal de captación, se controlará por una compuerta de 0.40 x 0.60 m x 1/4" de espesor de fierro fundido del mismo tipo del anterior, provisto de su correspondiente mecanismo de hizaje. Aguas arriba, los muros laterales tienen dos alas que sirven para cerrar la quebrada y evitar posibles desbordes. Aguas arriba de las obras proyectadas se protegeran éstas mediante la construcción de muros hechas con pedrones y unidos con mortero pobre. Aguas abajo del vertedero que sirve para elevar la película de agua, se contruirá ó mejor dicho se prolongará el muro dex la izquierda del lado donde se construíra el Desarenador, hasta la piedra que figura en el plano y que viene a ser una defensa natural para posibles inundaciones aguas abajo del vertedero, aunque esta posibilidad es remota ya que el Desarenador se halla a una cota mayor que el nivel del arroyo.

Calcularemos la altura de la cresta del vertedero:

$$Q = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$L = 2.00 \text{ m}.$$

$$Q = 1.845 L H^{3/2} \text{ m}^3/\text{s}$$

Despejando el valor de H, y reempazando valores tenemos

$$H = 0.116$$

Para evitar desbordes, en las épocas de lluvia, hemos dado un borde

libre de 0.50m , con la que ~~se~~ tenemos una capacidad de 1.30 m<sup>3</sup>, sin desbordarse por los costados.

$$Q = 1.845 \times 2.00 \times 0.50^{3/2} = 1.300 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Si hubiese mucha descarga, inclusive se puede hacer la compuerta de limpia, para bajar el nivel de agua dentro de la caja de captación. La losa del piso tiene 2 % de pendiente longitudinal , lo mismo que pendiente transversal para facilitar la limpieza hidráulica del fondo. La cota inicial del canal de captación es de 2456.25 y la cota final es de 2456.10 con un diferencia de nivel de 0.15 m. Al aproximarse al Desarenador, la canaleta tiene un ensanchamiento con un ángulo de 15 % con respecto al eje longitudinal.

#### DESARENADOR .-

El agua proviene de un Arroyo del que no se tienen mayores datos; se sabe que tiene su origen en un manantial situado a 3 kms. de la Captación y que corre por un canal cubierto por exuberante vegetación en toda su longitud. Viene cargada de fuerte cantidad de sedimentos en la época de lluvia y es clara 'e incolora en sequía. En vista de que el agua trae regular cantidad de sedimentos que puede perjudicar el buen funcionamiento de la Planta de ~~Tratamiento~~ Tratamiento diseñaremos un Desarenador que en la forma más económica entregue las aguas bien condicionadas a los tanques de Sedimentación fina. Diseñaremos el Desarenador para que en él sedimenten partículas hasta de 0.0005 m. de diámetro con un peso específico de 2.65 Ton/ m<sup>3</sup>., es decir separaremos hasta la arena gruesa y la media. Teniendose en cuenta el cuadro de velocidades críticas para materiales sólidos adoptaremos una velocidad en el Desarenador de 30 cms/s. El valor hidraulico de sedimentación para partículas de 0.5 mm es de 53 m m/s.

Tirante de agua, de entrada 0.30 ms. ↓  
Caudal de entrada 0.030 m<sup>3</sup>/s.

Las fórmulas que dan el ancho y el largo del Desarenador son:

$$b' = \frac{Q}{v'd} \quad L = \frac{d}{v''} K v'$$

En donde:

$v'$  es la velocidad en el Desarenador

$v''$  es el valor hidráulico de sedimentación

$K$  es coeficiente que depende de la velocidad crítica en el Desarenador.

Reemplazando valores, tendremos:

$$b' = \frac{0.030}{0.30 \times 0.30} = 0.33 \text{ m.}$$

$$L = 1.50 \times 0.30 \times \frac{0.30}{0.053} = 2.60 \text{ m.}$$

Como podemos observar, nos han resultado dimensiones muy pequeñas y antes de adppter las dimensiones prácticas, veamos otro criterio para calcularlas.

La velocidad media que necesitará el agua para sedimentar las partículas mencionadas, esta dada por la fórmula:

$$v = \sqrt{2g} \sqrt{\frac{2D}{3K} \left( \frac{p'}{p} - 1 \right)}$$

$D$  es igual á 0.0005 m (diámetro de las partículas por sedimentar)

$p' = 2.65$  Toneladas/m<sup>3</sup>. ( p.e. de las partículas por retener)

$p = 1.00$  " ( p.e. del agua )

$K = 0.5$  (coeficiente)

Reemplazando valores, tenemos ;  $v = 0.15$  m/s.

El valor hidráulico de las partículas por retener es 0.053 m/s., con una descarga de 0.030 m<sup>3</sup>/s y una velocidad media de 0.15m/s., la sección necesaria para el Desarenador sería de 0/20 m<sup>2</sup>. Si consideramos una profundidad de 1.50 m. aparte de la altura de agua de entrada, el tiempo de sedimentación será :



$\frac{1500}{53} = 29$  segundos, que a la velocidad media se necesitaría una longitud de  $29 \times 0.15 = 4.35$  m.

Para almacenar el material sedimentado, daremos a las dimensiones halladas un aumento, para que de esta manera se ~~am~~ dilate el tiempo entre dos limpiezas sucesivas.

Adoptaremos, dos tanques en serie, cada uno de 3.00 x 3.00 m., con una longitud total de 6.60 m. El fondo del Desarenador será de un tronco de pirámide invertido, con sus caras laterales inclinadas 45°, para facilitar el deslizamiento del sedimento.

Como el Desarenador no viene a ser sino un ensanchamiento del canal de Captación, éste arrancará inmediatamente de aquél, con un ángulo de 15°, volviéndose a cerrar con el mismo ángulo y terminar en una caja de recolección, de donde partirá la tubería de Conducción.

El Desarenador proyectado, es de limpieza continua y puede eliminar sus sedimentos en corto tiempo por una tubería de desagüe provista de su válvula de compuerta correspondiente, esta tubería de desagüe de fondo termina en el mismo arroyo de captación a unos 20 m. aguas abajo.

El fondo de la estructura está encima del nivel de las aguas máximas para facilitar de esta manera la descarga del sedimento.

Hemos adoptado las dimensiones arriba mencionadas, teniéndose presente que aunque representan una mayor inversión en el momento de ejecución es una economía en la explotación. En efecto, el único gasto de explotación sería el de limpieza de los tanques y la frecuencia con que ésta se haría será tanto menor cuánto mayor sean las dimensiones de los tanques.

Aceptemos que en término medio, los sedimentos ~~sm~~ que llegan al Desarenador sean de 0.5 Kgs. por metro cúbico de agua cruda y que el 70%



de estos sedimentos corresponden a partículas de 0.0005 m. ó mayores. Diariamente pasarían por el Desarenador  $0.030 \times 86400 = 2600m^3$ . de agua con una cantidad de sedimentos de  $2600 \times 0.5 = 1300$  kgg., de los ~~que~~ que suponemos retener el 70 % es decir tendremos  $1300 \times 0.7 = 910$  kgs. El Desarenador y la Bocatoma hemos diseñado con el gasto mínimo del arroyo, para darle cierta elasticidad al funcionamiento y facilitar su funcionamiento.

En realidad, estas obras deberían diseñarse para el consumo en el día de máxima demanda sea:

$$\frac{7500 \times 200 \times 1.3}{86400} = 22.5 \text{ l/s.}$$

Continuando con nuestra hipótesis, ya que no tenemos ningún dato al respecto, tendremos que la capacidad de retención de los sedimentos será mayor, ya que hemos dado dimensiones mayores que las calculadas a los tanques del Desarenador; si aceptamos que el depósito en los tanques es de 1000 kilogramos, que con el esponjamiento propio del lodo considerándose en 100 %, ocupa un volumen de 0.75 m<sup>3</sup>.

Los dos tanques tienen un volumen total de 9.00 m<sup>3</sup>. de tal manera que ~~para~~ la limpieza se haría cada 12 días en épocas de lluvia, cuando el agua viene cargado de fuerte cantidad de sedimentos y en épocas de estiaje, cuando el agua es clara, la limpieza de los tanques se haría quincenal y tal vez mensualmente.

Valores del coeficiente K

Velocidad en el Desarenador m/s.	<u>K</u>
0.20	1.25
0.30	1.50
0.40	1.75
0.50	2.00

Velocidades Críticas de transporte

Diámetro de las partículas	Velocidad crítica de transporte	
	P.e. = 2.65 m/s	P.e. = 1.20 m/s
0.05	0.12	0.05
0.10	0.14	0.07
0.50	0.26	0.12
0.80	0.31	0.14
1.00	0.33	0.15
1.50	0.39	0.18
2.00	0.43	0.20
5.00	0.62	0.28

Cálculo de la Pasarela de la Captación.-

Para facilitar el manejo de la compuerta de limpia, hemos proyectado una pasarela, que no viene a ser sino una losa de un tramo de 2.00 m. de luz libre y de 0.50 m. de ancho.

Tenemos:

$$b = 50 \text{ cms.}$$

$$f_s = 1260 \text{ kgs./cm}^2.$$

$$f_c = 63 \text{ "}$$

$$L' = 2.00 \text{ m.}$$

Luz de cálculo.-

$$L = L' + h \leq L_{c.a.c.}$$

$$L' + h = 2.10 \text{ m.}$$

$$L = 2.10 \text{ m.}$$

$$L_{c.a.c.} = 2.20 \text{ m.}$$

Sobrecargas y peso propio.-

$$s/c. = 300 \text{ k/m}^2 \times 0.50 = 150 \text{ Kgs./ml}$$

$$p.p = 0.50 \times 0.10 \times 1.00 \times 2400 \dots\dots\dots = 120 \text{ "}$$

$$\text{Carga total repartida} = 270 \text{ Kgs./ml.}$$

$$s/c < 3 \times c.p. \\ 150 < 3 \times 120 = 360 \text{ Kgs./ml.}$$

Momentos

$$(+)\ M = \frac{1}{8} w L^2 \qquad (-)\ M = \frac{1}{20} w L^2$$

Reemplazando valores:

$$(+)\ M = \frac{1}{8} \times 270 \times 2.10^2 = 148 \text{ kg-m.}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{20} \times 270 \times 2.10^2 = 60 \text{ kg-m}$$

Altura útil.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} \qquad d = \sqrt{\frac{14800}{11.6 \times 50}} = 5 \text{ cms.}$$

Recubrimiento = 4 cms.

Altura losa  $h = 5 + 4 = 9 \text{ cms.} < 10 \text{ cms.}$

Areas de acero.-

$$(+)\ A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d}$$

Reemplazando valores:

$$(+)\ A_s = \frac{14800}{1260 \times 0.857 \times 6} = 2.30 \text{ cm}^2 = 4 \ \emptyset \ 3/8 \text{ ''}$$

$$(-)\ A_s = \frac{6000}{1260 \times 0.857 \times 6} = 0.95 \text{ cm}^2 = 2 \ \emptyset \ 3/8 \text{ ''}$$

El A.C I. recomienda:

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 0.005 b d = 0.005 \times 50 \times 6 = 1.5 \text{ cm}^2 < 2.30 \text{ cm}^2.$$

Esfuerzo Cortante.-

$$V = 0.5 w L = 0.5 \times 270 \times 2.10 = 285 \text{ Kgs.}$$

$$v_c = \frac{V}{b j d} = \frac{285}{50 \times 0.857 \times 6} = 1.12 \text{ Kgs./cm}^2.$$

$$1.12 \text{ Kgs/cm}^2 < 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kgs./cm}^2.$$

Adherencia

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{285}{10.5 \times 0.857 \times 6} = 5.3 \text{ cms.}$$

Como tenemos 2  $\emptyset$  de 3/8 '' en los apoyos para el acero positivo, tenemos  $2 \times 3 = 6 \text{ cms.}$  de adherencia, luego estamos bien.

El doblado de las varillas de acero, hemos hecho a  $0.15 L = 0.30 \text{ m}$  siendo dos varillas rectas y dos dobladas.

C.-) LINEA DE CONDUCCION

El agua puede ser llevada desde la Bocatoma a la Planta de Tratamiento mediante canales descubiertos, acueductos cubiertos ó por conductos forzados ( tuberías).

Si bien es cierto que se podría utilizar el canal descubierto, esto no es recomendable, ya que se necesitaría hacer desarrollos, cortes y terraplenes, fuera del peligro de contaminación a que estaría sometido constantemente por atravesar terrenos de cultivo.

Los conductos a presión tienen la ventaja de que se acomodan a todos los accidentes del terreno, evitándose de que ningún tramo esté encima de la línea de gradiente hidráulica, también debe evitarse las contrapendientes, porque es en estos puntos donde se retiene el aire que arrastra consigo el agua en movimiento; el aire encerrado en la tubería obstaculiza el paso del fluido y provoca los peligrosos golpes de ariete, que puede comprometer la seguridad de toda la instalación.

Cuando no es posible evitar los puntos altos, se instalan válvulas con flotador a fin de evacuar el aire, lo mismo se hace en los puntos bajos donde se instalan válvulas de purga, para evacuar los sedimentos.

Al hacer el trazo de la Línea de Conducción se ha tenido especial cuidado de evitar los puntos altos que nos obligan a usar válvulas de aire lo mismo que los puntos bajos y más bien se ha tratado de seguir una pendiente uniforme haciendo un ligero desarrollo.

La tubería se coloca bajo tierra con el <sup>fin de</sup> brindarle protección y para evitar que sea un estorbo al tránsito y a los trabajos rurales. La excavación debe tener por lo tanto una profundidad adecuada, debiendo cubrirse la tubería con 0.80 m. de tierra por lo menos.

Como el diámetro de la tubería es de 8" no es necesario calcular el efecto de las cargas exteriores ni el factor de transmisión del terreno y además como este es en media ladera no se presentarán grandes

sobrecargas.

El gasto necesario en el día de máximo consumo es:

$$\text{Dotación día máximo} = 200 \times 1.3 = 260 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Población de cálculo} = 7,500 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Gasto necesario} = \frac{7500 \times 260}{86400} = 22.5 \text{ l.p.s.}$$

Aplicando la fórmula simplificada de Kutter, hecho por el Profesor

H.E.Babbit, para  $n = 0.13$

$$V = \frac{50 d \sqrt{s}}{0.598 + \sqrt{d}}$$

$$Q = \frac{39.25 d^3 \sqrt{s}}{0.598 + \sqrt{d}}$$

$$Q = 22.5 \text{ l/s.}$$

$$s = 0.0315$$

$$d = 5.9''$$

Adoptaremos un diámetro comercial de  $D = 6''$

$$Q = 25 \text{ l.p.s}$$

$$V = 1.38 \text{ m/s.}$$

Con lo que tenemos una cierta ventaja para el proyecto.

La zanja para la instalación de la tubería de conducción debe ser cuidadosamente trazada, evitándose en lo posible toda eminencia rocosa y emparejándose el fondo con una capa de arena ó si esto no fuera posible, con tierra suelta. Si se presentase una zona pantanosa ó deleznable sería necesario la colocación de una cama de concreto ó pilares bien cimentados, sobre los cuales se asentaría la tubería, aunque este caso es improbable que se presente, ya que la tubería atraviesa terrenos de cultivo. El relleno de la zanja debe empezarse principiando con tierra sin piedras, apisonándose los costados a fin de calzar la tubería.

PLANTA DE TRATAMIENTO

Tipo de Tratamiento que se recomienda.-

El agua natural destinado a la bebida requiere a menudo ser depurada y corregida. El objeto principal que se persigue con la purificación del agua para uso doméstico es el de privarlas de organismos patógenos y al mismo tiempo de mejorar sus condiciones físicas tales como la turbidez, sabor, olor, etc.

Hasta hace poco tiempo, parecía suficiente para declarar potable el agua proveniente de una fuente de abastecimiento, el llevar a cabo un análisis químico y otro micro-biológico de la muestra, y si los resultados obtenidos eran inferiores a los que fijaban las denominadas Normas, de los diversos Comités de Higiene, el agua era declarada potable. La experiencia ha demostrado que en nuestro medio esto no resulta en la práctica eficiente, ya que tales análisis realizados aisladamente sin estar referidos a las características donde surge la fuente, carecen de todo valor probatorio y no pueden constituir garantía suficiente para afirmar de la buena calidad del agua.

Para determinar la potabilidad de una agua, es necesario realizar sistemáticamente análisis de orden físico, químico y micro-biológico, los que deben ser completados con el conocimiento del ciclo hidrológico, que existe en la cuenca, y que puede ser determinado con relativa facilidad, con todo lo cual se llega a tener un conocimiento íntimo del proceso cuya consecuencia es la potabilidad. El agua resulta ser un fiel reflejo del medio que recorre, y en ella, van a aparecer todos los elementos buenos y malos que el terreno contiene.

Tratándose de la Fuente de Abastecimiento escogido, el informe respectivo que se encuentra en los archivos de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias dice: "El agua que abastece a la ciudad de Cutervo

se toma de un pequeño arroyo ( A en el plano ) que viene de un manantial llamado "Pachachaca", cuyo gasto llega a 70 l.p.s. en épocas de lluvia y baja hasta 30 l.p.s. durante la sequía."

" La distancia del manantial a la actual bocatoma es de 3 Kms.; el agua corre por un canal natural pero cubierto con exuberante vegetación en casi toda su longitud. Puede considerarse como prácticamente potable, ya que en 26 años que se están utilizando han sido muy contados los casos de enfermedades producidas por origen hídrico; no hay duda pues que está protegido adecuadamente por agentes naturales que evitan su polución."

Si analizamos el informe anterior, veremos que el agua proviene de un manantial con lo que podemos asegurar que se trata de una agua adecuada para usos domésticos sin necesidad de Tratamiento alguno y solamente sería necesario un adecuado diseño de las Obras de Captación, para evitar posibles contaminaciones en el lugar de afloramiento, y conducirse el agua mediante un conducto cerrado.

El agua que al salir del manantial era potable deja de serlo, ya que tiene que recorrer 3 Kms. al descubierto, sometido a posibles causas de contaminación. El agua es clara en época de sequía, pero vá cargada de fuerte cantidad de sedimentos en los períodos de lluvia. Nuestra agua en estudio debe contener grandes cantidades de materia orgánica ya que discurre por un canal cubierto por exuberante vegetación, esta materia orgánica vegetal carece de toda significación en cuanto a la potabilidad si es que no han estado en contacto con materia orgánica animal, ya sean fecales, de estiércol, ú orinas las que pueden contaminar el agua con grave peligro sanitario.



Sabemos que el agua viene cargada de fuerte cantidad de sedimentos en los períodos de lluvia, lo que influye en el color y es el que determina el sistema a adoptar.

La elección de los métodos de Depuración y Corrección depende de la naturaleza del agua a tratar, siendo los procedimientos usuales los siguientes: La clarificación, la aereación, la separación de materia orgánica, la esterilización ó destrucción de bacterias; y entre los procedimientos de Corrección tenemos: La decoloración, la desodorización la desferrización, desmanganización, separación del oxígeno libre y del anhídrido carbónico, reducción de la dureza y la del sabor y de la temperatura.

Si consideramos el aspecto financiero, debemos buscar una solución que siendo más económica sea a la vez eficiente en cuanto a la técnica y que esté de acuerdo a los medios y recursos económicos de los pobladores del lugar. Nos inclinaremos por la solución más sencilla y de más fácil manejo y que el gasto de sostenimiento de la Planta no resulte oneroso.

Al adoptar el tipo de Tratamiento no proyectaremos obras pequeñas que sean miniatura de las grandes, ni copiaremos órganos, equipos y estructuras que sólo tienen justificación en las grandes Plantas de Purificación de Aguas.

Diversos aspectos deben contemplarse antes de adoptar el tipo de Tratamiento, siendo uno de los primeros y más importante, como ya dijimos anteriormente, el conocimiento perfecto de la cuenca tributaria; debe conocerse el verdadero historial del curso y las variaciones que sufre en sus constantes físicas químicas, en las estaciones de seca y lluvia. Los cambios que el agua sufre según las estaciones, principalmente la turbiedad, el contenido de materias en suspensión y su flora, determinan por su gran influencia, en el proceso purificador.

Como dijimos más adelante nos inclinaremos por la solución más sencilla y de más fácil manejo, ya que no tenemos ningún análisis, además sabemos que el agua en la época de sequía es límpida y clara y que durante 26 años que se están utilizando sin tratamiento alguno se han presentado contados casos de enfermedades por origen hídrico, lo que nos está indicando que la quebrada por donde discurre debe ser inaccesible.

La Planta de Tratamiento se compondrá de lo siguiente:

Desarenador en la Bocatoma, del que ya nos ocupamos en el capítulo anterior. Sedimentación Simple de partículas finas. Filtración mediante los llamados Filtros Lentos ó Ingleses y Desinfección por cloro como última etapa del tratamiento.

#### SEDIMENTACION SIMPLE

El proceso de la sedimentación simple es el más económico y el <sup>que</sup> más conviene para una población pequeña, ya que no se tendrá mayormente gastos de explotación y administración.

Con la sedimentación se corrigen muchos de los caracteres orgánicos de las aguas crudas que van a ser empleadas como bebida. Se elimina en forma económica las partículas en suspensión, como arcilla limo y arena de que viene cargada las aguas superficiales; además es el procedimiento previo a la filtración, que permite obtener un efluente mucho mejor, no sobrecargando al filtro con sustancias gruesas, fácilmente sedimentables. Al instalarse los tanques de sedimentación, no se reduce la superficie de filtro necesario para la total clarificación del agua, sino que tan solo crece la duración del tiempo de servicio de un filtro entre dos limpiezas sucesivas.

En los Sedimentadores no solamente se mejora el aspecto físico del agua sino como lo demuestran estudios hechos en los E.E.U.U se tiene que en ~~un~~ ~~se~~ con un período de almacenaje de 24 horas se ha

conseguido una reducción bacterial de 75 á 83 %.

La variedad en las dimensiones de las partículas que se encuentran en suspensión en las aguas, determinan dos métodos distintos que son: a.-) La Sedimentación Simple ó granular y b.-) La Sedimentación con coagulante ó flocular. En el primero cada partícula sedimenta por su propio peso, a una velocidad constante e independiente una de otra. En la segunda, todas las partículas que forman el floc, sedimentan con la misma velocidad.

Las leyes que gobiernan la sedimentación han sido estudiadas por Stokes, Hazen y otros Ingenieros dedicados a la investigación y de los que se han deducido fórmulas de carácter experimental.

Cuando el agua está en reposo ó con velocidad muy pequeña los sólidos sedimentan, dependiendo el tiempo que tardan en sedimentar del peso específico, viscosidad del líquido, de la forma, tamaño y concentración de los sólidos en suspensión.

No hay duda que el tiempo empleado en sedimentar la partícula más pequeña, que se quiere eliminar del agua, determina el período de detención necesario. Este período, es función del valor hidráulico de cada partícula, determinado por Hazen.

El tipo de Sedimentador que usaremos será el continuo, de flujo horizontal, por ser el más práctico y económico que el intermitente.

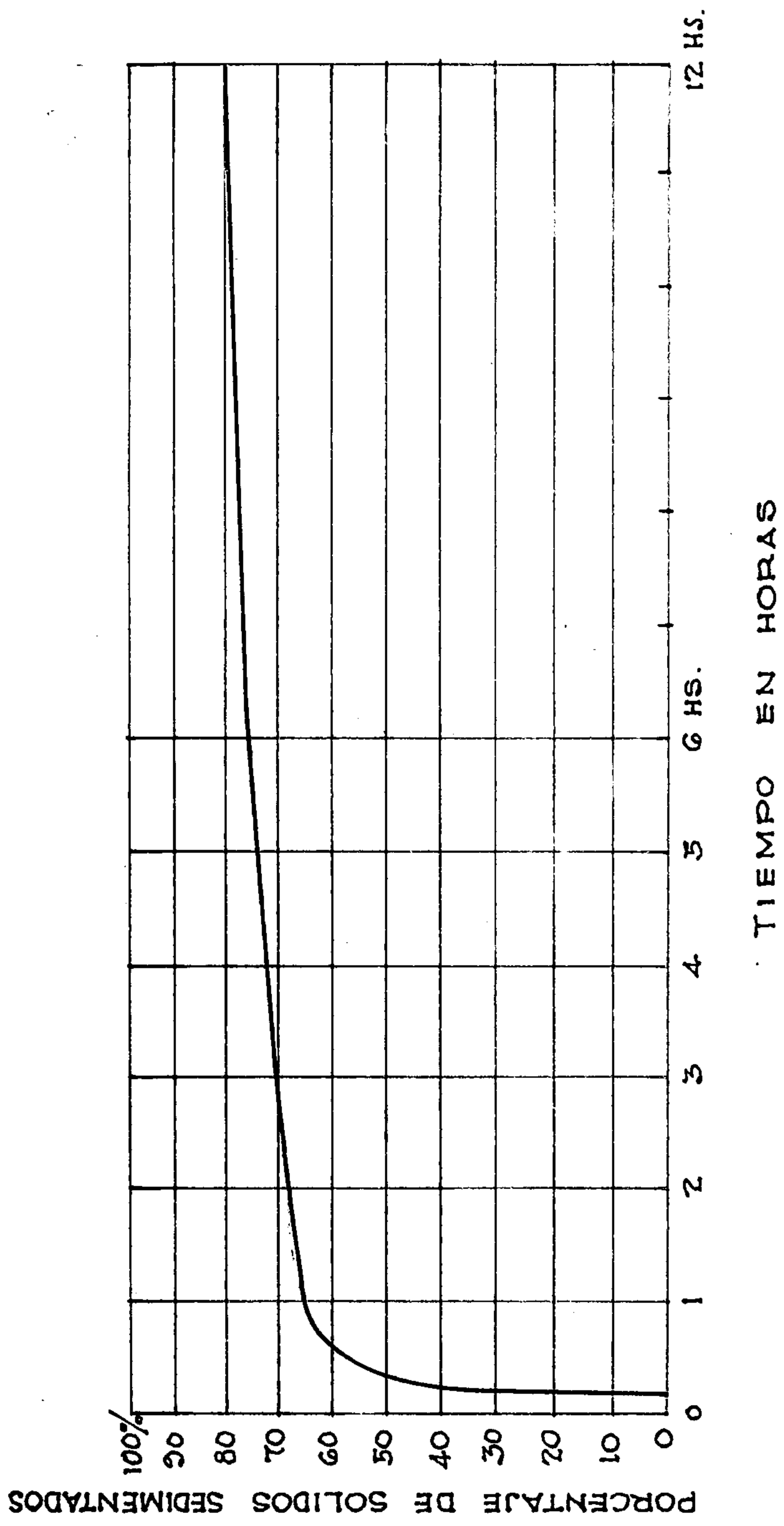
Diseñaremos un Sedimentador del sistema continuo y de flujo horizontal destinado a tratar 1'950,000 litros de agua cruda por día.

Haremos una exposición ordenada de las diversas partes de que se compone el diseño:

a.-) Período de retención.-

El tiempo que el agua está dentro del tanque, sometido al proceso de precipitación, se llama período de retención.

## CURVA DE SEDIMENTACION



Este período, calculado a base del volumen de agua y la velocidad de sedimentación es simplemente teórico, porque existen otros factores que se oponen, tales como la estratificación térmica y corrientes parasitarias a los que se suma la acción del viento y de la temperatura en los Sedimentadores descubiertos, que originan corrientes horizontales y verticales.

El período de retención es el factor de mayor importancia en el proceso de la sedimentación; varía como ya dijimos anteriormente con las dimensiones y forma de las partículas, con su peso, viscosidad del agua. Las partículas son por lo general de origen mineral y se mantienen en suspensión debido a la velocidad de circulación; cuando se reduce esta velocidad a un valor igual ó inferior al de sedimentación, las partículas precipitan y se depositan en el fondo.

Los ensayos de STEURNAGEL, en Decantadores de 2.00 m. de profundidad muestran que así como en los primeros minutos se sedimentan casi la mitad de los sólidos, el resto vá cayendo cada vez más lentamente.

La curva típica de sedimentación que acompañamos, nos muestra que en las dos primeras horas se sedimenta el mayor porcentaje de sólidos un 70 %. la curva vá ascendiendo lentamente y a partir de las 6 horas la ascención se hace aún más suave. Esto nos está indicando que no es económico tomarse períodos de sedimentación amplios, ya que la sedimentación de las partículas es muy pequeña pasado las 4 horas primeras. (Water Treatment of Payrow. Pag. 227)

H.A. Hardenbergh recomienda períodos de retención de 4 horas y Schoklitsch dice que debe darse a los sedimentadores períodos de retención entre 6 y 20 horas.

Adoptaremos un período de retención de 4 horas, ya que eliminaremos del agua, aquellas materias sedimentables que de manera económica lo permitan, dejando la continuación del proceso a los Filtros Lentos.

b.-) Velocidad del agua.-

La velocidad horizontal en los Tanques de Sedimentación es determinante en la precipitación de las partículas. Una corriente de agua casi insignificante por su velocidad, es suficiente para mantener en suspensión partículas finas, en cambio, ella provoca la sedimentación de las gruesas.

Existen opiniones diferentes sobre la máxima velocidad horizontal más conveniente en los Sedimentadores, pero se considera valores comprendidos entre 15 á 3 mm/s.

Schoklitisch y Hardenbergh, recomiendan velocidades de 5 mm/s y para Sedimentadores pequeños recomienda este último velocidades menores, tales como de 1.25 mm/s.

La condición de eficiencia de un Filtro Lento es que el efluente del Sedimentador quede exento de turbidez producida por partículas de diámetro menor de 0.013 mm.

Si se estudian las velocidades de Sedimentación de las partículas que contiene las aguas destinado al consumo de las poblaciones veremos cómo influye el diámetro en su variación.

Consignaremos el siguiente cuadro, por su carácter ilustrativo, tomado de las experiencias hechas por el Ingeniero cubano H. Arbetelli.

Diámetro mm.	Clase de Partícula	Velocidad de decantación mm/s.	Tiempo para decantar un metro.
10.0	Grava Gruesa	1,000	1 segundo
1.0	Arena Gruesa	100	10 segundos.
0.1	Arena Fina	8	2 minutos
0.01	Lima	0.154	1 y 3/4 horas.

Diámetro en milímetros	Clase de Partícula	Velocidad de decantación en mm/s.	Tiempo para decantar un metro.
0.001	Arcilla	0.000154	114 horas.
0.0001	Arcilla Fina	0.0000154	775 días
0.00001	" Coloidal	0.000000154	206 años.

Si observamos el cuadro anterior, vemos que si consideramos la materia en suspensión por su peso únicamente, se necesita apenas un par de horas para sedimentar los granos de diámetro mayores que 0.01 mm ó sea que se sedimentaría hasta el Limo, en cambio si deseáramos liberar del agua las partículas más pequeñas, como la arcilla fina sería necesario dar a los tanques dimensiones completamente antieconómicas.

" En la práctica, los depósitos de sedimentación se construyen con el propósito de retener el material más grueso que 0.02 mm., dejando a los Filtros la refinación de la clarificación. Bastará para ello, según se ha observado, dar a los depósitos una capacidad de unas 6 horas. Si el tiempo de cruce es de 24 horas, retiene las partículas menores de 0.007 mm. " ( M. Sallovitz)

Determinaremos la velocidad máxima de desplazamiento horizontal del agua, en función de la cantidad total de agua que se necesita para el consumo en el día de máxima demanda (1,950 m<sup>3</sup>.) y la sección transversal adoptada para nuestro Sedimentador, prescindiendo de la sección transversal del mismo, para el almacenamiento del Sedimento.

#### c.- Tiempo de Paso.-

Es el tiempo medio requerido por un pequeño volumen unitario del líquido, para atravesar el tanque, de un extremo al otro, bajo un gasto constante.

Teóricamente, el período de retención y el tiempo de paso debían ser iguales, pero esto no sucede así en la práctica, debido a que la



circulación del agua a través del tanque, esta subordinado, como dijimos anteriormente, a una serie de perturbaciones ( corrientes parasitarias, corto circuitos, cambio de temperatura, influencia del viento, etc.). En ningún caso el tiempo de paso puede ser mayor el período de detención, en caso contrario el nivel del agua no sería constante.

La relación entre el tiempo de paso y el período de desplazamiento es la eficiencia de desplazamiento, el que varía entre 0.07 y 0.48. El valor mínimo de esta relación debe ser igual a 0.30.

d.-) Dimensiones del Sedimentador. - Su capacidad .-

Las dimensiones del Sedimentador es función de la velocidad y del período de retención.

Teóricamente para hallar las dimensiones de un tanque de Sedimentación, se determinaría el tamaño y el peso específico de las partículas más pequeñas que se desea sedimentar y encontrar su valor hidráulico de sedimentación; una vez adoptada una velocidad se hallaría la velocidad efectiva de sedimentación y asumiéndose una profundidad determinada se hallaría la longitud del tanque, por una simple relación trigonométrica. Infortunadamente, consideraciones de orden práctico hacen imposible aplicar la teoría de una manera completa.

Necesitamos tratar 1,950 m<sup>3</sup>. de agua cruda superficial, que representa el consumo promedio en el día de máxima demanda, de nuestra ciudad en estudio.

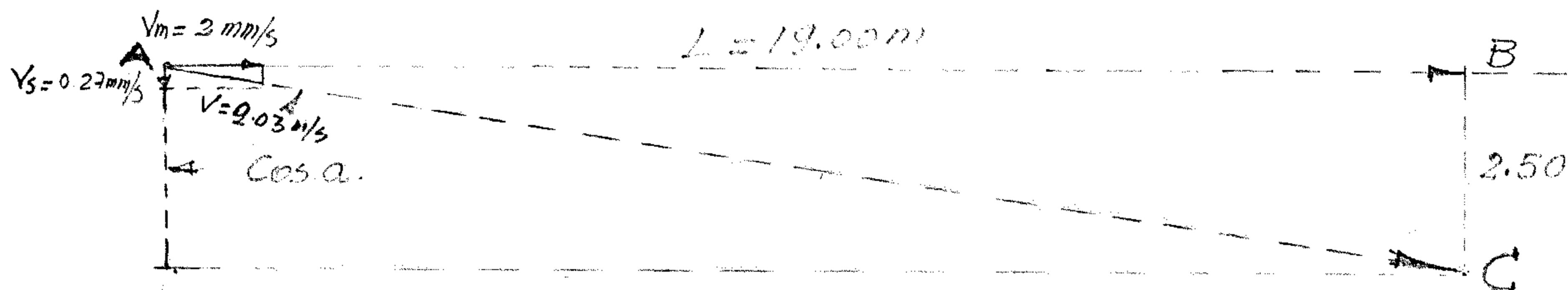
$$\begin{aligned} Q &= 1,950 \text{ M}^3. \\ Pd &= 4 \text{ horas} = 14,400 \text{ segundos (período de retención)} \\ Wm &= 2 \text{ mm/s. (velocidad media adoptada)} \end{aligned}$$

Capacidad de los  
Tanques Sedimentadores =  $\frac{Q \times Pd}{24} = \frac{1950 \times 4}{24} = 325$  metros cúbicos.



Con un valor hidráulico de sedimentación = 0.27 mm/s. (correspondiente a una partícula de 0.013 mm de diámetro, tendremos la velocidad efectiva de sedimentación.

Adoptamos una profundidad promedio = 2.50 m.



La distancia AB representa la longitud del tanque.

$$\cos.a = \frac{V}{V'm} = \frac{0.27}{2.03} = 0.133$$

$$BC = AC \cos.a$$

$$AC = \frac{BC}{\cos.a} = \frac{2.50}{0.133} = 18.80 \text{ m.}$$

Aunque la proyección horizontal AB es menor, nosotros adoptaremos 19.00 metros como longitud del Sedimentador.

Al adoptarse la profundidad de 2.50 m. hemos tenido en cuenta que si consideramos las experiencias del Ingeniero Hugo Arbetelli, según el cuadro que consignamos al tratar el capítulo de Velocidad del agua, necesitaríamos 4 horas y 20 minutos, para que las partículas como el Limo lleguen al fondo del tanque. Debido a las dimensiones prácticas adoptadas nuestro período de retención es de 4 horas y 40 minutos..

La longitud de 19.00 metros adoptada, es ampliamente recomendada y tiene la ventaja de que cualquier turbulencia que haya a la entrada ó a la salida no la afecta mayormente.

e.-) Número de unidades.-

La determinación del número de tanques, depende del factor económico y de la facilidad para el servicio.

Si se usan pocas unidades de gran tamaño, la planta resulta de menor precio, pero su uso resulta muy rígido; y viceversa si se usan muchas unidades pequeñas habrá gran flexibilidad en su manejo, pero la Planta resulta antieconómica.

Diseñaremos dos tanques colocados en paralelo, los cuales tendrán la misma capacidad.

$$\text{Volumen de cada unidad} = t_d \frac{Q}{n}$$

$$t_d = 14,400 \text{ segundos (tiempo de detención)}$$

$$Q = 0.0225 \text{ m}^3. \text{ (gasto necesario)}$$

$$n = \text{Número de unidades del Sedimentador.}$$

$$V = 14400 \times \frac{0.0225}{2} = 163 \text{ m}^3.$$

La sección transversal de cada tanque

$$= \frac{V}{L} = \frac{163}{19} = 8.60 \text{ m}^2.$$

Ancho de cada tanque

$$= \frac{A}{h} = \frac{8.60}{2.50} = 3.40 \text{ metros.}$$

Este ancho viene a ser el ancho medio, ya que los muros laterales tienen talud, para facilitar el deslizamiento de los sedimentos, hacia el desagüe de fondo.

f.-) Dispositivos de entrada y salida .-

El agua que entra al Sedimentador por su mayor densidad, debido a las materias en suspensión de que va cargada, tiende a ir al fondo, para subir después a la superficie cerca de la salida, provocando una corriente superficial de retroceso hacia la entrada y reduciendo el período efectivo de retención. En el diagrama que adjuntamos mostramos la dilución de aguas de diferente densidad.

Con los dispositivos de entrada y salida, se trata de uniformizar la distribución del agua, evitándose en lo posible zonas muertas

y corrientes parasitarias.

Sabemos que pequeñas diferencias de temperatura, entre el agua que está en el estanque y la que entra en él, provocan diferencias de densidades y éstas producen corrientes principales que se ubican en el fondo ó en la superficie, según que el agua que llega sea más fría ó más caliente que la del estanque. Ambos casos son perjudiciales, especialmente el primero, pues las corrientes de fondo arrastrarían el material sedimentado. Esto puede evitarse cubriéndose el Sedimentador con una losa, pero resultaría anti-económico y no traería mayores beneficios como para justificar el gasto que se haga.

En los tipos de entrada más comunes tenemos los vertederos fronteros sumergidos y pantallas fronteras ranuradas ó perforadas.

La entrada del agua al Sedimentador proyectado se hará de la siguiente manera:

El agua proveniente de la Conducción llega por una tubería de 6" a una Cámara de Rompe-Presión y Repartición y de la se repartirá mediante dos canaletas, las que están provistas de sus compuertas de control, para poder aislar una de las unidades en caso de limpiar. En las canaletas de distribución perderán totalmente la velocidad y por rebose ingresará el agua a los tanques de sedimentación. La cresta del rebose vertedero de la Cámara de Repartición estará a una cota de 0.15 m. más alto que la cota del vertedero de las canaletas de repartición.

Entre los dispositivos de salida más aceptados, tenemos los vertederos fronteros a lámina libre ó sumergidos, los cuales además de tomar el agua de la parte superior donde esta clarificada, sirve como regulador del nivel de agua en los tanques.

Aplicando la fórmula de Francis, tenemos:

$$Q = 1.845 L H^{3/2}$$

$Q = 0.01125 \text{ m}^3/\text{s}$ . (gasto en cada unidad)

$L = 5.00 \text{ m}$ . (ancho de cada tanque)

$H =$  altura de agua sobre el vertedero, en metros.

Reemplazando valores:

$$H^{3/2} = \frac{0.01125}{1.845 \times 5} = 0.00122$$

$$H = 0.012 \text{ m}.$$

Esta altura de la lámina de agua sobre el vertedero de salida, debe disminuirse de la cota del vertedero de entrada. La cresta del vertedero de salida estará a 0.05 m. más bajo que el de entrada.

La capacidad de la canaleta de recolección se calcularía por la siguiente fórmula:

$$d = 1.73 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$$

$b$  es el ancho de la canaleta

$d$  " la altura de la "

Si consideramos:

$$b = 0.30 \text{ m}.$$

$$Q = 0.0225 \text{ m}^3.$$

Tendremos reemplazando valores

$$d = 1.73 \sqrt[3]{\frac{0.0225^2}{9.80 \times 0.30^2}}$$

$$d = 0.15 \text{ m}.$$

No tomaremos estas dimensiones, porque esta canaleta viene a ser el dispositivo de entrada al Filtro Lento y esta entrada se hará a nivel con la superficie del lecho filtrante y es por esto que las dimensiones son mucho mayores que las que nos dá el cálculo.

g.-) Capacidad de almacenamiento del sedimento.-

La práctica aconseja dar a los tanques una capacidad adicional de 25% del volumen total del tanque, para almacenar el barro. Por otra parte, y en consideración a que

la mayor parte del asentamiento se realiza en la entrada del Sedimentador, la losa del fondo tendrá pendiente en sentido contrario al movimiento del agua, lo que facilita almacenar el barro y luego eliminarlo.

Se aconseja que la pendiente longitudinal varía entre 1 á 2 % como mínimo, llegando al 5 % en Sedimentadores de poca longitud, siendo la pendiente transversal entre 10 % á 20 %. Cuando los Sedimentadores son muy largos resulta ventajoso dividir su fondo en tramos con pendientes independientes y construir una canaleta que corra a lo largo del eje longitudinal.

En nuestro caso, la capacidad total de cada uno de los tanques sedimentadores proyectados será:

$$V = 163.00 \times 0.25 \times 163 = 204.00 \text{ m}^3.$$

Con este valor del volumen que debe tener cada tanque sedimentador determinaremos sus dimensiones :

Longitud  $L = 19.00$  metros

Ancho  $A = 5.00$  "

Profundidad  $H = 2.50$  "

Estas dimensiones se refieren a la coronación.

#### h.-) Sistema de eliminación del barro.-

Varios son los sistemas de limpieza empleados, pudiéndose clasificar en :Hidráulicos, Mecánicos y los de funcionamiento intermitente y continuo.

El más generalizado de los sistemas, es el de limpieza hidráulica intermitente, por su simplicidad y economía.

La remoción del sedimento en nuestra Sedimentador se hará por limpieza hidráulica intermitente, el vaciado se hará en el menor tiempo

posible para provocar con ello la salida de la mayor cantidad de sedimento depositado, lo que se facilita con la pendiente dada al fondo, la que será de 2 % en sentido longitudinal y de 10 % en sentido transversal. Al centro se ha proyectado una canaleta con pendiente de 2% y de 0.25 m. de ancho en la base con 0.25 m. de alto.

La tubería de desagüe esta controlada por una válvula tapón y para la maniobra de esta válvula se ha proyectado una pasarela de 0.60 m de ancho.

Como un dato ilustrativo calcularemos el tiempo que se tardará en vaciar uno de los tanques.

$$t = \frac{V}{C a \left[ \frac{\sqrt{2gh}}{2} \right]}$$

Siendo:

$$C = 0.6 \quad (\text{coeficiente})$$

$$a = \frac{3.14 \times 0.20^2}{4} = 0.0314 \text{ m}^2. \quad (\text{Área de la sección transversal de la tubería de desagüe})$$

Reemplazando valores tenemos:

$$t = 42 \text{ minutos}$$

El valor hallado se refiere al vaciado de un tanque por un orificio en la base, ahora bien este orificio esta en contacto con la tubería de desagüe que tiene una longitud de 40.00 metros el que vá a dar al arroyo A (ver plano Línea Conducción), de manera que en un lapso de una hora se ha vaciado totalmente el tanque.

El sedimento fino que quede adherido a las caras interiores del tanque se removerá mediante chorros de agua a presión utilizando-se mangueras con boquillas finas.

Cálculo de la Pasarela.-

La pasarela no viene a ser sino una losa de 0.60 m. de ancho por 0.20 m. de espesor de luces iguales al ancho de cada uno de los dos tanques, en la que se instalará el mecanismo para la maniobra de la válvula tapón del desagüe de fondo.

Tendremos:

$$b = 60 \text{ cms.}$$

$$f_s = 1260 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$L' = 5.00 \text{ metros (luz libre)}$$

Luz de cálculo.-

$$L \leq L' + h = 5.00 + 0.20 = 5.20 \text{ m.}$$

$$L \leq L_{c.a.c.} = 5.00 + 0.25 + 0.075 = 5.34 \text{ m.}$$

Luz de cálculo = 5.20 metros.

Sobrecarga.-

$$\text{sobrecarga } 500\text{kg/m}^2 \times 0.60 \text{ m.} = 300 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Peso propio } 0.60 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga repartida } w = 540 \text{ Kg/ml}$$

s/c. < 3 veces cargas permanentes

$$300 \text{ kg/ml} < 3 \times 240 = 720 \text{ Kg/ml.}$$

Momentos de flexión.-

Como se trata de una losa de dos tramos aplicaremos los coeficientes que da el A.C.I.

$$(+)\ M = \frac{1}{14} w L^2 \quad (-)\ M = \frac{1}{9} w L^2$$

y para los extremos tomaremos un momento de  $(-)\ M = \frac{1}{20} w L^2$

Reemplazando valores tenemos:

$$(+)\ M = \frac{1}{14} \times 540 \times 5.20^2 = 1,040 \text{ kg-m.}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{9} \times 540 \times 5.20^2 = 1,620 \text{ "}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{20} \times 540 \times 5.20^2 = 730 \text{ "}$$

Altura útil.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

Tomando el momento mayor

$$d = \sqrt{\frac{162000}{11.6 \times 60}} = 15.3 \text{ cms.} = 16 \text{ cms.}$$

Con un recubrimiento de 4 cms., tendremos:

$$h = d + 4 = 16 + 4 = 20 \text{ cms.}$$

La altura de la losa que asumimos ha coincidido con lo que arroja el cálculo.

Areas de acero.-

$$As = \frac{M}{f_s j d}$$

Reemplazando valores:

$$(+) As = \frac{104000}{1260 \times 0.857 \times 16} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$(-) As = \frac{162000}{1260 \times 0.857 \times 16} = 9.4 \text{ cm}^2.$$

$$(-) As = \frac{73000}{1260 \times 0.857 \times 16} = 4.3 \text{ cm}^2.$$

El acero principal mínimo es:

$$As_{min.} = 0.005 b d = 0.005 \times 60 \times 16 = 4.8 \text{ cm}^2 > 4.3 \text{ cm}^2$$

La distribución de las varillas de acero haremos al final, después de calcular la adherencia.

Esfuerzo cortante.-

$$V_1 = 0.5 w L$$

$$V_2 = 0.575 w L$$

Reemplazando valores:

$$V_1 = 0.5 \times 540 \times 5.20 = 1,400 \text{ kgs.}$$

$$V_2 = 0.575 \times 540 \times 5.20 = 1,610 \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo cortante unitario

$$v_c = \frac{V}{b j d} = \frac{1610}{60 \times 0.857 \times 16} = 1.96 \text{ Kg/cm}^2.$$



El A.C.I. indica que el máximo esfuerzo unitario de corte no debe ser mayor que  $0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$1.96 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia.-

$$\sum_0 = \frac{V}{u j d}$$

El reglamento indica que el esfuerzo unitario de adherencia para varillas corrugadas debe ser  $u = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$ . usandose anclaje especial.

Calcularemos la adherencia que se necesita en la cara de los apoyos de la losa para el acero negativo y en el punto de inflexión para el acero positivo.

$$\sum_0' = \frac{1400}{10.5 \times 0.857 \times 16} = 9.8 \text{ cms.}$$

$$\sum_0'' = \frac{1610}{10.5 \times 0.857 \times 16} = 10.2 \text{ cms.}$$

Distribución de las varillas de acero:

Tenemos;

(+)  $As = 6 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1/2''$

(-)  $As = 9.4 \text{ cm}^2$  (apoyo intermedio)  $= 8 \phi 1/2''$

(-)  $As = 4.3 \text{ cm}^2$ . ( " extremos )

La distribución de las varillas se hará de la siguiente manera:

3  $\phi$  de 1/2" rectos, 2  $\phi$  1/2" que se doblan en los puntos de inflexión á 0.14 L = 0.70 m. de la cara del ~~l~~ apoyo ~~pr~~mero y a 0.20 L = 1.00 m. de la cara del apoyo intermedio, 4  $\phi$  1/2" adicionales en la sección de tracción del apoyo intermedio y que se prolongan hasta 0.25 L = 1.20m a ambos lados del ~~l~~ apoyo intermedio y por último dos fierros de 1/2" adicionales en la zona de tracción de los apoyos extremos, el que se prolongará hasta la zona de compresión.

Acero de repartición y temperatura.-

$$As_t = 0.0025bd = 0.0025 \times 60 \times 16 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$As_t = \phi 1/4''$  á 15 cms. normalmente al acero estructural

Cálculo del tabique divisorio del Sedimentador.-

Altura de agua  $H = 2.20$  metros.

Presión del agua  $P = w h_g A = \frac{1}{2} \times 1000 \times 2.20^2 = 2400$  Kgs.

La presión actuará alternadamente en uno y otro paramento, de acuerdo a la periodicidad de las limpias.

Momento en la base  $M = \frac{1}{3} P H = \frac{2400 \times 2.20}{3} = 1780$  Kg-m

Momento en una sección a una altura 1.10m. de la base

$$M' = \frac{1}{2} \times w \left(\frac{H}{2}\right)^2 \times \frac{1}{3} \left(\frac{H}{2}\right) = \frac{1}{2} w \frac{H^3}{24}$$

$$M' = \frac{1}{2} \times 1000 \times \frac{2.20^3}{24} = 225$$
 Kg-m

Como el muro es un tabique entre las dos unidades del Sedimentador sin ningún contacto con el exterior, tomaremos los valores ordinarios de las cargas de trabajo del acero y del concreto, ya que una pequeña grieta que se presentara no afectaría el aspecto sanitario del agua.

$$f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1260 \text{ Kg/cm}^2.$$

Altura útil.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{172000}{11.6 \times 100}} = 12.2 \text{ cms.}$$

$$\text{espesor } e = d + 5 = 12.2 + 5 = 17.2 = 20 \text{ cms.}$$

A una altura 1.10 m. de la base tendremos:

$$d' = \sqrt{\frac{22500}{11.6 \times 100}} = 4.5 \text{ cms.}$$

$$e' = 4.5 + 5 = 9.5 \text{ cms.} = 15 \text{ cms. (en la coronación)}$$

Areas de acero.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

En la base:

$$A_s = \frac{172000}{1260 \times 0.857 \times 15} = 10.4 \text{ cm}^2. = 8 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ á } 12.5$$

A un metro diez de la base:

$$A'_s = \frac{22500}{1260 \times 0.857 \times 10} = 2.1 \text{ cm}^2 =$$

$$A_{smin} = 0.005 b d = 0.005 \times 100 \times 10 = 5 \text{ cm}^2. = 4 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \text{ } \grave{a} \text{ } 25 \text{ cms.}$$

De amnera que a partir de 1.10 m. las varillas pasarán alternadamente.

Esfuerzo cortante.-

$$V_{m\acute{a}x.} = 2420 \text{ Kgs.}$$

$$v_c = \frac{V}{b j d} = \frac{2420}{100 \times 0.857 \times 15} = 2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$2 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia.-

$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{2420}{10.5 \times 0.857 \times 15} = 18 \text{ cms.}$$

Con 8  $\phi$  1/2" tenemos 32 cms, luego estamos bien.

El acero se colocará en ambas caras, ya que la presión del agua actúa sobre ambas caras aisladamente, en caso de limpiezas.

Acero de repartición y temperatura

$$A_{at} = 0.0025 b d = 2.5 \text{ cm}^2 = \phi \text{ } 1/4'' \text{ } \grave{a} \text{ } 10 \text{ cms.}$$

Zapata.-

$$\text{Peso propio del muro} = 1/2 (0.15 \times 0.20) \times 2.50 \times 2400 \times 1 = 1100 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de la pasarela}(1/2) = 0.60 \times 0.20 \times 5.00 \times 2400 = 150 \text{ ''}$$

$$\text{Peso de la coronación} = 0.10 \times 0.50 \times 1.00 \times 2400 = 120 \text{ ''}$$

$$\text{sobrecarga} = 300 \times 0.5 = 150 \text{ ''}$$

$$\text{Peso aproximado de la zapata } 5\% \text{ del peso total} = 80$$

Peso total = 1600 kgs.

ancho de la zapata:

$$a = \frac{P}{100 r_t}$$

Resistencia del terreno  $r_t = 1 \text{ kg/cm}^2$

$$a = \frac{1600}{100 \times 1} = 16 \text{ cms.}$$

Haremos el cálculo inverso, nos daremos un ancho de la zapata de 0.60 metros.

$$\text{ala} = 20 \text{ cms.}$$

$$R_t = 20 \times 1 \times 100 = 2000 \text{ Kgs. (Reacción del terreno sobre el ala)}$$

$$M = R_t \times 10 = 2000 \times 10 = 20,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = 4.2 \text{ cms.}$$

$$A_s = 0.8 \text{ cm}^2.$$

Por transferencia, se tiene que la altura de la zapata debe tener por lo menos  $h = 32 \phi = 32 \times 0.71 = 0.23 \text{ m.} = 0.30 \text{ metros.}$

$$A_s = \phi 3/8" \text{ á } 30 \text{ cms.}$$

Además como el muro está anclado a la losa del fondo ésta viene a ser la zapata del muro.

F I L T R A C I O N

FILTROS LENTOS.-

La teoría de la filtración es de naturaleza compleja porque la acción filtrante del lecho de arena, no es sólo la que pudiera realizar un colador fino que retiene las partículas gruesas en suspensión en el agua, sino que también tiene acción sobre las bacterias y partículas de sedimento casi microscópicas y de tamaño mucho más pequeños que los vacíos de la capa filtrante.

Con la filtración además de eliminarse la turbidez, la reducción bacteriana que se ejerce en las aguas es notable y es capaz de absorber el color de las aguas crudas y se ha comprobado aunque en pequeña proporción acción química dentro del filtro, por efecto de la oxidación de las materias orgánicas disueltas, contenidas en el agua.

La experiencia ha demostrado que un filtro nuevo no es tan eficiente como el que ya tiene un cierto tiempo de funcionamiento, lo que nos está indicando que hay un fenómeno que interviene, extraño a la simple acción mecánica del filtrado. La explicación de este fenómeno es que a poco de iniciarse la filtración, se forma sobre la superficie del lecho de arena que sirve de filtro, una película formada de sedimentos finos, materia orgánica como algas, colonia de bacterias y otras sustancias contenidas en el agua cruda, que se adhieren a los granos de la arena de la capa superficial y también van penetrando al interior cubriendo los poros de la arena. Tales organismos no existen en los filtros nuevos, por lo cual estos no purifican tan completamente como los filtros maduros, y si se paraliza el servicio del filtro por algún tiempo, los organismos mueren y se hacen inactivos, siendo necesario que pase un corto espacio de tiempo antes de que recobren su actividad normal.

Con el tiempo la película aumenta en espesor y su impermeabilidad

y crece con ello la pérdida de carga, esto se manifiesta en el hecho de tener que aumentar la diferencia de nivel entre el agua cruda y la filtrada, para conseguir que no varíe la razón de filtración. Llega un momento que es necesario rebajarle espesor, lo cual se hace mediante un raspado, de lo que nos ocuparemos más adelante al hacer las recomendaciones de limpieza y puesta en marcha del Filtro.

Después que se ha hecho la remoción de la capa superficial y se pone nuevamente en servicio, no se logra una buena calidad de agua hasta que se forma de nuevo la película biológica; no se puede negar la acción depuradora de esta película, aunque su importancia no parece llegar hasta la que le dan los Ingenieros alemanes, para los que el "Schmutzdecke" ó sea la película biológica, es el todo en la filtración hasta el extremo de sostener que un lecho filtrante de 0.30 metros de espesor es suficiente en el proceso de la filtración.

La eficacia de un Filtro es proporcional a la disminución del número de bacterias en un centímetro cúbico de agua; antiguamente se exigía que el agua filtrada no debía contener más de 100 bacterias banales a 20°C. por cm<sup>3</sup>. de agua, aunque, este criterio no dá seguridad absoluta contra infecciones puesto que no se hace distinción entre las bacterias saprofitas y las patógenas. En realidad la mejor prueba de eficiencia de un filtro debe basarse en la presencia ó ausencia de las bacterias específicas, ya que el conteo global, incluye especies hidrófilas que rápidamente se desarrollan en el propio filtro, y son arrastrados por el agua filtrada.

A continuación haremos un exposición ordenada de todos los aspectos que se ha considerado para el diseño de la Planta.

a.- Volumen ó Razón de filtración. - Area filtrante total. -

La razón de filtración se expresa en volumen de agua filtrada

por unidad de superficie de filtro, en 24 horas, ó por altura de agua en la misma unidad superficial.

Para un mismo volumen de agua a mayor razón de filtración, menor superficie de filtro y menor costo inicial. Altas razones de filtración siempre resultan económicamente más ilusorias que reales.

Experiencias realizadas en filtros lentos de arena indican que el número de bacterias que el efluente puede contener, varía según el cuadrado de la razón de filtración; es decir, a mayor volumen filtrado por unidad de superficie filtrante, mayor número de bacterias contenidas en el efluente. En cambio este número es sólo directamente proporcional, a las dimensiones de los granos de arena. La razón de filtración es dentro de ciertos límites función de la naturaleza del agua a filtrar, pero en los E.E.U.U. es corriente exigirse a los filtros lentos un volumen de 5 á 7.5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día. En Europa no se ha pasado de 4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día, en Inglaterra sólo se exige una velocidad de filtración de 2.8 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d. ( J.A.Cosculluela)

Dadas las características propias de nuestra agua en estudio que viene cargada de sedimentos precisamente en la época en que el consumo de agua es mínimo y por tanto si consideramos, para los efectos del cálculo, un alto coeficiente de filtración para el volumen de agua que se consume en el día máximo, tendremos que en realidad este coeficiente será menor que el que hemos asignado. En el verano, cuando el consumo es máximo, el agua es clara y podemos tener una velocidad de filtración relativamente alta, sin comprometer la potabilidad del efluente.

Por todas las consideraciones anotadas, adoptaremos una velocidad de filtración máxima de 3.5 metros cúbicos de agua filtrada por



metro cuadrada de superficie de filtro y por día, y una velocidad de 2.7 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d. para el consumo promedio.

Tenemos:

$$V = 1\,950,000 \text{ litros x día.}$$

Velocidad de filtración  
máximo adoptada = 3500 litros x m<sup>2</sup> x día.

$$A = \frac{V}{v} = \frac{1\,950,000}{3,500} = 560 \text{ metros cuadrados.}$$

Para el consumo promedio tendremos:

$$v = \frac{V}{A} = \frac{1\,500,000}{560} = 2,700 \text{ litros x m}^2 \text{ x día.}$$

#### Dimensiones y número de unidades filtrantes.-

El criterio teórico para la elección del número de unidades es considerar que siempre debe existir un filtro sin funcionar que debe estar en limpia, y por consiguiente sería muy conveniente tener un gran número de unidades pequeñas a fin de que el volumen muerto sea el mínimo. En la práctica un gran número de unidades pequeñas es antieconómico.

En plantas pequeñas generalmente se acostumbra construir tres unidades filtrantes, que es la que adoptaremos para nuestra Planta.

Calcularemos el área de una de las unidades:

$$q = \frac{A}{n-1}$$

q = Área de una unidad filtrante

A = Área total necesaria de filtro.

n = 3 Número de unidades filtrantes.

Reemplazando valores:

$$q = \frac{560}{3-1} = 280 \text{ metros cuadrados.}$$

Área de cada unidad = 280 m<sup>2</sup>.

Si llamamos  $X$  e  $Y$  a las dimensiones de cada unidad filtrante y  $A$  a la superficie total en metros cuadrados y  $n$  el número de unidades filtrantes tendremos:

$$X \cdot Y = \frac{A}{n} \quad A = n \cdot X \cdot Y$$

El perímetro total será:

$$P = 2 n X + (n + 1) Y = 2 n X + (n + 1) \frac{A}{n X}$$

Hallando la derivada respecto a  $X$  e igualando a cero, tenemos:

$$\frac{dP}{dX} = 2 n - (n + 1) \frac{A}{n X^2} = 0$$

Reemplazando  $A$  por su valor  $n X Y$ .

$$2 n - (n + 1) \frac{n X Y}{n X^2} = 0$$

De donde:

$$X = \frac{(n + 1) Y}{2 n}$$

Si reemplazamos  $n$  por su valor tendremos:

$$X = \frac{(3 + 1) Y}{2 \times 3} = \frac{2}{3} Y$$

Es la relación que hay entre el ancho y el largo de cada unidad para tenerse el perímetro mínimo.

Tendremos, reemplazando valores:

$$A = \frac{2}{3} Y^2$$

$$280 = \frac{2}{3} Y^2$$

$$Y = 20.50 \text{ metros}$$

$$X = 13.70 \text{ "}$$

Las dimensiones halladas serian las más económicas en cuanto al costo de los muros perimetrales, pero no tiene en cuenta la topografía del terreno y por consiguiente los cortes y rellenos.

Teniendo en cuenta el movimiento de tierras y las excavaciones que deben hacerse sean mínimas hemos dado a las unidades filtrantes una forma más alargada y las dimensiones adoptadas son las siguientes:

$$\text{Largo} = 23.50 \text{ metros.}$$

$$\text{Ancho} = 12.00 \text{ "}$$

Capa Filtrante.-Fricción a través del lecho de arena.-

Dentro de ciertos límites impuestos por la experiencia, el espesor del lecho de arena depende de la naturaleza del agua a tratar.

A pesar de la importancia fundamental de la película biológica cierto espesor de arena es necesario, para evitar que se formen vías definidas en la arena y se tenga una filtración deficiente, si la película biológica se rompiera por cualquier circunstancia.

En la mayoría de los Filtros Lentos, el espesor de la arena oscila entre 0.60 y 1.20 m. la que descansa sobre capas superpuestas de grava de tamaño gradual. Para una buena filtración no es necesario que la capa de arena tenga un gran espesor, pero una capa de esta altura dá duración al filtro, reduce como dijimos anteriormente la probabilidad de que pasen al colector agua impura y por último permite raspar varias veces la superficie del filtro.

En diversas ciudades norteamericanas, se emplean espesores del lecho de arena entre 0.61 y 0.915 m., con resultados plenamente satisfactorios.

El agua que vamos a tratar es de marcado régimen pluvial, con extremas variaciones en su turbiedad, requiere un espesor considerable en el lecho de arena, pues de lo contrario las frecuentes limpiezas que es necesario realizar debilitan en corto tiempo el espesor de la capa filtrante, lo inutilizan ó le hacen perder eficacia, todo lo cual resulta molesto y antieconómico. Afortunadamente estos períodos duran escasamente algunos días y otras veces solamente horas, pasado los cuales el agua deja de venir tan fuertemente coloreada.

Por todas las consideraciones arriba anotadas y tomando un cifra que resulte intermedia entre los valores que generalmente se emplean en esta clase de filtros, adoptaremos una capa de arena de 0.90 m. de espesor.

Tamaño conveniente de los granos de arena.-

Los factores a estudiar en las arenas para filtros son:

- a) Dimensiones de los granos.
- b) Uniformidad de los mismos.
- c) Materia orgánica que puede contener.
- d) Composición química.

En este acápite, nos ocuparemos de los dos primeros factores, de las dimensiones ~~de~~ y de la uniformidad de los granos de la arena. De los tres restantes nos ocuparemos ampliamente al tratar de la Calidad de la arena y de las recomendaciones para el lavado.

El tamaño de los granos de la arena, varía desde el más grueso hasta el más fino. Nos encontramos pues, con el problema de escoger el tamaño conveniente de los granos de la arena. Así si usamos arena fina tenemos que el filtro se atasca en muy corto tiempo; por otro lado si usamos arena gruesa, esta deja penetrar los sedimentos a mayor profundidad y la arena de más que hay que quitarle en la limpieza compensa la mayor frecuencia de estas que exige la arena fina.

Como base de comparación para el grosor de la arena, se aprecia el "diámetro efectivo", que como sabemos es un diámetro tal que en una masa de arena dada, el peso de los granos más finos que él representa el 10 % del total y el de los gruesos el 90 %.

El "coeficiente de uniformidad", es la relación entre los tamaños de un grano grueso y un grano fino referido el tamaño de ambos a la de otros granos de la muestra. El grano mayor es de un tamaño tal que el 60 % en peso de los granos de la muestra son menores que él, y el grano es de tal tamaño que solamente el 10 % de los granos de la muestra son más pequeños que él. Podremos definir el "coeficiente de uniformidad" como la relación del tamaño en milímetros por la que pasa el 60 % de la arena al tamaño efectivo.

En la práctica, para aguas de calidad mediana y siguiendo las especificaciones que da el Ingeniero Leonardo Lira de la Universidad de Chile, y que están de acuerdo a la práctica general, adoptaremos para los granos de arena un tamaño ó diámetro efectivo de 0.3 mm y usaremos debajo de la capa de arena de 0.3 mm. un capa de 0.10 m. de espesor con arena gruesa de 2 mm. que le sirve de soporte.

El valor de 0.3 mm. adoptado es un poco menor que 0.35 mm. que es lo que recomienda la American Water Works Asso.

De acuerdo a la práctica americana adoptaremos un coeficiente de uniformidad de 2.5 que es ampliamente recomendado.

En el diagrama de la A.W.W.Asso. podemos unir mediante una línea el valor del tamaño efectivo de 0.3 con el coeficiente de uniformidad de 2.5 y tenemos: Los granos mayores, es decir, aquellos que el 60% es más fino da el diagrama un valor de 0.75 mm. El tamaño efectivo de 0.3 es retenido en un tamiz mayor que aquel que corresponde al de Taylor, de malla 48 ; y el tamaño mayor, corresponde entre las mallas 20 y 28 de la malla de Taylor.

#### Resistencia de la arena al paso del agua.-

El agua al filtrarse a través del lecho de arena y circular por la gravilla, hasta llegar al dren colector, tiene que vencer la resistencia que estos materiales oponen a su movimiento originando cierta pérdida de carga, el que aumenta con el tiempo.

El Ingeniero Allen Hazen, en sus experiencias en Filtros Lentos de arena, determinó la pérdida de carga por fricción consumida a través de la arena formada por diversos tamaños efectivos y para diferentes espesores de la capa filtrante. Desgraciadamente las experiencias de Hazen se refieren únicamente a Filtros nuevos antes de que se forme la película biológica; otros es el estado que gobiernan la filtra-

ción en los filtros "maduros," donde se producen pérdidas de carga mayores y velocidades diferentes a las deducidas por Hazen.

Como dato comparativo consignaremos la teoría de Hazen.

$$v = c d^2 \frac{h}{l} \left( \frac{t + 10}{60} \right)$$

Tenemos además el siguiente cuadro:

Coeficiente de filtración en m <sup>3</sup> /Ha./día.	Tamaño efectivo				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
10,000	0.096	0.048	0.010	0.0093	0.0035
20,000	0.192	0.096	0.021	0.0180	0.00710
30,000	0.288	0.144	0.032	0.0280	0.0180
40,000	0.386	0.195	0.043	0.0380	0.0140
50,000	0.482	0.240	0.053	0.0470	0.0170

El cuadro anterior dá los valores de la Pérdida de carga en filtros de 0.30 m. de espesor, temperatura de 20°C. y un valor de  $c = 800$ .

Tenemos un espesor del lecho de arena de 0.90 metros y tenemos un diámetro efectivo de 0.3 mm., con un coeficiente de filtración máximo de 3500 m<sup>3</sup>. por hectárea de superficie filtrante.

De acuerdo al cuadro anterior tendremos :

Pérdida de carga máxima  
en el lecho filtrante =  $3 \times 0.0375 = 0.1125$  m.

Cuando el coeficiente de filtración es de 2700 m<sup>3</sup>./Ha./d.

Pérdida de carga promedio  
en el lecho filtrante =  $3 \times 0.0298 = 0.09$  m.

La velocidad máxima será :

$$v = 800 \times 0.3^2 \times 0.103 \left( \frac{50 + 10}{60} \right) = 7.2 \text{ m/día.}$$

La velocidad promedio

$$v_p = 800 \times 0.3^2 \times 0.09 \left( \frac{50 + 10}{60} \right) = 6.5 \text{ m/d.}$$



Grava.-Resistencia de la grava a la corriente lateral del agua.-

Para retener la arena y facilitar un escurrimiento fácil del agua a los drenes, es necesario construir varias capas de grava de tamaños decrecientes de manera de impedir que el agua arrastre granos finos a las capas inferiores y obstruyan sus intersticios, dificultando el paso del agua. La relación de diámetros de las diversas capas debe ser cerca de 1/3. La capa de gravilla en contacto con la arena debe estar formado por elementos de diámetro efectivo un poco menor de tres veces la dimensión de la arena.

La práctica alemana recomienda usar los siguientes espesores de gravilla:

Primera capa :	Espesor	0.10 m.	Diámetro efectivo	6 mm.
Segunda "	:	"	0.10 m.	" " 15 mm.
Tercera "	:	"	0.10 m.	" " 35 mm.

La práctica inglesa recomienda lo siguiente:

Primera capa :	Espesor	0.15 m.	Diámetro efectivo	3 mm.
Segunda "	:	"	0.15 m.	" " 9 mm.
Tercera "	:	"	0.10 m	" " 9 mm.
Cuarta "	:	"	0.12 m	" " 25 mm.

Los drenes van a junta abierta no más de 4.50 metros apartados.

Basandonos en las cifras dadas por la experiencia ,adoptaremos los siguientes espesores y diametros para las diferentes capas de gravilla.

Primera capa que sostiene a la arena	espesor	0.10 m	Diámetro efectivo	entre 5 á 10 mm.
Segunda capa :	Espesor	0.15 m.	Diámetro efectivo	10 á 20 mm.
Tercera capa :	Espesor	0.30 m.	" "	20 á 40 mm.

En la tercera capa iránlos drenes y es el diámetro del dren colector principal el que ha determinado el mayor espesor de esta última capa.



Después que el agua a ~~atravesado~~ el lecho de arena, éste tiene que recorrer en dirección casi horizontal por entre las ~~capas~~ de grava hasta llegar a las tuberías colectoras, movimiento al cual la grava opone cierta resistencia. La pérdida de carga producida por el rozamiento en la grava, se calcula por la fórmula dada por Hazen:

$$h = \frac{v b^2}{2 l c}$$

- h = Pérdida de carga en metros
- v = Velocidad de filtración, en metros por día.
- b = Distancia horizontal máxima que recorre el agua  
Cuando los drenes laterales son paralelas, el valor de b es igual a la mitad entre laterales.
- l = Espesor de la capa de grava, en metros.
- c = coeficiente de gasto.

El espaciamiento entre los laterales será de 3.00 metros.

Reemplazando valores :

$$h' = \frac{5.6 \times 1.5^2}{2 \times 0.1 \times 23000} = 0.00274 \text{ m.}$$

$$h'' = \frac{5.6 \times 1.5^2}{2 \times 0.15 \times 110000} = 0.000383 \text{ m.}$$

$$h^3 = \frac{5.6 \times 1.5^2}{2 \times 0.30 \times 160000} = 0.000131 \text{ m.}$$

La pérdida de carga total = 0.004 metros.

Altura de agua sobre el lecho filtrante.-

Como dijimos anteriormente, el agua al pasar por el lecho de arena primero y por ~~la~~ gravilla después, sufre una pérdida de carga debido al rozamiento con los granos de la arena y de la gravilla.

En un filtro nuevo, esta pérdida de carga no llega a 15 cms. como acabamos de ver en el capítulo anterior., con el uso la capa de arena se colmata y se necesita una carga mayor para la filtración.

La altura de agua que se adopta sobre la superficie del filtro representa la carga máxima que puede perderse por fricción y que obliga al agua a circular a través de la arena y la grava.

Es interesante conocer la práctica extranjera; en Europa se usa una altura de agua entre 0.60 y 0.90 metros, se supone que mayores cargas de agua puede producir grietas en la superficie del filtro.

En ciudades americanas se usan alturas de agua entre 1.20 á 1.50 m. con muy buenos resultados.

Es importante de tenerse en cuenta que alturas de agua considerables proporciona más tiempo de duración ó de trabajo del filtro y en consecuencia la limpieza total es menor.

Una altura de 0.90 metros sobre la superficie del lecho de arena es ampliamente recomendado y la haremos nuestra.

#### Sistema de drenaje.-

Para recolectar las aguas filtradas dispondremos de los tubos de concreto con juntas abiertas, que drenaran el agua filtrada conduciendola a un tubo matriz ó colector general.

Schoklitsch, en su libro Arquitectura Hidráulica, Pag. 249 dá un cuadro en las que relaciona el diámetro del dren y la superficie del filtro. Tenemos:

Superficie drenada por un conducto de 4" = 30.00 m<sup>2</sup>. como máximo.

El area a drenar en cada mitad de filtro es:

$$(23.50 - 1.00) (6.00 - 0.50) = 124.00 \text{ metros cuadrados.}$$

Número de laterales de 4", necesarios para drenar esta área:

$$N = \frac{124}{30} = 4.15 \quad \text{Tomando un número entero} = 5$$

El espaciamiento entre laterales sería:

$$E = \frac{22.50}{5.00} = 4.50 \text{ metros.}$$

Siendo el espaciamiento elevado, haremos el proceso inverso, nos dare un espaciamiento entre laterales de 3.00 metros y hallaremos el número de estos y el área que cada uno de ellos drenan.

$$N = \frac{22.50}{3.00} = 7.5 = 8 \text{ laterales}$$

Area drenada por los laterales de 4" a 3.00 metros de espaciamiento.

$$A = \frac{124.00}{8.00} = 15.50 \text{ metros cuadrados.}$$

Como hemos tomado un número de laterales mayor que el nos dio el cálculo, la distancia entre los laterales es de 2.80 metros.

Tenemos 1,950 metros cúbicos de consumo de agua por día y un área de filtro por cada unidad de 280.00 m<sup>2</sup>., con un coeficiente de filtración de 3.5 m<sup>3</sup>.x m<sup>2</sup>. x día, tendremos 490.00m<sup>3</sup>. por mitad de filtro.

El volumen que conduce cada lateral será:

$$V = \frac{490}{8} = 61.50 \text{ m}^3. \text{ x día.} = 0.71 \text{ litros x seg.}$$

De la Tabla N<sup>o</sup> 3 del libro del Ingeniero Alfredo Mendiola, tenemos:

$$\text{Pérdida de carga} = 0.00074 \text{ metro x metro}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida de carga} \\ \text{en un lateral} &= 0.00074 \times 5.50 = 0.0041 \text{ metros.} \end{aligned}$$

$$\text{Velocidad} = 0.23 \text{ metros x segundo}$$

#### Colector General.-

El gasto del colector es acumulativo y lo calcularemos dividiendo la longitud del colector en ocho fajas.

Habiamos hallado que cada lateral conducía 0.71 litros x segundo. "Para evitar grandes fluctuaciones en la velocidad de filtración, entre las partes del lecho filtrante más cercanas a la salida y las más alejadas, el sistema de drenaje debe ser diseñado de modo que la pérdida de carga por fricción a través de él, cuando el filtro esta en operación no exceda del 25 % de la pérdida de carga en la arena".

Tenemos:

$$\text{Pérdida de carga en la arena } H_a = 0.113 \text{ m.}$$

$$\text{La pérdida de carga máxima en los drenes no debe ser mayor que} = 0.25 \times 0.113 = 0.0282 \text{ metros.}$$

$$\text{Pérdida de carga en un lateral} = 0.0041 \text{ metros.}$$

$$\text{" " " " la grava} = 0.0040 \text{ metros.}$$

$$\text{Longitud del colector general} = 22.00 \text{ metros.}$$

Zona	Gasto en l.p.s.	Diámetro en Pgdas.	Pérdida de carga por fricción en m.x m.	Velocidad en m/seg.	Longitud en m.
1	1.42	4"	0.0010	0.180	3.00
2	2.84	6"	0.0004	0.160	3.00
3	4.26	6"	0.0009	0.230	3.00
4	5.68	8"	0.00034	0.180	3.00
5	7.10	8"	0.00052	0.220	3.00
6	8.52	8"	0.00074	0.280	3.00
7	9.94	10"	0.00030	0.200	3.00
8	11.36	10"	0.00040	0.230	3.00

Pérdida de carga total en el Colector =  $0.0036 \times 3 = 0.0108$  metros.

Pérdida de carga total, en el Colector un lateral y en la grava =  $0.0108 + 0.0041 + 0.004 = 0.019m$

La máxima pérdida de carga no debe ser mayor que  $0.25 \times 0.113 = 0.028$  metros.

Como podemos observar el valor de la pérdida de carga total por fricción que se pierde en el Colector, un lateral y la grava es menor que el 25% de la pérdida de carga en el lecho de arena.

$$\text{Velocidad} = \frac{0.16 + 0.28}{2} = 0.17 \text{ metros x segundo.}$$

Dispositivo de entrada al filtro.-

El agua será admitida al filtro por una tubería de 6" con su correspondiente válvula de control, la que desemboca en una pequeña caja provista de su respectivo vertedero, el que esta a nivel con el lecho de la arena.

La cámara tiene por objeto que la entrada se haga a muy pequeña velocidad y para evitar que el agua desaloje la arena del lecho filtrante cerca de la entrada, se revestirá la zona adyacente a la entrada en una longitud de 1.00 metro, con ladrillos "pasteleros" unidos en seco.

La altura de agua será regulado por la cresta del vertedero que se ha proyectado.

Existe una diferencia de nivel entre el nivel de agua en el Sedimentador y el del Filtro, que es de 0.15 metros.

$$Q = 0.6 A \sqrt{2 g h}$$

$$A = \frac{3.14 \times Q15^2}{4}$$

$$h = 0.15 \text{ m.}$$

Reemplazando valores tenemos:

$$Q = 18 \text{ l.p.s. que es mayor que se necesita para cada filtro (12 l.p.s.)}$$

#### Control de la velocidad de salida.-

Entre los dispositivos para controlar la salida del efluente tenemos aquellos que están provistos de vertederos, orificios sumergidos y los medidores Venturi.

Con estos dispositivos ó aparatos se mantiene la velocidad de filtración constante, es decir, que independientemente de la pérdida de carga fluya siempre por el filtro el mismo gasto asignado.

En la cámara de válvulas se puede observar siguiendo el recorrido del agua que sale del dren principal : Una Tee que deriva el agua a una tubería de 6", que está controlada por una válvula de compuerta, una Válvula de compuerta para aislar la unidad, un medidor registrador Totalizador necesario para la explotación y luego el regulador de gasto.

Del "Bulletin 321-A" de la Builders Controller, se ha hallado el diámetro del aparato, así vemos que necesitamos 0.52 millones de galones por cada 24 horas.

Por cada unidad se necesitan 0.26 millones de galones x 24 horas si observamos el cuadro que da el Boletín anterior tendremos que solamente necesitaríamos estos Controller de un diámetro de 3", pero para estar a cubierto de posibles contingencias en la máxima demanda del consumo, utilizaremos estos aparatos de 4".

Limpieza y puesta en marcha del Filtro.-

Cuando el Filtro se colmata por la acumulación del sedimento y de las colonias de bacterias y la pérdida de carga se eleva a una cantidad mayor que la admisible, se procede a la limpieza del filtro, operación que se realiza raspando unos 2 á 4 cms. de la arena superficial con un rastrillo metálico de unos 20 Kgs. de peso, se deja reposar el filtro por unas seis horas y se hace funcionar nuevamente. La limpieza puede repetirse de la misma manera hasta que la capa filtrante se ha reducido a 0.50 m. de espesor, en este estado se renueva el lecho filtrante hasta su espesor primitivo de 0.90 m.

Antes de poner nuevamente en funcionamiento, se llena el filtro por abajo en sentido contrario al de la filtración, con agua filtrada proveniente de otro filtro " maduro", esta entrada debe hacerse cuidadosamente y despacio para expulsar el aire de los poros de la arena.

Al principio no se recoge el agua filtrada hasta que madure y el análisis acuse la bondad del efluente.

La entrada de agua filtrada en sentido contrario al de la filtración se hará por la tubería de 6" que se ha proyectado y que pone en contacto las tres unidades del filtro y que además están controladas por sus respectivas válvulas de compuerta.

La arena que sirve para el lecho filtrante se obtiene por cernido de arenas de río, de dunas, minas ó de bancos naturales. La arena debe estar desprovista de materia orgánica, en cuanto a su composición química no debe contener grandes cantidades de cal, ya que sino endurecen al agua filtrada.

Cálculo del muro divisorio entre el Sedimentador y el Filtro.-

Altura de agua = 2.50 metros.

Presión del agua =  $w h_g A = \frac{1}{2} \times 1000 \times 2.50^2 = 3130$  kgs.

La presión actuará en uno y otro paramento alternadamente.

Momento en la base:

$$M = P \times \frac{1}{3} H = 3130 \times \frac{2.50}{3} = 2600 \text{ Kgs.-m.}$$

Momento a un metro de la base:"

$$M' = P' \times \frac{1}{3} H' = \frac{1}{3} \times 1120 \times 1.50 = 560 \text{ kg-m}$$

Altura útil

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{260000}{11.6 \times 100}} = 15 \text{ cms.}$$

$$h = d + 5 = 15 + 5 = 20 \text{ cms.}$$

$$d' = \sqrt{\frac{56000}{11.6 \times 100}} = 7 \text{ cms.}$$

$$h' = 7 + 5 = 12 \text{ cms}$$

Tomaremos las siguientes dimensiones:

En la base  $h = 20$  cms.

En la coronación  $h' = 15$  cms.

Areas de acero.-

$$A_s = \frac{260000}{1260 \times 0.857 \times 15} = 16 \text{ cm}^2. = 8 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \text{ á } 12.5$$

A un metro de la base:

$$A'_s = \frac{56000}{1260 \times 0.857 \times 10} = 5.3 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \text{ á } 25\text{cm.}$$

$$A_{smín} = 0.005 b d = 0.005 \times 100 \times 10 = 5 \text{ cm}^2.$$

Esfuerzo cortante.-

$$V_{máx} = 3130 \text{ Kgs.}$$

$$v_c = \frac{V}{b j d} = \frac{3130}{100 \times 0.857 \times 15} = 2.5$$

$$2.5 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia

$$\sum_0 = \frac{3130}{10.5 \times 0.857 \times 15} = 23 \text{ cms} < 5 \times 8 = 40 \text{ cms}$$



Cálculo de la canaleta de llegada del Sedimentador:-

La canaleta tiene las siguientes dimensiones:

Alto  $h = 1.50$  metros

Ancho  $a = 0.30$  "

Primer caso.- Canaleta vacia y el nivel de agua hasta la coronación

Muro vertical:

$$M = \frac{w h^3}{6} = \frac{1000 \times 1.50^3}{6} = 562 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{56200}{11.6 \times 100}} = 7 \text{ cms.}$$

$$e = 7 + 5 = 12 \text{ cms.} \quad e = 15 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{56200}{1260 \times 0.857 \times 10} = 5.3 \text{ cm}^2. = 5 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ á ;}$$

Muro horizontal:

$$M = w h \frac{a^2}{2} + w \frac{h^3}{6} = 1000 \times 1.5 \times \frac{0.3^2}{2} + 1000 \times \frac{1.5^3}{6}$$

$$M = 630 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{63000}{11.6 \times 100}} = 7.4 \text{ cms.}$$

$$e = 7.4 + 5 = 12.4 \text{ cms.} \quad e = 15 \text{ cms.}$$

$$(-) A_s = \frac{63000}{1260 \times 0.857 \times 10} = 5 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ á } 20 \text{ cms.}$$

Segundo caso.- Canaleta llena y el Sedimentador vacio.-

Peso del agua  $= 1.50 \times 1.00 \times 0.30 \times 1000 = 450$  kgs.

Peso muro Vert.  $= 0.15 \times 1.50 \times 2400 \times 1.00 = 540$  "

Peso " Horizon.  $= 0.15 \times 0.30 \times 2400 \times 1.00 = 110$  "

Peso total  $= 1100$  Kgs.

Momento en el empotramiento:

$$M = \frac{1100 \times 0.23}{2} = 250 \text{ Kg-m}$$

$$(-) A_s = \frac{25000}{1260 \times 0.857 \times 10} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ á } 25 \text{ cms.}$$

Estas varillas se colocarán en la parte superior ya que es acero negativo producido por las cargas del peso de agua, en cambio las varillas

de 1/2" porque es acero negativo respecto a las fuerzas de abajo á arriba producidos por la presión hidrostática.

Cámara de entrada al filtro.-

Primer caso.-Cámara vacía y nivel de agua hasta la cresta del vertedero.-

$$M = \frac{w h a^2}{2} + \frac{w h^3}{6} = \frac{1000 \times 0.3 \times 0.80}{2} + \frac{1000 \times 0.3^3}{6}$$

$$M = 110 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{11000}{11.6 \times 80}} = 3.5 \text{ cms}$$

$$e = 3.5 + 5 = 8.5 \text{ cms}$$

Tomaremos el mismo espesor de la canaleta de llegada del Sedimentador de 15 cms.

$$A_s = \frac{11000}{1260 \times 0.857 \times 8.5} = 3 \text{ cm}^2$$

Peró como hemos tomado un espesor mayor tendremos  $d = 10$  cms. y el area de acero es de 1 cm<sup>2</sup>.

$$A_{smín} = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ á } 25 \text{ cms.}$$

Acero de repartición y temperatura:

$$A_{st} = 0.0025 b d = 2.5 \text{ cm}^2. \text{ } \phi \text{ } 1/4" \text{ á } 12.5 \text{ cms.}$$

Este acero se colocará normalmente al acero estructural.

Segundo caso: Canaleta llena y actuando peso propio, peso de la válvula y sobrecargas

$$P = 350 \text{ kgs.}$$

$$M = 350 \times 40 = 14000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = 3.5 \text{ cms.}$$

$$A_s = 1.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sm} = 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ á } 25 \text{ cms.}$$

## RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO Y REGULACION

Al tratar del consumo de agua, dijimos que éste no era constante en las diferentes horas de un día, los días de un mes y los meses de un año, y así distinguimos las variaciones horarias, diurnas y mensuales.

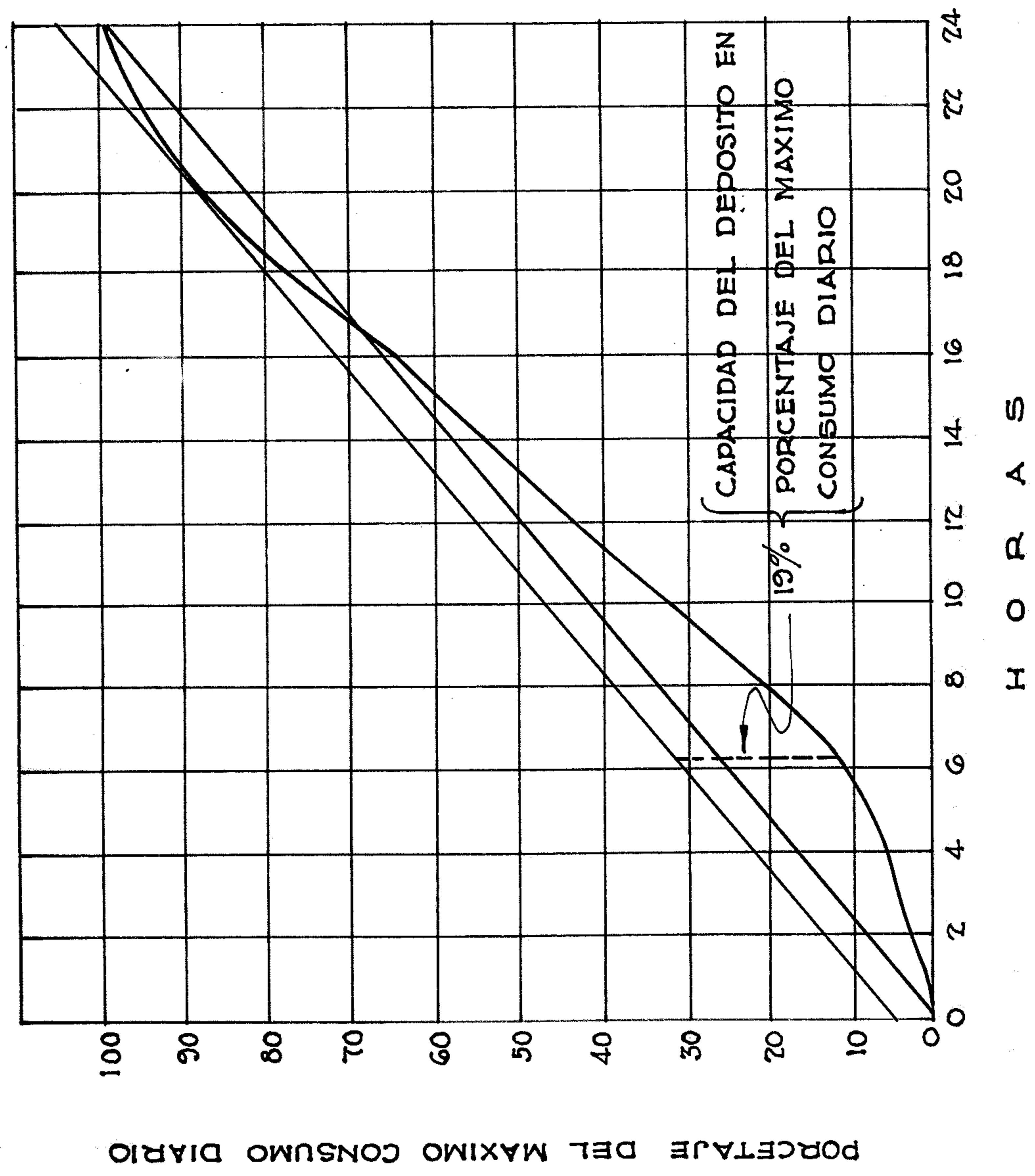
Las obras de Captación, la Línea de Conducción y la Planta de Tratamiento, han sido proyectadas para abastecer a la población en el día de máximo consumo, valor este obtenido multiplicándose el consumo promedio adoptado por un coeficiente (1.3) que es recomendado por los que se dedican a esta clase de estudios y con los que se cubre las variaciones diurnas.

Es pues necesario construir, en un punto adecuado de la Red de Distribución, un Reservorio que asegure la compensación de las variaciones horarias de manera de suministrar un volumen constante de agua en las horas de máxima demanda y almacene el sobrante en las horas de mínimo consumo y que además tenga una reserva de agua para la extinción de un incendio ó para surtir de agua a la población en caso de rotura ó desperfecto de la ~~xx~~ Línea de Conducción.

La determinación de la capacidad del Reservorio puede hacerse numéricamente a partir de los registros horarios de consumo ó también gráficamente por el Método de las curvas integrales. En éste último caso, se halla partiendo de la curva del consumo horario, el que se consigna en ordenadas y el tiempo en horas en el eje de abscisas.

No teniendo datos acerca de nuestra ciudad en estudio, he creído conveniente y debo hacer notar que únicamente como dato comparativo e ilustrativo se ha tomado la curva de variación horaria en el día de consumo máximo (1,921) de la ciudad del Cuzco y de los registros horarios de consumo he hallado que el consumo por almacenarse ~~xx de~~ representa el 15 % del consumo total y aplicando este porcentaje para nuestro caso tendríamos un volumen por almacenarse de  $293 \text{ m}^3 \frac{1}{2}$  que vendría a representar la capacidad mínima del Reservorio.

# CURVA INTEGRAL DEL CONSUMO MAXIMO



El método de las curvas integrales del consumo horario, se hace consignando los consumos horarios acumulados en ordenadas y el tiempo en horas en abscisas. La curva suma, en este caso de consumos, es la representativa de una magnitud que varía irregularmente, esta curva suma es siempre ascendente salvo el caso de que el consumo se anule en dicho tiempo la curva integral se hace horizontal.

Si unimos los extremos de la curva suma de consumos por una cuerda, la inclinación de ésta dá la dirección de la curva suma de consumo para aprovechamiento total de las aportaciones con consumo uniforme. La tangente a la curva suma de caudales afluentes paralela a aquella cuerda dá la curva suma de consumo posible y la máxima distancia vertical entre ellas es la capacidad que debe almacenarse para el consumo ininterrumpido. Como ilustración presentamos en un diagrama la curva ~~integral~~ de consumos horarios de la ciudad del Cuzco.

La práctica general recomienda dar a los Reservorios de almacenamiento una capacidad igual al 25% del volumen total consumido en el día de máxima demanda. Con esta capacidad podemos atender a las variaciones horarias y al servicio de incendios.

Nuestro Reservorio tendrá una capacidad de 530.00 metros cúbicos, con un tiempo de almacenamiento de seis horas para la población futura calculada y ~~para~~ once horas para la población actual.

Cálculo estructural del Reservorio.-

Diámetro  $D = 15.00$  metros

Altura de agua  $= 3.00$  "

Volumen  $= 530.00$  metros cúbicos

Cálculo de la pared cilíndrica.-

Usaremos concreto 1:2:4 y acero grado estructural.

$$f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( caso de Tanques de agua filtrada)}$$

$$f_c = 40 \quad " \quad ( \quad " \quad " \quad " \quad " \quad " \quad )$$

$$f'_c = 14 \quad "$$

$$n = 15$$

Adoptaremos un espesor del muro de 20 cms., el que comprobaremos más adelante, y para facilidad en el vaciado y vibrado del concreto y dada la finalidad de la estructura que vá a servir para almacenar agua filtrada destinado al consumo doméstico y que no debe contaminarse por ninguna circunstancia, hemos adoptado esta dimensión del espesor del muro.

La forma de unión del muro vertical con el fondo, modifica el valor de las presiones del agua sobre la pared cilíndrica y dá lugar a momentos flectores en la misma.

Las presiones y los momentos flectores son variables a lo largo de la pared y varían con el factor  $\lambda$

$$\lambda = \frac{H}{S}$$

$$H = 3.00 \text{ metros (altura de agua)}$$

$$S = \text{una constante}$$

$$S = \frac{\sqrt{R e}}{1.316} = \frac{\sqrt{7.5 \times 0.20}}{1.316} = 0.935$$

Reemplazando valores:

$$\lambda = \frac{3.00}{0.935} = 3.21$$

Presión hidrostática en el fondo:

$$p = 1000 H = 1000 \times 3.00 = 3000 \text{ kgs.}$$

La profundidad del punto de presión nula ~~se~~ se halla a una profundidad dada por el valor de x.

$$\text{tg } \lambda \left(1 - \frac{x}{H}\right) = \frac{\lambda}{1 - \lambda}$$

DIAGRAMA DE PRESIONES

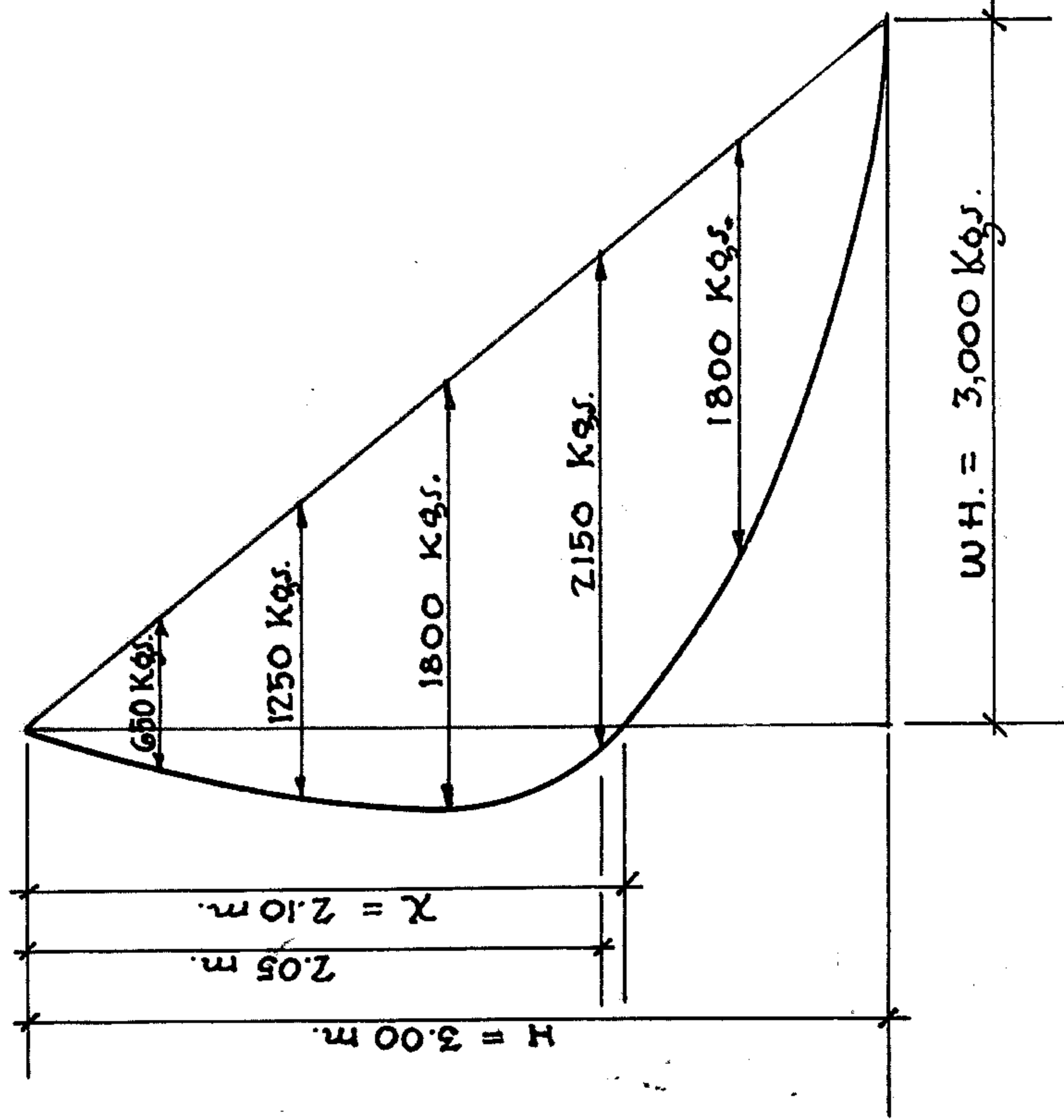
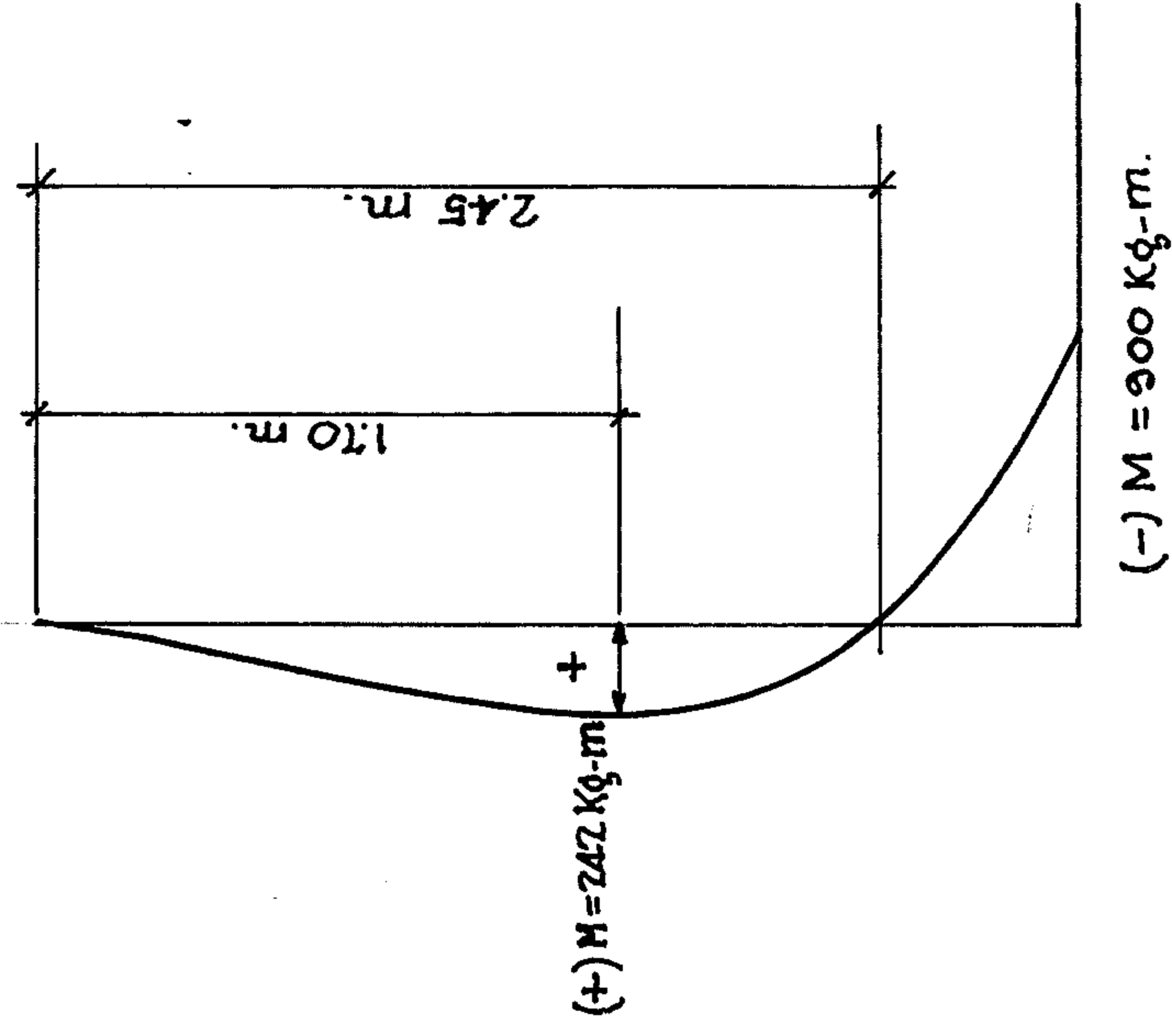


DIAGRAMA DE MOMENTOS



ESCALA {  
 LONGITUDES: 1:40  
 FUERZAS : 1:500



Reemplazando valores tenemos:

$$\operatorname{tg} 3.21 \left( 1 - \frac{x}{3} \right) = \frac{3.21}{1-3.21} = 1.460$$

$$3.21 - \frac{3.21}{3.00} x = \operatorname{arc.tg} 1.46 = 55^{\circ}20' = 0.970$$

$$x = \frac{3 \times 3.21 - 3 \times 0.97}{3.21} = 2.10 \text{ metros}$$

$$x = 2.10 \text{ metros.}$$

Con este valor de  $x$  trazaremos aproximadamente el diagrama de presiones producidas por la presión hidrostática ya que conocemos tres puntos de la curva.

De la curva tenemos que la presión máxima anular  $p_a = 2150$  Kgs. y actúa a una profundidad de  $x = 2.05$  metros.

Diagrama de momentos.-

En la base tenemos una zona de momentos negativos con un valor máximo igual al momento de empotramiento, que está dado por la fórmula:

$$(-) M = 0.288 w h R e \left( 1 - \frac{1}{\lambda} \right)$$

$$(-) M = 0.288 \times 1000 \times 3.00 \times 7.50 \times 0.20 \left( 1 - \frac{1}{3.21} \right)$$

$$(-) M = 900 \text{ Kg-m.}$$

En esta zona del fondo se producirán esfuerzos de tracción en el paramento interior del muro cilíndrico.

Halñaremos la profundidad del punto de momento nulo:

$$\operatorname{tg.} \lambda \left( 1 - \frac{x}{h} \right) = 1 - \frac{1}{\lambda}$$

$$\operatorname{tg.} 3.21 \left( 1 - \frac{x}{3} \right) = 1 - \frac{1}{3.21} = 0.69$$

$$3.21 - \frac{3.21}{3.00} x = \operatorname{arc.tg.} 0.69 = 34^{\circ}37' = 0.604$$

$$x = \frac{3.21 \times 3 - 0.604 \times 3}{3.21} = 2.45 \text{ metros}$$

$$x = 2.45 \text{ metros (Profundidad del punto momento nulo)}$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\operatorname{tg} 3.21 \left( 1 - \frac{x}{3} \right) = \frac{3.21}{1-3.21} = 1.460$$

$$3.21 - \frac{3.21}{3.00} x = \operatorname{arc.tg} 1.46 = 55^{\circ}20' = 0.970$$

$$x = \frac{3 \times 3.21 - 3 \times 0.97}{3.21} = 2.10 \text{ metros}$$

$$x = 2.10 \text{ metros.}$$

Con este valor de  $x$  trazaremos aproximadamente el diagrama de presiones producidas por la presión hidrostática ya que conocemos tres puntos de la curva.

De la curva tenemos que la presión máxima anular  $p_a = 2150$  Kgs. y actúa a una profundidad de  $x = 2.05$  metros.

#### Diagrama de momentos.-

En la base tenemos una zona de momentos negativos con un valor máximo igual al momento de empotramiento, que está dado por la fórmula:

$$(-) M = 0.288 i w h R e \left( 1 - \frac{1}{\lambda} \right)$$

$$(-) M = 0.288 \times 1000 \times 3.00 \times 7.50 \times 0.20 \left( 1 - \frac{1}{3.21} \right)$$

$$(-) M = 900 \text{ Kg-m.}$$

En esta zona del fondo se producirán esfuerzos de tracción en el paramento interior del muro cilíndrico.

Hallaremos la profundidad del punto de momento nulo:

$$\operatorname{tg.} \lambda \left( 1 - \frac{x}{h} \right) = 1 - \frac{1}{\lambda}$$

$$\operatorname{tg.} 3.21 \left( 1 - \frac{x}{3} \right) = 1 - \frac{1}{3.21} = 0.69$$

$$3.21 - \frac{3.21}{3.00} x = \operatorname{arc.tg.} 0.69 = 34^{\circ}37' = 0.604$$

$$x = \frac{3.21 \times 3 - 0.604 \times 3}{3.21} = 2.45 \text{ metros}$$

$x = 2.45$  metros (Profundidad del punto de momento nulo)

También la práctica recomienda colocar acero a 45° cuya área por metro debe ser la que tienen los negativos ( $\phi$  1/2" a 30 cms.) multiplicados por  $\sqrt{2}$  ó sea tendremos  $\phi$  1/2" a 20 cms.

Tenemos:

$$(\ominus) M = 242 \text{ Kg-m}$$

$$(\oplus) M = \frac{24200}{900 \times 0.887 \times 15} = 2.1 \text{ cm}^2.$$

Respecto a la armadura vertical del muro, algunos autores y el Reglamento recomiendan que el área mínimo por metro debe ser 25 diez milésima del área por metro y por el espesor del muro. El reglamento alemán recomienda que esta área mínima debe ser:

$$A_{sv\text{mín}} = 0.0030 A_g = 0.003 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.v} = 6 \text{ cm}^2 = \phi 1/2" \text{ a } 20 \text{ cms.}$$

#### Cálculo de la cubierta del Reservorio.-

El Reservorio estará cubierto con un aligerado provisto de un buzón de inspección de 0.60 m. de diámetro y de cuatro ventiladores. Encima del aligerado se le pondrá una hilera de ladrillos pasteleros, unidos con mortero cemento arena 1:3 y dando una ligera pendiente del centro hacia los extremos para evacuar las aguas pluviales.

#### Cálculo del aligerado.-

El aligerado se compone de tres tramos comprendidos entre el muro circular y las dos vigas 1-1 y 2-2 proyectadas normalmente a las viguetas del aligerado.

Calcularemos el aligerado en la sección central donde hay mayor luz libre.

$$\begin{aligned} L &= 4.80 \text{ metros} \\ \text{Peso propio} &= 300 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{Peso piso acabado} &= 110 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\text{Carga total} = 610 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_c = 63 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_s = 1260 \text{ Kg/m}^2.$$

$$k = 0.429$$

$$j = 0.857$$

$$K = 11.6$$

$$n = 15$$

Tambien la práctica recomienda colocar acero a 45° cuya área por metro debe ser la que tienen los negativos (Ø 1/2" á 30 cms.) multiplicados por  $\sqrt{2}$  ó sea tendremos Ø 1/2" á 20 cms.

Tenemos:

$$(\ominus) M = 242 \text{ Kg-m}$$

$$(\oplus) M = \frac{24200}{900 \times 0.857 \times 15} = 2.1 \text{ cm}^2.$$

Respecto a la armadura vertical del muro, algunos autores y el Reglamento recomiendan que el área mínimo por metro debe ser 25 diez milésima del área por metro y por el espesor del muro. El reglamento alemán recomienda que esta área mínima debe ser:

$$A_{sv\text{mín}} = 0.0030 A_g = 0.003 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.v} = 6 \text{ cm}^2 = \text{Ø } 1/2" \text{ á } 20 \text{ cms.}$$

Cálculo de la cubierta del Reservorio.-

El Reservorio estará cubierto con un aligerado provisto de un buzén de inspección de 0.60 m. de diámetro y de cuatro ventiladores. Encima del aligerado se le pondrá una hilera de ladrillos pasteleros, unidos con mortero cemento arena 1:3 y dando una ligera pendiente del centro hacia los extremos para evacuar las aguas pluviales.

Cálculo del aligerado.-

El aligerado se compone de tres tramos comprendidos entre el muro circular y las dos vigas 1-1 y 2-2 proyectadas normalmente a las viguetas del aligerado.

Calcularemos el aligerado en la sección central donde hay mayor luz libre.

$$\begin{aligned} L &= 4.80 \text{ metros} \\ \text{Peso propio} &= 300 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$f_c = 63 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_s = 1260 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{Peso piso aca-} \\ \text{bado} &= 110 \text{ "} \end{aligned}$$

$$k = 0.429$$

$$j = 0.857$$

$$\text{Carga total} = 610 \text{ Kg/m}^2.$$

$$K = 11.6$$

$$n = 15$$

Cálculo de la altura aproximada.-

El esfuerzo unitario de corte no debe pasar el valor de  $0.03f'_c$

$$v \leq 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 610 \times 4.80 \times 0.5 = 1,460 \text{ Kgs.}$$

Usando viguetas de  $b' = 10$  cms. con ladrillos de 30 cms. de ancho ó sea que la distancia centro a centro entre viguetas es de 40 cms., en un metro tendremos 2.5 viguetas,  $n' = 2.5$

$$d = \frac{V}{b' v j n'} = \frac{1,460}{10 \times 4.2 \times 0.857 \times 2.5} = 16 \text{ cm.}$$

Si usamos ladrillos de 15 x 30 x 40 cms. tendremos:

$$h = 15 + 5 = 20 \text{ cms.}$$

$$d = 20 - 3 = 17 > 16 \text{ cms}$$

Cálculo de momentos.-

Tramos extremos:

$$(+)\ M = \frac{1}{14} w L^2 = \frac{1}{14} \times 610 \times 4.80^2 = 1000 \text{ Kg-m}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{10} w L^2 = \frac{1}{10} \times 610 \times 4.80^2 = 1420 \text{ "}$$

Tramo intermedio:

$$(+)\ M = \frac{1}{16} w L^2 = \frac{1}{16} \times 610 \times 4.80^2 = 900 \text{ Kg-m.}$$

Vamos a comprobar si el aligerado se comporta para los momentos positivos como una viga rectangular ó como una viga "T", para lo cual es necesario hallar la posición de la fibra neutra.

$$k d = 0.429 \times 17 = 7.3 > 5 \text{ cms.}$$

Luego el aligerado se comporta como una viga T. No haremos la comprobación del espesor del ala de las viguetas, ya que la sobrecarga es menor de 500 Kg/m<sup>2</sup> y tampoco existen tabiques ó cualquier carga concentrada que actúe sobre el aligerado.

Areas de acero.-

Tramos extremos:

$$(+)\ A_s = \frac{M}{f_s (d - t/2) 2.5}$$

$$(+)\ A_s = \frac{100000}{1260 (17-2.5) 2.5} = 2.2 \text{ cm}^2. = 2 \phi \frac{1}{2} \text{ por vigueta.}$$

Para el momento negativo, las viguetas del aligerado se comportan como vigas rectangulares porque hacia los extremos las compresiones estan por debajo de la fibra neutra, luego la zona comprimida es un rectangulo.

$$(-)\ A_s = \frac{M}{f_s j d 2.5} = \frac{142000}{1260 \times 0.857 \times 17 \times 2.5} = 3.1 \text{ cm}^2.$$

$$(-)\ A_s = 1 \phi \frac{1}{2} \text{ y } 1 \phi \frac{5}{8} \text{ en cada vigueta.}$$

Tramo intermedio:

$$(+)\ A_s = 2.2 \times \frac{14}{16} = 1.9 \text{ cm}^2. = 1 \phi \frac{5}{8} \text{ por vigueta.}$$

Veamos si hay necesidad de aumentar el ancho del alma de la vigueta para absorber los momentos negativos ó sea ver si los esfuerzos de compresión en el alma de la vigueta sobrepasa a los admisibles.

Calcularemos el ancho necesario para resistir el momento negativo.

$$b'_{\text{neces.}} = \frac{M}{K d^2 2.5} = \frac{1420}{11.6 \times 17^2 \times 2.5} = 17 \text{ cms./vigueta.}$$

De manera que hacia los apoyos intermedios no nos basta con un ancho en la vigueta de 10 cms., sino que es necesario 17 cms., debe ensancharse la vigueta.

Longitud hasta donde debe ensancharse la vigueta:

$$M = K \cdot b' \cdot d^2 \cdot 2.5 \text{ ( momento resistente con } b' = 10 \text{ cms.)}$$

$$M = 11.6 \times 10 \times 17^2 \times 2.5 = 840 \text{ Kg-m.}$$

Observando en la parábola de momentos, la distancia a que tenemos un momento de 840 Kg-m, vemos que si dibujamos gráficamente el momento negativo en la cara del apoyo (1420 Kg-m) y con el punto de inflexión que según el diagrama del Peabody dá 0.28 L, tenemos dos puntos de la parábola y podemos dibujar gráficamente la curva, y hallamos la distancia donde el momento es 840 Kg-m que resulta ser 20 cms.

Veamos el valor del esfuerzo cortante total en la cara exterior del primer apoyo interior.

$$V_{\text{máx}} = 0.575 w L$$

$$V_{\text{máx.}} = 0.575 \times 610 \times 4.80 = 1,680 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo cortante con el que empezamos a calcular era:

$$V = 1,460 \text{ Kgs.}$$

Halleemos el esfuerzo de corte total  $V_c$ , que puede tomar las 2.5 viguetas de 10 cms.

$$V_c = n' \times b' \times j \times d \times v_c$$

$$V_c = 2.5 \times 10 \times 0.857 \times 17 \times 4.2 = 1,520 \text{ Kgs.}$$

Nos queda una diferencia:  $V_{\text{máx.}} - V = 1680 - 1460 = 160 \text{ Kgs.}$

$$x = \frac{V_{\text{máx.}} - V_c}{w} = \frac{1680 - 1460}{610} = 0.26 \text{ m.}$$

Debido al momento negativo, el ensanchamiento de las viguetas se haría hasta los 20 cms. y debido al esfuerzo cortante se necesita 26 cms., debe tomarse esta última cantidad, ó sea  $x = 25 \text{ cms.}$

Adherencia.-

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u j d}$$

$$\Sigma'_0 = \frac{1,680}{10.5 \times 0.857 \times 17 \times 2.5} = 4.3 \text{ cms (en la cara de los apoyos intermedios)}$$

$$\Sigma''_0 = \frac{1,460}{10.5 \times 0.857 \times 17 \times 2.5} = 2.2 \text{ cms.}$$

Si comprobamos a la adherencia vemos:

$$\begin{array}{rcl} 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' & = & 5 \text{ cms} \\ 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' & = & 4 \text{ cms} \end{array} \quad \text{Tenemos } 9 \text{ cms.}$$

En la cara de los apoyos:

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' = 4 \text{ cms. Vemos que estamos a cubierto, en lo que adherencia se refiere.}$$



Como el aligerado es circular y las luces libres de los tramos extremos varían de acuerdo a la curvatura del muro cilindrico, la armadura calculada se llevará hasta la sección señalada (Plano Reservorio) para evitar un desperdicio de acero. Como veremos más adelante el momento positivo en los tramos extremos junto a un tramo de luz mayor será insignificante.

Calcularemos los valores de los momentos, aplicando el teorema de los tres momentos.

$$M_1 L_1 + 2 M_2 (L_1 + L_2) + M_3 L_2 = - \frac{w L_1^3}{4} - \frac{w L_2^3}{4}$$

$$L_1 = 3.00 \text{ metros}$$

$$L_2 = 4.70 \text{ "}$$

Por simetría se tiene que  $M_2 = M_3$  y los momentos en los apoyos consideraremos como nulos, aunque posteriormente para el cálculo de las áreas del acero negativo en los apoyos extremos pasaremos la mitad del área de acero positivo a la zona de tracción, ya que siempre se presenta momentos negativos en estos apoyos.

Resolviendo la ecuación anterior y reemplazando valores:

$$20.10 M = - 19900$$

$$M = - 950 \text{ Kg-m. (Momento en los apoyos intermedios)}$$

Si colocamos gráficamente los momentos en los apoyos y dibujamos los momentos positivos, tendremos los siguientes valores:

$$(+ ) M = 400 \text{ Kg-m. (en los tramos extremos)}$$

$$(- ) M = 950 \text{ " ( " " apoyos intermedios)}$$

$$(+ ) M = 1700 - 950 = 750 \text{ Kg-m. (tramo intermedio)}$$

Áreas de acero. -

$$(+ ) A_s = \frac{M}{f_s (d - t/2) 2.5} = \frac{40000}{1260 \times (17 - 2.5) 2.5} = 0.95$$

$$A_s = 2 \phi 3/8"$$

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d \times 2.5} = \frac{95000}{1260 \times 0.857 \times 17 \times 2.5} = 2 \text{ cm}^2 -$$

$$(-) A_s = 2 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

Tramo intermedio

$$(+) A_s = \frac{75000}{1260 \times 0.857 \times 17 \times 2.5} = 1.64 \text{ cm}^2 = 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

Esta armadura se colocará desde la sección donde se tenga luces de 3.00 metros en los tramos extremos hasta el final.

$$A_{st} = 0.0025 b d = \phi \frac{1}{4} @ .20 m$$

Cálculo de las vigas 1-1 y 2-2 .-

La viga es de tres tramos de luces iguales y de 4.70 metros de luz libre.

$$L = 4.70 \text{ metros}$$

$$f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1260 \text{ ''}$$

$$n = 15$$

$$b = 25 \text{ cms. (ancho de la columna)}$$

Altura aproximada.-

$$h = 0.1 \times L = 0.1 \times 4.70 = 0.47 \text{ m} = 0.50 \text{ metros}$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 0.50 \times 0.25 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{sobrecargas} = 610 \times 5.00 = 3050 \text{ ''}$$

$$\text{Carga total repartida} = \frac{3350 \text{ Kg/ml.}}$$

Momentos.-

Tramos extremos

$$(+) M = \frac{1}{14} w L^2 = \frac{1}{14} \times 3350 \times 4.70^2 = 5,300 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M = \frac{1}{10} w L^2 = 0.1 \times 3350 \times 4.70^2 = 7,400 \text{ ''}$$

Tramo intermedio

$$(+) M = \frac{1}{16} w L^2 = \frac{1}{16} \times 3350 \times 4.70^2 = 4,650 \text{ ''}$$

Altura útil.-

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{740000}{11.6 \times 25}} = 50 \text{ cms.}$$

Altura total de la viga

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cms.}$$

$$h = 55 \text{ cms.}$$

Areas de acero.-

Tramos extremos

$$(+ ) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{530000}{1260 \times 0.857 \times 50}$$

$$(+ ) A_s = 9.8 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

$$(- ) A_s = \frac{740000}{1260 \times 0.857 \times 50} = 13.8 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

Tramo intermedio

$$(+ ) A_s = \frac{465000}{1260 \times 0.857 \times 50} = 8.6 \text{ cm}^2 = 3 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

Esfuerzo cortante.-

En la cara de los apoyos:

$$V_1 = 0.5 w L = 0.5 \times 3350 \times 4.70 = 7900 \text{ Kgs.}$$

$$V_2 = 0.575 w L = 0.575 \times 3350 \times 4.70 = 9000 \text{ ''}$$

En los puntos de inflexión:

$$V' = 5600 \text{ Kgs.}$$

$$V'' = 4600 \text{ ''}$$

Esfuerzo cortante unitario:

$$v_c = \frac{V}{b j d} = \frac{9000}{25 \times 0.857 \times 50} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$8.4 \text{ Kg/cm}^2 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ( se necesitan estribos)}$$

$$p = \frac{v_{\text{máx.}}}{f'_c} = \frac{8.4}{140} = 0.06$$

Adherencia.- Se verificará la adherencia en la cara de los apoyos, para el acero negativo y en los puntos de inflexión para el acero positivo.

Para el acero negativo:

$$\sum_0' = \frac{V}{u j d} = \frac{9000}{10.5 \times 0.857 \times 50} = 20 \text{ cms}$$

Como tenemos ( 5  $\phi$  3/4'' ) tendremos = 5 x 6 = 30 cms > 20 cms.

$$\sum_0'' = \frac{7900}{10.5 \times 0.857 \times 50} = 16.6 \text{ cms. ( en los apoyos extremos)}$$

En los apoyos extremos tenemos (2  $\phi$  3/4") = 6 x 2  $\frac{1}{2}$  12 cms. + 4(1 $\phi$  5/8" adicional por adherencia)

$$= 12 + 5 = 17 \text{ cms}$$

Para el acero positivo:

Tramos extremos:

$$\sum_0' = \frac{5600}{1260 \times 0.857 \times 50} = 12.1 \text{ cms.}$$

En el punto de inflexión tenemos ( 2  $\phi$  3/4") = 2 x 6 = 12 cms.

Tramo intermedio:

$$\sum_0'' = \frac{4600}{1260 \times 0.857 \times 50} = 9.5 \text{ cms} > 6 \times 2 = 12 \text{ cms.}$$

Estribos .-

$$V = 7,900 \text{ kgs.}$$

$$V_c = v_c b j d = 0.857 \times 25 \times 4.2 \times 50 = 4,500 \text{ Kgs.}$$

$$V_s = V - V_c = 7,900 - 4,500 = 3,400 \text{ Kgs.}$$

Usaremos estribos de dos ramas de 3/8"

Hallaremos el valor de s ó sea el ancho de la faja que toma el estribo.

$$s = \frac{a_s f_s j d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 1260 \times 0.857 \times 50}{(7900 - 4500)} = 22 \text{ cms.}$$

$$s = 20 \text{ cms.}$$

El primer estribo irá a  $\frac{20}{2} = 10$  cms. de la cara del apoyo.

El máximo valor de s es :

$$s_{\text{máx.}} = 0.5 d = 0.5 \times 50 = 25 \text{ cms.}$$

Hallaremos a qué distancia del apoyo se colocará estribos a 25cms.

$$X = \frac{V_s \text{ máx.} - V_s}{w} = \frac{3400 - 3050}{3350} = 0.12 \text{ cms.}$$

Los estribos se colocarán a 10 cms. del apoyo el primer estribo y los siguientes a 25 cms. uno de otro hasta los 85cms del apoyo, con lo que se absorbe por el trabajo de estos estribos el esfuerzo cortante que no toma el concreto.

Cálculo de la columna .-

Altura libre  $h = 3.30$  metros

$f_s = 1260$  Kg/cm<sup>2</sup>

$f_c = 63$  "

La columna soportará el peso del aligerado, parte de la viga y su peso propio y las sobrecargas que hemos asumido.

Peso aligerado + sobrecargas  $5.00 \times 5.00 \times 610 = 15,000$  Kgs.

Peso viga  $5.00 \times 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 1,500$  "

Peso propio  $0.25 \times 0.25 \times 3.30 \times 2400 = 500$  "

Carga total  $\underline{\underline{= 17,000}}$  Kgs.

El área total esta dado por la siguiente fórmula, para la clase de concreto y grado de acero que estamos usando.

$$A_g = \frac{P}{25.2 + 750 p_g}$$

Primeramente tantearemos con los porcentajes mínimo y máximo de acero correspondiente a columnas con barras longitudinales y estribos transversales, para obtener las áreas totales máxima y mínima respectivamente.

$$A_{g \text{ máx.}} = \frac{17\,000}{25.2 + 750 \times 0.01} = 520 \text{ cm}^2.$$

$$A_{g \text{ mín.}} = \frac{17\,000}{25.2 + 750 \times 0.04} = 307 \text{ cm}^2.$$

Usando columnas cuadradas tendríamos

$$d_{\text{máx.}} = 23 \text{ cms.}$$

$$d_{\text{mín.}} = 17.5 \text{ cms.}$$

Usaremos una columna de sección cuadrada de  $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$ .

que aunque es menor que el mínimo que recomienda el A.C.I. la adoptamos porque como se verá más adelante con este valor se tiene un porcentaje de área de acero igual aproximadamente a la mitad del mínimo porcentaje permitido.

Veamos si la columna es corta ó larga

$$\frac{h}{d} = \frac{3.30}{0.25} = 13.2 > 10 \quad (\text{columna larga})$$

Tenemos:

$$P = \frac{P'}{1.3 - 0.03 \frac{h}{d}} = \frac{17\,000}{1.3 - 0.03 \times \frac{3.30}{0.25}} = 18,800 \text{ kg}$$

Los valores máximo y mínimo de  $A_g$  con el nuevo valor de la carga  $P$ , para columnas largas será:

$$A_{g\text{mín.}} = \frac{18\,800}{25.2 \times 750 \times 0.04} = 340 \text{ cm}^2.$$

$$A_{g\text{máx.}} = \frac{18\,800}{25.2 + 750 \times 0.01} = 570 \text{ cm}^2.$$

Como hemos considerado una columna de  $A_g = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$ . hallaremos el valor del porcentaje de acero  $p_g$ .

$$p_g = \frac{P - 25.2 A_g}{750 A_g} = \frac{18800 - 25.2 \times 625}{750 \times 625} = 0.006$$

Usaremos el porcentaje mínimo de acero  $p_g = 0.01$

Veamos si el valor de  $A_g$  estructural con  $p_g = 0.01$  es mayor ó menor que la mitad del valor de  $A_g$  adoptado.

$$A_g = \frac{18\,800}{25.2 + 750 \times 0.01} = 570 \text{ cm}^2 > \frac{625}{2}$$

El área de acero, será:

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 625 = 6.25 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

El Reglamento recomienda que se use por lo menos 4 varillas de acero con diámetro mínimo de  $5/8''$ .

Estribos:

Los estribos será de  $\phi$  de  $1/4''$ . Veamos el espaciamiento de estos estribos.

$$s \leq 16 \times 5/8'' = 10'' = 25 \text{ cms.}$$

$$s \leq 48 \times 1/4'' = 12'' = 30 \text{ ''}$$

$$s \leq d = 25 \text{ ''}$$

Luego los estribos serán de  $\phi$   $1/4''$  á 25 cms.

El momento positivo es igual al 27 % del máximo momento negativo.

$$(+)\ M = 0.27 (-)\ M$$

$$(+)\ M = 0.27 \times 900 = 242\ \text{Kg-m.}$$

Cálculo de la armadura.-

El valor de la tracción esta dado por la fórmula:

$$T = p_a \times R \times l$$

Si sustituimos el diagrama de presiones que dá valores variables según la profundidad, por un diagrama que dé valores constantes cada determinada longitud, por ejemplo cada 0.50 m., podremos calcular la fuerza de tracción en cada faja y el área de acero necesario; consideraremos como carga de trabajo del acero a la compresión  $900\ \text{Kg/cm}^2$

Zona	Altura ms.	Presión anular $p_a$ en $\text{Kg/cm}^2$	Fuerza de tracción $T = p_a \times R \times l$	Area de acero $\text{cm}^2$	Diáme- tro en " "	Espa- ciami- ento. cms.
1	0.50	650	5,000	5.6	5/8"	18
2	1.00	1,800	13,500	15.0	5/8"	13
3	1.00	2,100	16,000	17.8	5/8"	11
4	0.50	1,900	13,500	15.0	3/4"	10

Espesor de la pared.- Comprobación del espesor asumido.-

El máximo valor de la presión anular  $p_a = 2,150\ \text{Kgs.}$ , dá lugar a una fuerza de tracción T, en una longitud de un metro.

$$T = \frac{1}{2} p_a \times D \times l = \frac{1}{2} \times 2150 \times 15 \times 1.00 = 16,500\ \text{kgs.}$$

El espesor del muro será:

$$e = 0.01 \left( \frac{1}{f'_c} - \frac{n-1}{f_s} \right) T$$

$$e = 0.01 \left( \frac{1}{14} - \frac{15-1}{900} \right) 16500 = 10\ \text{cms.}$$

Es el espesor necesario para resistir el ~~momento~~ momento flector máximo en el fondo, sobre una ménsula vertical de 1.00 metro de ancho.

Si consideramos, el tanque como un recipiente de pared delgada considerando la carga de trabajo del concreto un décimo de su carga de rotura.



Sistema de funcionamiento del Reservorio.-

El Reservorio proyectado tiene una capacidad de 530.00 m<sup>3</sup>. y puede abastecer a la población actual durante once horas ininterrumpidamente y durante 6  $\frac{1}{2}$  horas a la población futura calculada.

La entrada al Reservorio se hace mediante una tubería de f° fdo. de 8" que viniendo directamente de la Planta de Tratamiento se une mediante una "Tee" a la tubería matriz que va a la ciudad, formándose un by-pass; para el caso de limpieza del Reservorio el servicio se hará directamente desde la Planta de Tratamiento a la ciudad con solo maniobrar la válvula que aísla al Reservorio.

El desagüe de fondo se hará mediante una tubería de concreto de 8" para 10 libras por pulgada cuadrada de presión, el que partirá del centro del Reservorio y terminará en el arroyo A.- El rebose está unido al desagüe y éste estará controlado por una válvula de compuerta.

La losa de fondo del Reservorio tiene una pendiente hacia el centro a fin de facilitar la limpieza.

La losa de cubierta tiene un buzón de inspección de 0.60 m. de diámetro protegido con su tapa de f° fdo.; y 4 ventiladores.

Encima del aligerado se colocará una hilera de ladrillos "paste-  
leros" unidos con mortero, cemento, arena 1:3 y se le dará una ligera pendiente del centro hacia los extremos para facilitar la evacuación de las aguas de lluvia, además el aligerado tendrá un volado de 0.20 m. con su correspondiente lagrimal.

La Cámara de válvulas está provista de su buzón de inspección de 0.60 m. de diámetro y el aligerado que le sirve de cubierta será la continuación de la del Reservorio.- Los muros se construirán de albañilería de ladrillos unidos con mortero cemento arena 1:3, cimientos de concreto 1:3:6 con 40 % de pedrones.

Dilatación Térmica.-

Es sabido que el concreto y el acero sufren una dilatación a consecuencia de un aumento de temperatura y por experiencias hechas se ha comprobado que el concreto se dilata en una cantidad de 0.0000137 metros x metros y grado centigrado y en el acero es de 0.00001235, pudiéndose aceptarse para los efectos del cálculo el valor de 0.00001 m x m. y grado centigrado.

Supongamos que haya una variación de temperatura de 15°C entre la máxima y mínima.

$$t - t' = 15^{\circ}\text{C.}$$

$$\delta = 0.00001$$

$$R = 7.50 \text{ m. (radio del Reservorio)}$$

La dilatación total del concreto será:

$$d = 0.00001 \times 7.50 \times 15 = 0.0012 \text{ m.}$$

$$d = 0.12 \text{ cms.}$$

En el presente caso la dilatación total del concreto sería de apenas un milímetro y no es necesario colocar juntas de dilatación y que por lo demás es siempre un peligro de que el agua del subsuelo pueda filtrarse y contaminar el agua filtrada.

Especificaciones de construcción.-

La mezcla de concreto será de 1:2:4 ó sea que a los 28 días se tendrá un  $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$  y una carga de trabajo de  $63 \text{ Kg/cm}^2$

Se utilizará una buena arena bien lavada y aser posible silícea, formada por granos del tamaño medio. La piedra empleada será una grava de la mejor calidad posible de origen granítico.

El concreto deberá ser muy plástico para que pueda moldearse bien pero cuidando que no exista exceso de agua.

Las juntas de hormigonado deberán evitarse siempre que sea posible. En caso contrario se harán muy irregulares y antes de verter de nuevo

el concreto se picará toda la superficie, que después se lava, cepilla y se embadurna con una lechada de cemento, pudiendo entonces verter el nuevo concreto.

Toda la superficie interior del Reservorio se cubrirá con un enlucido de mortero cemento arena 1:3 con un espesor de 1", este enlucido se hará en dos partes cuidando que la segunda quede perfectamente lisa. Se hará el revoque de las esquinas. Deberá evitarse las aristas vivas redondeando todas las uniones de paredes y de éstas con el fondo, lo cual se efectúa con mortero una vez que se ha retirado el encofrado.

La losa de fondo se llenará monolíticamente con la zapata corrida del muro cilíndrico a fin de evitarse juntas que pueden dar lugar a filtraciones.

La instalación de los tubos de entrada y salida lo mismo que los del desague de fondo y el del rebóse se harán antes de hacerse el llenado del concreto. Por ningún motivo se colocará las tuberías después que se haya construido los muros, pues en la unión del tubo con la pared siempre existirán filtraciones cuando se procede de este modo.

G.- RED DE DISTRIBUCION

El objeto de la instalación de una red de distribución es:

a.-) Abastecer de agua para casos domésticos y b.- Abastecer de agua a las industrias,extinción de incendios,consumo público riego de jardines y avenidas,lavado de la red de desagues,etc.

Para satisfacer todas estas exigencias ,la red de tuberías debe abarcar a todas las calles de la ciudad y el agua debe llegar,dentro de ciertos límites, a todas las habitaciones con una presión adecuada.

La red de distribución debe ser diseñada para que tenga una capacidad suficiente para transportar el volumen necesario de agua para la extinción de un incendio ,para lo cual se proyectan grifos contra incendios en puntos convenientes de la red.

Para el caso de reparaciones por deterioro de las tuberías se colocan válvulas de compuerta que aíslan zonas limitadas de la red para hacer las reparaciones necesarias.

En nuestro caso hemos proyectado la distribución de las válvulas interruptoras de tal manera que se aisle un par de manzanas mediante la maniobra de tres ó cuatro grifos,de esta manera se tiene una economía en grifos y además se afectan lo menos posible al resto de la red.

Los grifos contra incendios los hemos distribuidos de tal manera que en cada punto de la ciudad pueda coincidir los efectos de dos grifos a la vez,esto hemos obtenido trazando zonas de influencia de cada grifo con un radio igual a la longitud de las mangueras usadas por las Compañías de Bomberos que son de 100 á 150 metros.

Al tratar el capítulo de Generalidades ,Zonas Urbanas y Areas de posibles expansión ,vimos que nuestra ciudad en estudio esta dividida en dos zonas perfectamente delimitadas: Una que podríamos decir constituye la zona céntrica y comercial y la otra que es " Pueblo Nuevo"

con tendencias a convertirse en zona residencial debido a su topografía menos accidentada.

Para proyectarse la red de distribución me he basado en el siguiente principio de Hidráulica:

"La presión en un punto donde concurren varias tuberías, es una sola, cualquiera que sea el camino recorrido por el líquido, siendo la pérdida de carga por fricción la sufrida por una sola tubería."

Basandonos en el principio anterior y haciendo como un primer tanteo un Hardy-Cross, hemos hallado las áreas servidas por cada tubería matriz y de acuerdo a la densidad en habitantes por hectarea y a la dotación por habitante se ha calculado el número de litros por segundo que representa el consumo de la área de influencia y se ha restado del volumen de agua que lleva la tubería asumiéndose que todo el volumen consumido por el área de influencia es una salida al extremo de la tubería matriz. De esta manera se tiene una distribución de gastos necesarios para satisfacer la demanda de las zonas de influencia de cada ramal matriz y haciendo tanteos con los diámetros y teniendo en cuenta la presión que con anterioridad me fijaba para cada punto de la red, se tiene el valor de la pendiente hidráulica; con los valores de "s" y "Q" hallo los valores de los diámetros y las velocidades del agua en las tuberías matrices,

Para el cálculo de las ~~variables~~ citadas ó sea el gasto, la velocidad se han empleado las fórmulas de Hazen Williams.

$$Q = 0.0426 D^{2.63} s^{0.54}$$

$$Q = 1310.2121 \frac{v^{4.175}}{s^{1.714}}$$

$$C = 100$$

La zona céntrica tiene sus jirones principales en sentido de la máxima pendiente, mientras que el barrio Pueblo Nuevo que se halla al sur-este del Reservorio los tiene en el sentido de la pendiente mínima y se halla a mayor altura que la zona céntrica habiendo una diferencia de nivel entre el Reservorio y la Plazuela de Pueblo Nuevo unos 22.80 m. mientras que la diferencia de nivel entre el Reservorio y la Plaza de Armas es de 40.00 m. y la diferencia con respecto a al punto más bajo de la zona céntrica es de 58.00 m.

Por las razones arriba mencionadas y teniendo en cuenta que grandes presiones en la red someten a las tuberías y a las instalaciones domiciliarias a un trabajo excesivo, se ha proyectado en toda la zona urbana tuberías de fo.fdo. centrifugado de 4" de diámetro para 150 libras por pulgada cuadrada a fin de perder carga por fricción y disminuir la presión dinámica en la red, en cambio se ha proyectado un tubería matriz de 8" que se dirige hacia el barrio Pueblo Nuevo y se encierra a todo este barrio con un cinturón de tubería de fo.fdo. de 6" con lo que se disminuye las pérdidas de carga por fricción ya que el sistema empleado es de circulación continua y el relleno en las calles transversales se ha hecho con tubería de 4".

Como sabemos la red de distribución debe tener capacidad suficiente para transportar un volumen adicional de agua para la extinción de un incendio y se verificará la red en el caso más desfavorable ó sea en la hora de consumo máximo..

Al tratar el acápite de Consumo, habíamos establecido los siguientes valores:

Dotación promedio	200 l.p.h.d.
" día máximo	200 x 1.3 = 260 l.p.h.d.
" hora máxima	200 x 1.7 = 340 l.p.h.d.
Población de cálculo	7500 habitantes.



$$\text{Consumo en la hora máxima} = \frac{7,500 \times 340}{86,400} = 29.5 \text{ l/s.}$$

$$\text{Consumo por incendio} = 25 \text{ l/s.}$$

Se ha verificado la red para el caso del consumo en la hora máxima, con un gasto de 29,5 l/s. y se ha obtenido los datos dados por el cuadro que adjuntamos en la que se puede apreciar los valores de las presiones dinámicas y estáticas. También se ha verificado la red para el caso de un incendio en el punto más desfavorable ó sea en el punto más alejado del Reservorio y el más alto, este punto es la Plazuela de Pueblo Nuevo ya que solamente existe una diferencia de nivel de 22.80 m. con respecto al Reservorio y es el lugar más alejado de dicha fuente de alimentación, se ha obtenido los datos que consignamos en el cuadro adjunto y en la que también podemos observar que en el caso de un incendio en este punto se tendrá una presión de 6 lbs./pulg.2 que aunque resulta ser un poco baja, debemos considerar que las actuales Compañías de Bomberos están equipadas con motobombas quienes son las que dan la presión necesaria. En este segundo caso se ha verificado la red con un gasto de  $25 + 29.5 = 54.5$  l/s. que como podemos ver es un gasto adicional aproximadamente igual al consumo de toda la población.

Debería verificarse la red para el caso de consumo mínimo que es el caso cuando se presentan las presiones máximas, no hemos hecho el cuadro de presiones correspondientes por las circunstancias que las pérdidas de carga por fricción son tan pequeñas que las presiones van a variar muy poco.

Como la ubicación del Reservorio ha sido ubicada en un punto tal que dé presiones adecuadas en los puntos más altos de la ciudad en cambio esta ubicación da valores un tanto altos para la zona baja de la ciudad, estas presiones altas podemos reducirla con un adecuado estrangulamiento de las válvulas interruptoras de los jirones longitudinales.

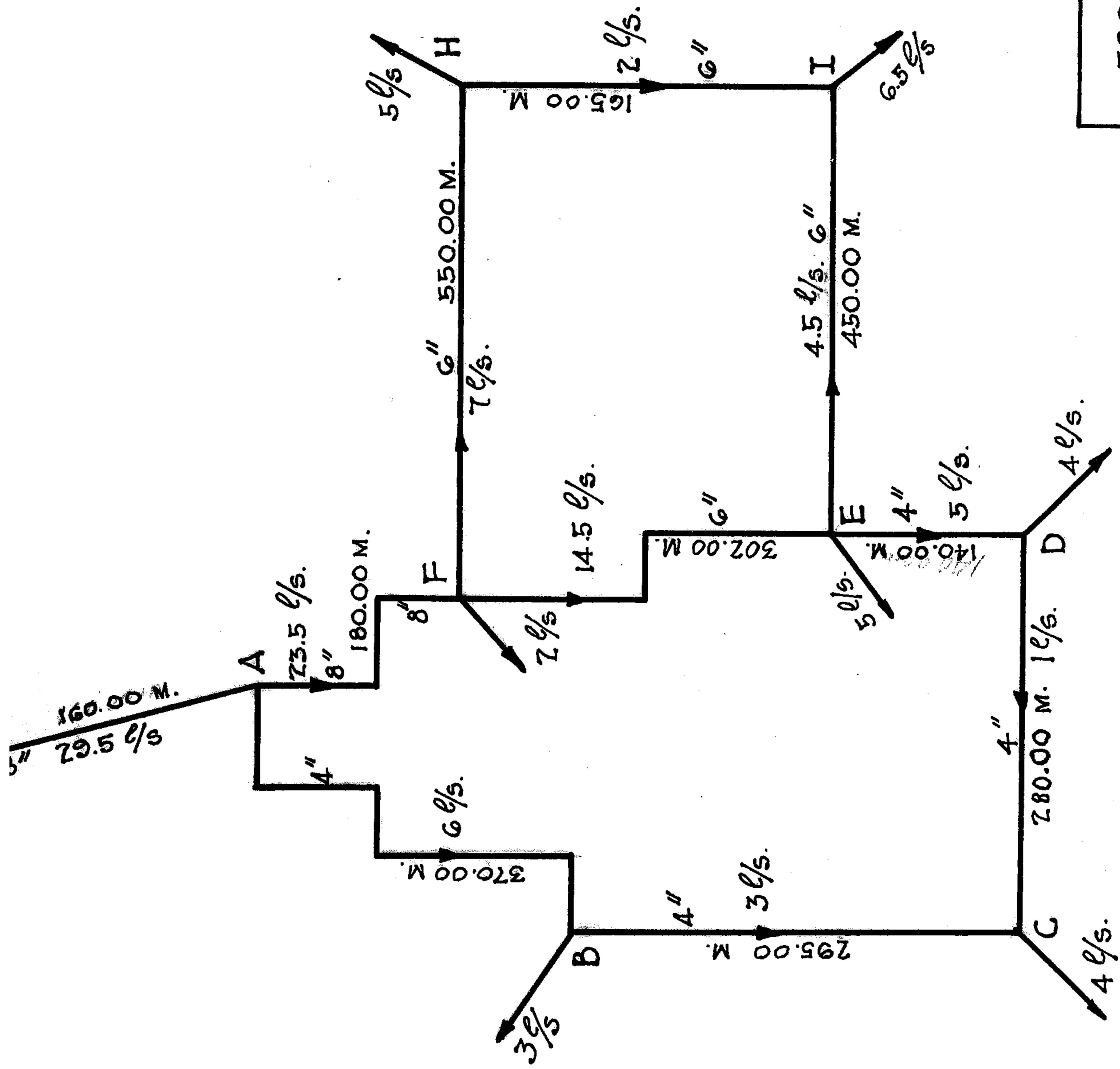


Para facilitar al elemento menos favorecido por la fortuna, se ha proyectado algunas piletas públicas en sitios un tanto alejados de la ciudad, los que pueden abastecer de agua durante las 24 horas del día.

Estas piletas se construirán de concreto ciclópeo 1:3:6 con 40% de pedrones. Las piletas estarán doblemente controladas, con una válvula de globo de 1/2" y una llave de caño Bibb.

La tubería irá enterrada a un metro como mínimo a fin de evitar roturas por efectos de las sobrecargas y agentes externos.

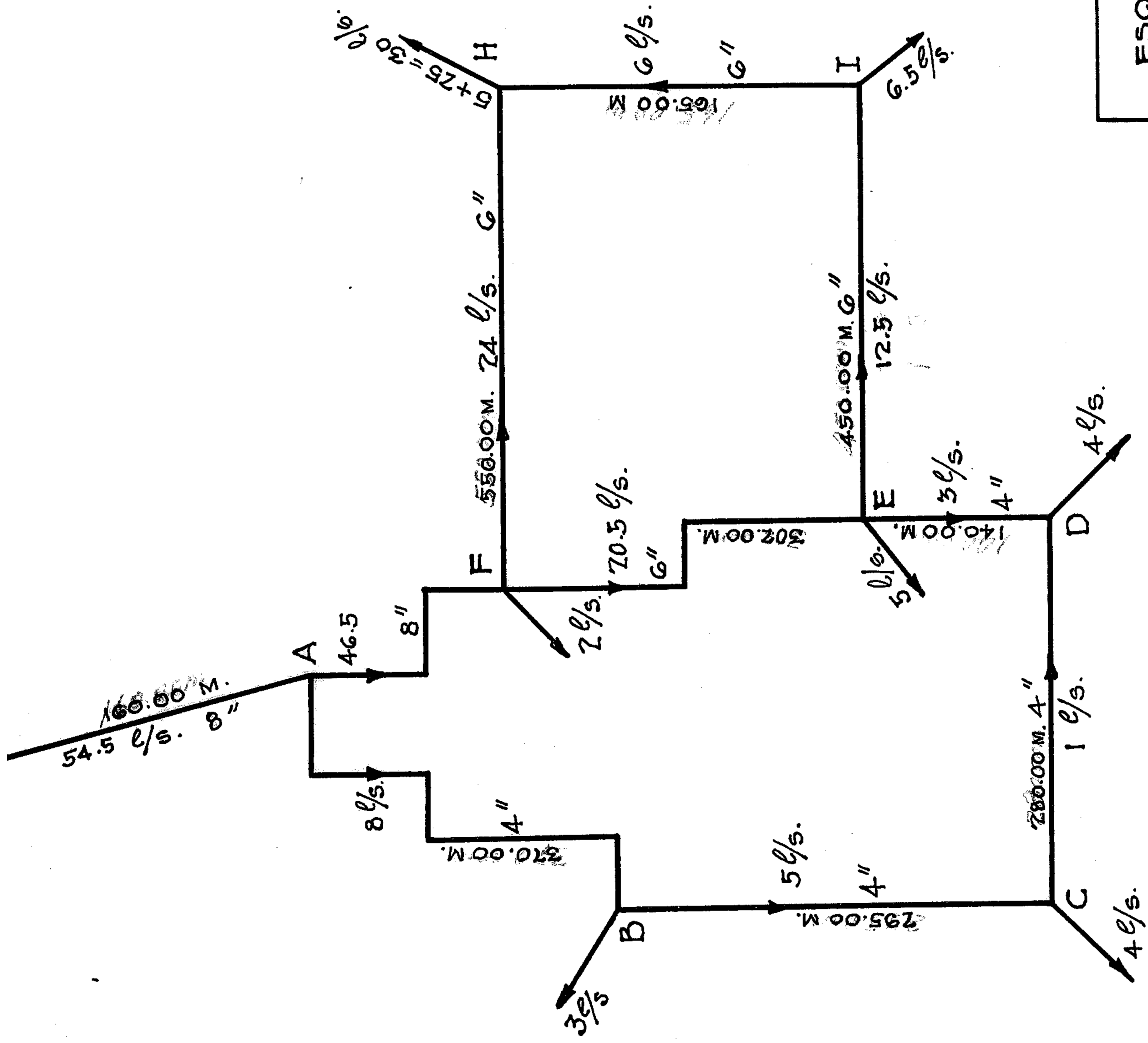
Se hará la prueba hidráulica de la red, antes de rellenarse las zanjas, para poder observar detenidamente posibles fugas.



ESQUEMA RED DE DISTRIBUCION  
 DISTRIBUCION DE GASTOS  
 CASO: CONSUMO DIA MAXIMO

ALCIBIADES HERRERA OROSCO

PROMOCION: 1948



ESQUEMA RED DE DISTRIBUCION  
DISTRIBUCION DE GASTOS

CASO: INCENDIO PUNTO MAS DESFAVORABLE

ALCIBIADES HERRERA OROSCO

PROMOCION: 1948

## BIBLIOGRAFIA

- Arquitectura Hidráulica de Schoklitsch
- Water Supply and Purification of H.A. Hardenbergh
- Water Treatment of Payrow
- Water Supply Engineering of Babbit and Donald.
- Water Quality and Treatment of American Water Works Asso.
- Water Purification of J.M. Ellms.
- Ingeniería Sanitaria de Alfredo Mendiola
- Ingeniería Sanitaria de J.A. Cosculluela
- Ingeniería Sanitaria de Sallovitz.
- Hidráulics. of George Rusell
- Apuntes de Hidráulica de Enrique Gongora P.
- Apuntes de Concreto Armado de J.Sarmiento
- Apuntes de Abastecimientos de Agua de A.Pons.
- Manual de la Armco.
- Hormigón Armado de Fernando Moral
- Reinforced Concrete Structures de Peabody
- Simplified Design of Reinforced Concrete de Parker
- Reglamento del A.C.I. de 1,948.