

3156

FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

DESCARTE

ABASTECIMIENTO DE AGUA
PARA COATZINTLA, VER.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

JOSE ESPINA REYES

MEXICO, D. F.

1965





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mis padres

Sr. José Espina Sánchez.

Sra. Raquel Reyes de Espina.

Con veneración y agradecimiento.

Con amor a mi esposa

Sra. Magdalena von Roehrich de Espina.

Con ternura a mi hijo

José Espina von Roehrich.

A mis Tíos.

Sr. Manuel Arsuaga Arsuaga.

Sra. María Espina de Arsuaga.

Con cariño y agradecimiento.

Con cariño a mis hermanos.

Maria Natividad

Anselmo

Manuel

Rosa María

Raquel

Jorge.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor José ESPINA REYES.
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Arnulfo Paz Sánchez, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

" ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA
COATZINTLA, VER."

Que deberá comprender el estudio de necesidades actuales y futuras, las condiciones actuales del abastecimiento y las modificaciones y ampliaciones necesarias para que la población cuente con un sistema adecuado.

Se hará énfasis en los siguientes puntos:

Cálculo de Población Futura, por diversos métodos, incluyendo la aplicación del método LOGISTICO.

Estudio Hidráulico de la fuente de abastecimiento.

Análisis de la red, usando el método simplificado de Cross, exponiendo los artificios para la aplicación de este método.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F. 18 de Mayo de 1965
EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovalí Jaime


ADJ MEMO'ea

I N D I C E.

I.- DESCRIPCION.....	1
II.- ANTECEDENTES.....	6
III.- ESTUDIO DEMOGRAFICO.....	11
IV.- DEMANDA DE AGUA.....	28
V.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO....	37
VI.- LINEA DE CONDUCCION.....	53
VII.- EQUIPO DE BOMBEO.....	70
VIII.- TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	81
IX.- RED DE DISTRIBUCION.....	88
X.- PRESUPUESTO.....	108

I DESCRIPCION.

Coatzacoatlán, población situada en los $20^{\circ} 29' - 06''$ de latitud Norte y $97^{\circ} 26' 12''$ de longitud Occidental, a 144 metros sobre el nivel del Mar (Escalinata SE del parque); en el Estado de Veracruz y a 5 Km. al S.E. de Poza Rica, con la que se encuentra comunicada por medio de una carretera pavimentada que continúa hacia Papantla, Ver. Esta carretera -- tiene un volumen de tránsito aproximado de 300 vehículos diarios.

A excepción de esta carretera y una Oficina de Correos, no cuenta con otro medio de comunicación, por lo que para utilizar el telégrafo o teléfono es necesario trasladarse a Poza Rica, en donde además de estos servicios cuenta -- con un aeropuerto que proporciona un servicio regular de carga y pasaje a la Ciudad de México. Por otra parte, existe servicio de autobuses entre Coatzacoatlán y Poza Rica.

La Villa de Coatzacoatlán está desplantada en la ladera de una pequeña cordillera, extendiéndose prácticamente desde el parterquis de esta, hasta el arroyo "Cochinos", ---

continuando una angosta faja de viviendas a lo largo de la carretera hasta la colonia "López Mateos", en las inmediaciones de Pozo Rico.

Está rodeada por los arroyos "Troncones" y "Cocineros", que se unen casi al desembocar al "Río Cazonas", - este último de abundante caudal en todo tiempo, se localiza a 3 km. al N.E. del centro de Coahuatlán.

El subsuelo es arcilloso y Bentonítico con potencia hasta de 900 m., por lo que no se encuentran acuíferos. Solo en la zona adyacente al arroyo "Cocineros" existe un manto de 10 a 15 m. de espesor, de material de acarreo, saturado por las aguas subterráneas del arroyo.

El clima.

Thorntwaite lo clasifica como: Húmedo, Tropical, con lluvias deficientes en invierno. (E_{A'}W).

Köppen: Tropical lluvioso con estación seca - en Invierno, variación de la temperatura a través del año, - tipo Ganges, con temperatura máxima antes de la estación de lluvias (AWg).

E. de Martone: lo clasifica como Tropical Sene-galés (B₃).

Temperaturas observadas:

Máxima Anual	-	42.5°C
Media Anual	-	24.3°C
Mínima Anual	-	2.5°C

Medias Mensuales:

E 18.6	A 25.5	J 27.4	O 25.1
F 20.4	M 29.0	A 27.9	N 21.7
M 22.0	J 29.3	S 27.0	D 19.4

Los vientos dominantes son: Del Este desde Marzo hasta Agosto, y del Norte el resto del año.

Precipitación Pluvial:

Máxima Anual 1725 mm.

Media Anual 1187.8 mm.

Medias Mensuales.

E 32.2	A 35.1	J 167.9	O 209.5
F 35.4	M 53.9	A 95.7	N 99.3
M 22.9	J 151.6	S 250.5	D 53.8

Datos obtenidos en Poza Rica de observaciones desde el año 1955.

Las edificaciones son de un piso, el 95% de estilo rústico construidas de madera, barro y ladrillo, el resto son construcciones modernas de concreto armado y ladrillo.

Las calles son de tierra en su mayor parte, encontrándose algunas empedradas. Solo hay una calle de pavimento asfáltico de 1.3 km. de longitud y 8.0 m. de ancho, que une el centro de la localidad con la carretera. Las calles que rodean el jardín principal son de concreto.

Las banquetas son de concreto en la zona céntrica encontrándose en buen estado, existen también algunas empedradas.

La población cuenta con servicio de Energía Eléctrica de 60 ciclos 127-220 Volts, generada por la planta Termoeléctrica de Poza Rica, pudiéndose disponer de cualquier cantidad con la siguiente tarifa:

Mínimo: 90 K.W. hora..... \$ 9.00
\$ 0.16 K.W. hora Excedente hasta 180 K.W. hora
\$ 0.13 K.W. hora Excedente hasta 360 K.W. hora
\$ 0.09 K.W. hora Excedente después de 360 K.W. hora.

Esta energía es empleada solo en el consumo doméstico y de alumbrado público, ya que no existe ninguna industria en la población; Poza Rica absorbe toda la actividad Industrial y Comercial de la región.

La agricultura es poca, y el número de cabezas de ganado es el siguiente:

Ganado Mayor 6000 cabezas.

Ganado Menor 1000 cabezas.

La mayor parte de la población de Contzintla está compuesta por trabajadores de PEMEX en Poza Rica que se han establecido en la zona baja formando las colonias "Ruiz-Cortines" y "López Mateos", por lo que la tendencia de la población es extenderse hacia ese centro petrolero.

Cuenta con dos Escuelas Primarias y una Secundaria, con sus respectivos campos deportivos.

No hay Hospitales, y los servicios médicos los proporcionan Pasantes de la carrera de Medicina por los Servicios coordinados de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

Enfermedades.

Desde el momento que la cantidad de agua que el sistema existente proporciona a esta población es insuficiente, los habitantes se ven en la necesidad de proveerse de este líquido en fuentes de dudosa calidad, por lo que las enfermedades llamadas de origen hídrico tales como la parasitosis intestinal, y todas las enfermedades de la gama tífica adquieren carácter endémico.

Esta situación se agrava con la carencia de medios adecuados para la eliminación de desechos, ya que no existe red de alcantarillado, apenas unas 10 fosas sépticas, y el uso de pozos negros está generalizado.

También se presentan casos de tuberculosis.

El paludismo está casi erradicado.

Otros datos.

Precios de materiales:

Arena	\$ 15.00/Ton.
Grava	\$ 15.00/Ton.
Cemento	\$ 250.00/Ton.
Cal	\$ 100.00/Ton.
Tubique	\$ 350.00/mil.
Madera de Pino	\$ 1.50/Pie tablón
Madera de Cedro	\$ 2.50/Pie tablón
Fletes por carreteras ..	\$ 4.00/Ton-km.

Costo de la mano de obra:

Salario Mínimo	\$ 18.00
Obreros Especializados .	\$ 40.00
Empleados Administrati - vos.	\$ 20.00

El rendimiento de la mano de obra es bajo.

Renta de Casas Habitación de \$ 300.00 a ...
\$ 1,000.00 / Mes.

Impuestos 5% del valor catastral.

Agua.- La cuota por el servicio de agua es de
\$12.00 mensuales por toma domiciliaria.

El costo de la subsistencia es elevado, aproximadamente 50% más cara que en la ciudad de México, D.F.

Podemos considerar a Coatzacoatlán como una población de baja posibilidad económica.

II ANTECEDENTES.

En el año de 1948, el Departamento de Geohidrología de la S.R.H., efectuó los primeros estudios tendientes a dotar de agua a la población de Coatzacoatzacoatlán. Estos trabajos pusieron de manifiesto la ausencia de aguas freáticas en el subsuelo de la población, llegándose a la conclusión de que la fuente más cercana son las aguas subálveas del arroyo "Cocineros". Se recomendó entonces la excavación de un pozo en las inmediaciones de este arroyo debiéndose profundizar hasta la zona impermeable del valle.

Captación Actual.-

En el año de 1957 se excavó en el lugar indicado un pozo de 9.5 m de profundidad, 1.80 m de diámetro, además hasta 7.5 m de profundidad, y está protegido por una losa de concreto reforzado. El caudal pretendió aumentarse hincando horizontalmente en el fondo del pozo, 3 tubos perforados de 12 m de longitud y 50 mm (2") de diámetro.

El equipo de bombeo consta de un motor eléctrico, marca IEM de 15 HP, trifásico, de 1750 RPM para trabajar entre 220/440 volts y frecuencia de 60 ciclos, acoplado a una bomba de pozo profundo marca Johnston de 10 impulsores con columna de 150

mm (6") de diámetro y descarga de 125 mm (5") de diámetro.

El pozo y el equipo están protegidos por una casa que además cuenta con habitación anexa para el bombero.

El estado de conservación de esta unidad es satisfactorio en todas sus partes.

El aforo efectuado el 19 de Octubre de 1963 dió un gasto de 2.3 l.p.s., pero en aforos efectuados en estiaje han dado 1.7 l.p.s.

A solicitud de las autoridades locales, Petróleos Mexicanos proporciona un caudal de 1.0 l.p.s., con lo que el gasto que recibe la población asciende a 3.0 l.p.s.

Según el último censo, en 1960 la población de Coatzacoatz era de 8389 habitantes. A reserva de presentar más adelante un estudio demográfico detallado, consideremos que la población actual es de 9000 habitantes, por lo tanto la dotación será:

$$Q = \frac{D \times P}{86400} \therefore D = \frac{86400 \cdot Q}{P} = \frac{86400 \times 3}{9000} = 29.8 \text{ lts./hab/día}$$

En nuestro medio, para una población entre 5000 $\leq$ $p \leq$ 15000 habitantes, una dotación de 100 lts./hab./día, se considera mínima.

Es pues necesario aumentar la producción del pozo actual o buscar otras fuentes de abastecimiento que satisfagan las necesidades de la población.

Calidad del agua.

A continuación presentamos los resultados del análisis Físico-Químico de una muestra tomada del pozo en explotación:

Localidad - Coatzacoatz	Estado: Veracruz.
Fecha de Muestreo:	19 de Octubre de 1963
Fecha de Recibida:	22 de Octubre de 1963
Fecha de Análisis:	23 de Octubre de 1963

Turbiedad: 5
Olor Inodora

Color: 10
PH: 7.6

Temperatura: 20.5°C

Determinaciones	Análisis	Normas.
Sólidos totales.	332	500 - 1000
Calcio (Ca)	75	---
Magnesio (Mg)	10	125
Hierro (Fe)	0.02	0.30
Sodio (Na) Calc.	21	---
Carbonato (CO_3)	0	---
Bicarbonato (HCO_3)	198	---
Sulfato (SO_4)	44	250
Cloruro (Cl)	46	250
Nitratos en N	0.05	5.00

Determinaciones
como Ca CO_3

Alcalinidad F	0	---
Alcalinidad total	162	400
Dureza total	228	300
Dureza de Carbonatos	162	---

Combinaciones Hipotéticas en mg. por litro.

Ricarbonato de Calcio	263
Sulfato de calcio	35
Sulfato de magnesio	24
Cloruro de Magnesio	19
Cloruro de Sodio	53

Estabilidad del Agua (Indice de Langelier).

A: 25°C

pHa. 7.6

pHs 7.5

I S + 0.1

De la observación de estos análisis concluimos que esta agua es Químicamente Potable.

El resultado del análisis Bacteriológico indica contaminación.

Conducción Existente.

La línea de bombeo tiene una longitud de 650 m. es de fo.fo. de 150 mm. (6") de diámetro, encontrándose en buen estado.

La válvula de retención (Check) tiene fugas.

Tanque de Regularización.

Es de mampostería de 2a., construido sobre el paraje más elevado de la población por lo que satisface los requisitos de presión necesaria para el abastecimiento.

Su capacidad es de 150 m³. dividido en dos cámaras - de 75 m³. cada una.

Está provisto de tuberías de alimentación, descarga, demasías y desagües para cada cámara. Las válvulas están deterioradas.

El tanque necesita una reparación general porque presenta fugas en sus dos cámaras.

Red de Distribución.

La red de distribución es de Fo.Fo., existiendo 530-m. de 150 mm. (6") de diámetro y 3800 m. de 76 mm. (3") de diámetro. Su estado de conservación es satisfactorio pudiendo ser -- aprovechada en futuras ampliaciones ya sea recuperándola o conectándola a nuevos servicios.

Las presiones observadas a diferentes alturas varían desde 0.5 kg./cm². (5 m) hasta 6.0 Kg./cm². (60 m.).

No hay hidrantes, y el número de tomas domiciliarias es de 337 de 13 mm. (1/2") de diámetro.

No hay medidores y el cobro se efectúa mediante cuota mensual fija de \$ 12.00 por toma.

Como dato para comparación adelantaremos que la longitud aproximada de la red que se proyectará es de 35000 mts.

De lo hasta ahora expuesto concluimos que: El sistema de abastecimiento es insuficiente en todas sus partes por lo que se tendrá que proyectar íntegramente (Captación, línea de conducción, tanque de regularización y Red de distribución) un nuevo sistema que satisfaga las necesidades presentes y futuras de la población, procurando aprovechar al máximo la obra existente.

III ESTUDIO DEMOGRAFICO.

Siendo el costo de este tipo de obras elevado, la substitución de una tubería muy costosa, y como la magnitud de estas instalaciones dependen del número de personas que van a ser beneficiadas, debe preverse que el sistema funcione eficientemente, esto es, dando el caudal que necesite con la presión adecuada en cualquier lugar de la población, durante un tiempo razonable, sin requerir cambios o aumentos importantes. A este tiempo se le llama período de diseño, y se determina considerando los siguientes factores:

- 1.- Vida útil de la Estructura.
- 2.- Facilidad o dificultad para ampliar los trabajos.
- 3.- Tipo de interés que deberá pagarse sobre las obligaciones.
- 4.- Cambio del poder adquisitivo de la moneda durante el período de amortización.
- 5.- Resultados de la operación del sistema durante los primeros años, cuando no trabaja a su capacidad de diseño.

En México, para sistemas de agua potable, el período de diseño se estima en 15 ó 20 años, por considerarse que este es el tiempo de amortización de un préstamo.

Por lo anterior, nuestro proyecto deberá ser - apto para servir a los habitantes que tenga Coatzacoatlán 15 ó 20 años después de construido el sistema de abastecimiento.

Es pues, para determinar este número de habitantes para lo que tenemos que hacer el estudio del crecimiento de la población.

Crecimiento de la Población.

Las causas por las que una localidad aumenta o disminuye de habitantes podemos clasificarlas como:

I) Causas Previsibles.

II) Causas Imprevisibles.

Dentro de las primeras tenemos:

a) Causa Natural, esto es, la diferencia entre número de nacimientos y números de defunciones.

b) Emigración del campo a las ciudades

Como causas imprevisibles podemos considerar:

a) Cambios Políticos.

b) Descubrimiento de Petróleo.

c) Establecimiento de nuevas industrias.

d) Nuevas vías de comunicación.

e) Turísticas.

f) Religiosas

g) Guerras y Desastres.

Consideramos que Coatzacoatlán debe su aumento de población principalmente al establecimiento de nuevas industrias derivadas del descubrimiento de petróleo, ya que muchos trabajadores de PEMEX en Poza Rica se han establecido en Coatzacoatlán tomándola como lugar de residencia.

En segundo lugar tenemos el crecimiento natural, pero este es pequeño comparado con la fuerte inmigración de los últimos 10 años.

El estudio del crecimiento de la población lo haremos con los métodos:

- a) Aritmético
- b) Geométrico
- c) De Incrementos
- d) $P = a + bx^c$
- e) Logístico
- f) Extensión gráfica.

Los censos con que contamos son:

Año	Población.
1940	1995 habitantes.
1950	2220 habitantes.
1960	8389 habitantes.

a) Método Aritmético.- Considera constante el incremento de la población.

$$Pf = Pa + Ka (f - a)$$

$$Ka = \frac{Pu - Pi}{u - i}$$

Pf : Población futura en el año f

Pa : Población actual en el año a

Pu : Población del último censo en el año u

Pi : Población del primer censo en el año i

Entonces:

$$Ka = \frac{8389 - 1995}{1960 - 1940} = \frac{6394}{20} = 319.7$$

$$P_{1970} = 8389 + 319.7 (1970 - 1960) = 8389 + 319.7 \times 10 \\ = 8389 + 3197 = 11586$$

$$P_{1980} = 8389 + 319.7 (1980 - 1960) = 8389 + 319.7 \times 20 \\ = 8389 + 6394 = 14783$$

$$P_{1990} = 8389 + 319.7 (1990 - 1960) = 8389 + 319.7 \times 30 \\ = 8389 + 9591 = 17980$$

b) Método Geométrico.- Considera que el incremento de población es proporcional a la magnitud de la población al terminar el período de tiempo anterior.

$$Pf = Pa (1 + Kg)^{f-a}$$

$$Kg = \text{Antilog} \left[\frac{\log P_2 - \log P_1}{A_2 - A_1} \right] - 1$$

En la que: Pf, Pa, f, a, tienen el mismo significado que en la fórmula anterior.

P₂: Población en el año A₂

P₁: Población en el año A₁

A₁: Año en que se hizo el censo anterior.

$$Kg1 = \text{Antilog} \left[\frac{\log 2220 - \log 1995}{1950 - 1940} \right] - 1$$

$$Kg1 = \text{Antilog} \left[\frac{3.34635 - 3.29994}{10} \right] - 1$$

$$Kg1 = \text{Antilog} \left[\frac{0.04641}{10} \right] - 1$$

$$Kg1 = \text{Antilog} [0.004641] - 1 = 1.011 - 1 = 0.011$$

$$Kg2 = \text{Antilog} \left[\frac{\log 8389 - \log 2220}{1960 - 1950} \right] - 1$$

$$Kg2 = \text{Antilog} \left[\frac{3.92371 - 3.34635}{10} \right] - 1$$

$$Kg2 = \text{Antilog} \left[\frac{0.57736}{10} \right] - 1$$

$$Kg2 = \text{Antilog} [0.57736] - 1 = 1.142 - 1 = 0.142$$

$$Kg = \frac{Kg_1 + Kg_2}{2} = \frac{0.011 + 0.142}{2} = \frac{0.153}{2} = 0.0765$$

$$\begin{aligned} P1970 &= 8389 (1 + 0.0765)^{1970-1960} = 8389 \times 1.0765^{10} \\ &= 8389 \times 2.08 = 17449 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P1980 &= 8389 (1 + 0.0765)^{1980-1960} = 8389 \times 1.0765^{20} \\ &= 8389 \times 4.327 = 36299 \end{aligned}$$

$$P1990 = 8389 (1 + 0.0765)^{1990-1960} = 8389 \times 1.0765^{30}$$

$$8389 \times 8.995 = 75459$$

c) Método de Incrementos.— Este método considera para el primer período próximo un incremento igual al promedio de las diferencias en la población en los períodos conocido, y los segundos incrementos para los períodos posteriores los considera constantes e iguales al promedio de las segundas diferencias de la población censada.

Así:

Año	Población	Δ_1 1a. Diferencias	Δ_2 2as. Diferencias
1940	1995		
1950	2220	225	
1960	3389	6169	5944
		$\Sigma = 6394$	$\Sigma = 5944$

1os. Incrementos : $\delta_1 = \frac{6394}{2} = 3197$

2os. Incrementos: $\delta_2 = 5944$

Año	Población	δ_1	δ_2
1960	3389		
1970	11586	3197	
1980	20727	9141	5944
1990	35812	15085	5944

d) Isimilando el crecimiento de la población a una curva de la ecuación:

$$P = a + bX^c$$

Año	Período (X)	Población.
1940	0	1995
1950	1	2220
1960	2	3389

St: $X = 0$ $P = a + b \times 0$ $\therefore a = P = 1995$

St: $X = 1$ $P = a + b$ $b = P - a = 220 - 1995$

$\therefore b = 225$

St: $X = 2$ $\therefore 3389 = 1995 + 225 \times 2^c$

$\therefore 2^c = \frac{3389 - 1995}{225} = \frac{6394}{225} = 28.4$

$$\therefore C \log 2 = \log 28.4 \quad \therefore 0.3010 C = 1.4533$$

$$\therefore C = \frac{1.4533}{0.3010} = 4.84$$

Si trasladamos el eje de las abscisas hasta el año 1960, la ordenada al origen será: $a = 8389$ y la ecuación es:

$$Px = 8389 + 225 x 4.84$$

y entonces:

$$\text{Para } P1970: Y = 1$$

$$P1970 = 8389 + 225 x 1^{4.84} = 8389 + 225 = 8614$$

$$\text{Para } P1980: Y = 2$$

$$\begin{aligned} P1980 &= 8389 + 225 x 2^{4.84} = 8389 + 225 x 26.6 \\ &= 8389 + 6435 = 14824 \end{aligned}$$

$$\text{Para } P1990: Y = 3$$

$$\begin{aligned} P1990 &= 8389 + 225 x 3^{4.84} = 8389 + 225 x 200 \\ &= 8389 + 45000 = 53389 \end{aligned}$$

e) Logístico.

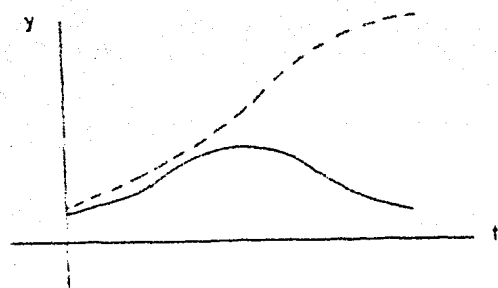
Este método se basa en la teoría de la población que asimila el crecimiento del número de habitantes de una comunidad humana con la forma de crecimiento de las colonias biológicas. Esta teoría fué enunciada por Verhulst de la siguiente manera.

"En una área de oportunidad económica limitada, la velocidad de crecimiento de la población, es proporcional a la población que se puede acumular hasta llegar a una población de saturación, limitada por el nivel de oportunidad económica".

Pearl propuso esta forma de ecuación:

$$\frac{dY}{dt} = b \frac{Y}{K} (K - Y) \quad (1)$$

Para la velocidad de crecimiento.



— Curva de la velocidad de crecimiento.

---- Curva del crecimiento de la población.

Fig. (1)

En la que:

Y : Población

t : tiempo

K : Población de Saturación

b : Constante

De la ecuación (1) tenemos:

$$\frac{dY}{Y(K-Y)} = \frac{b}{K} dt \quad (2)$$

Para integrar esta ecuación cambiemos de forma el primer miembro:

$$\frac{1}{Y(K-Y)} = \frac{A}{Y} + \frac{B}{K-Y} \quad (3)$$

$$\therefore 1 = \frac{A}{Y} Y(K-Y) + \frac{B}{K-Y} Y(K-Y) = A(K-Y) + BY$$

Determinemos los valores de A y B .

$$\text{Si: } Y = 0 ; 1 = AK \therefore A = \frac{1}{K}$$

$$\text{Si: } Y = K ; 1 = BK \therefore B = \frac{1}{K}$$

Lleando estos valores a la ecuación (3) tenemos:

$$\frac{1}{Y(K-Y)} = \frac{1}{KY} + \frac{1}{K(K-Y)}$$

Substituyendo estos valores en la ecuación (2) tenemos:

$$\frac{dY}{KY} + \frac{dY}{K(K-Y)} = \frac{b}{K} dt$$

Multiplicando ambos miembros por K

$$\frac{dY}{Y} + \frac{dY}{K-Y} = bdt \quad (4)$$

Al integrar obtenemos:

$$\int \frac{dY}{Y} = \log_e Y \quad (5)$$

$$\int \frac{dY}{K-Y} = \int \frac{(K+Y) dY}{(K+Y)(K-Y)} = \int \frac{(K+Y) dY}{K^2 - Y^2} = K \int \frac{dY}{K^2 - Y^2} - \int \frac{Y dY}{K^2 - Y^2}$$

$$K \int \frac{dY}{K^2 - Y^2} = \frac{K}{2K} \log_e \frac{K+Y}{K-Y} = \frac{1}{2} \log_e \frac{K+Y}{K-Y} \quad (6)$$

$$\int \frac{Y dY}{K^2 - Y^2} = -\frac{1}{2} \int \frac{-2Y dY}{K^2 - Y^2} = -\frac{1}{2} \log_e (K^2 - Y^2) \quad (7)$$

Llevando (7) y (6) a (6) tenemos:

$$\begin{aligned} \int \frac{dY}{K-Y} &= \frac{1}{2} \log_e \frac{K+Y}{K-Y} - \frac{1}{2} \log_e (K^2 - Y^2) \\ &= -\left[\frac{1}{2} \log_e (K^2 - Y^2) - \frac{1}{2} \log_e \frac{K+Y}{K-Y} \right] = -\frac{1}{2} \log_e \frac{(K-Y)(K+Y)}{K-Y} \end{aligned}$$

$$\int \frac{dY}{K-Y} = -\frac{1}{2} \log_e (K-Y)^2 = -\log_e (K-Y) \quad (8)$$

$$\int bdt = bt \quad (10)$$

Llevando (5), (9), (10) a (4) obtenemos:

$$\log_e Y - \log_e (K-Y) = bt + C_1$$

$$\log_e \frac{Y}{K-Y} = bt + C_1$$

$$\log_e \frac{Y}{K-Y} - C_1 = bt$$

$$\text{Llamando: } -C_1 = \log_e M$$

$$\log_e \frac{Y}{K-Y} + \log_e M = bt$$

$$\log_e \frac{YM}{K-Y} = bt$$

$$\therefore \frac{YM}{K-Y} = e^{bt}$$

$$\therefore Y = \frac{Ke^{bt}}{M + e^{bt}}$$

$$\therefore Y = \frac{K}{\frac{1}{Me^{at}} + 1} = \frac{K}{Me^{-at} + 1}$$

llamando $-b = a$

$$Y = \frac{K}{Me^{at} + 1} \quad \text{----- (11)}$$

Que es la ecuación del crecimiento de la población.

Determinemos el valor de K :

De la ecuación (11), llamando $R = e^a$

$$Y = \frac{K}{MR^t + 1}$$

$$\text{Cuando: } t = 0; Y_0 = \frac{K}{1+M} \therefore \frac{K}{Y_0} = 1 + M = Z_0 \therefore Z_0 - 1 = M \quad (12)$$

$$\text{Cuando: } t = 1; Y_1 = \frac{K}{1+MR} \therefore \frac{K}{Y_1} = 1 + MR = Z_1 \therefore Z_1 - 1 = MR \quad (13)$$

$$\text{Cuando: } t = 2; Y_2 = \frac{K}{1+MR^2} \therefore \frac{K}{Y_2} = 1 + MR^2 = Z_2 \therefore Z_2 - 1 = MR^2 \quad (14)$$

Dividiendo (14) $\div$ (13)

$$\frac{Z_2 - 1}{Z_1 - 1} = R \quad (15)$$

$$(15) \text{ a } (13) \quad Z_1 - 1 = M \frac{Z_2 - 1}{Z_1 - 1}$$

$$\text{Y de } (12) \quad Z_1 - 1 = Z_0 - 1 \frac{Z_2 - 1}{Z_1 - 1}$$

$$\therefore (Z_1 - 1)^2 = (Z_0 - 1) (Z_2 - 1)$$

$$Z_1^2 - 2Z_1 + 1 = Z_0 Z_2 - Z_0 - Z_2 + 1$$

$$Z_1^2 - 2Z_1 = Z_0 Z_2 - Z_0 - Z_2$$

Substituyendo los valores de Z_0, Z_1, Z_2 , de los ecs 12, 13, 14

$$\frac{K^2}{Y_1^2} - \frac{2K}{Y_1} = \frac{K}{Y_0} \frac{K}{Y_2} - \frac{K}{Y_0} - \frac{K}{Y_2}$$

Dividiendo entre K .

$$\frac{K}{Y_1^2} - \frac{2}{Y_1} = \frac{K}{Y_0 Y_2} - \frac{1}{Y_0} - \frac{1}{Y_2}$$

$$\frac{K}{Y_1^2} - \frac{K}{Y_0 Y_2} = \frac{2}{Y_1} - \frac{1}{Y_0} - \frac{1}{Y_2}$$

$$K \left(\frac{1}{Y_1^2} - \frac{1}{Y_0 Y_2} \right) = \frac{2}{Y_1} - \frac{1}{Y_0} - \frac{1}{Y_2}$$

$$K \frac{Y_0 Y_2 - Y_1^2}{Y_1^2 Y_0 Y_2} = \frac{2Y_0 Y_2 - Y_1^2 Y_2 - Y_0 Y_1}{Y_0 Y_1 Y_2}$$

$$K (Y_0 Y_2 - Y_1^2) = 2Y_0 Y_1 Y_2 - Y_1^2 Y_2 - Y_1^2 Y_0$$

$$K = \frac{2 Y_0 Y_1 Y_2 - Y_1^2 (Y_0 + Y_2)}{Y_0 Y_2 - Y_1^2} \quad (16)$$

En donde

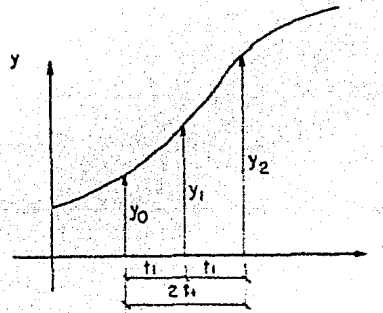


Fig. 2

Para resolver la ecuación (11) transformémosla en una ecuación de la forma:

$$Y = At + B, \text{ o sea: } t = \frac{Y}{A} - \frac{B}{A}$$

$$\text{de la ec. (11)} \quad Y = \frac{K}{1 + Me^{at}}$$

Expresemos la población como un % del valor de saturación.

$$\frac{Y}{K} \times 100 = \frac{100}{1 + Me^{at}} \quad \therefore P = \frac{100}{1 + Me^{at}}$$

$$\therefore M_e^{at} = \frac{100 - P}{P}$$

Tomando logaritmos:

$$\log_e M_e^{at} + \log_e e^{ta} = \log_e \frac{100 - P}{P}$$

$$\therefore at = \log_e \frac{100 - P}{P} - \log_e M_e$$

$$t = \frac{1}{a} \log_e \frac{100 - P}{P} - \frac{1}{a} \log_e M_e$$

$$t = \left[-\frac{1}{a} \right] \left[-\log_e \frac{100 - P}{P} \right] - \frac{1}{a} \log_e M_e$$

La solución de esta ecuación la obtenemos en un papel de probabilidades-aritmético, el cual calculamos de la siguiente forma:

$$P = \% K \frac{100 - P}{P} \log \frac{100 - P}{P} + \log \frac{100 - P}{P} - \log \frac{100 - P}{P} \times 10cm.$$

5	19.00	1.280	+ 1.280	- 1.280	- 12.80
10	9.00	0.955	+ 0.955	- 0.955	- 9.55
15	5.68	0.753	+ 0.753	- 0.753	- 7.53
20	4.00	0.602	+ 0.602	- 0.602	- 6.02
25	3.00	0.477	+ 0.477	- 0.477	- 4.77
30	2.34	0.368	+ 0.368	- 0.368	- 3.68
35	1.85	0.269	+ 0.269	- 0.269	- 2.69
40	1.50	0.176	+ 0.176	- 0.176	- 1.76
45	1.22	0.085	+ 0.085	- 0.085	- 0.85
50	1.00	0.000	+ 0.000	+ 0.000	0.00
55	0.82	1.914	- 0.086	+ 0.086	+ 0.86
60	0.67	1.826	- 0.174	+ 0.174	+ 1.74
65	0.54	1.731	- 0.269	+ 0.269	+ 2.69
70	0.430	1.633	- 0.367	+ 0.367	+ 3.67
75	0.334	1.522	- 0.478	+ 0.478	+ 4.78
80	0.25	1.397	- 0.603	+ 0.603	+ 6.03
85	0.176	1.245	- 0.755	+ 0.755	+ 7.55
90	0.111	1.045	- 0.955	+ 0.955	+ 9.55
95	0.053	2.725	- 1.275	+ 1.275	+ 12.75

Calculamos la K de nuestro caso.-

Año	Población.
1940	1995
1950	2220 Y_0
1955	5305 Y_1
1960	8389 Y_2

$$K = \frac{2 Y_0 Y_1 Y_2 - Y_1^2 (Y_0 + Y_2)}{Y_0 Y_2 - Y_1^2} = \frac{2 \times 2220 \times 5305 \times 8389 - 5305^2 (2220 + 8389)}{2220 \times 8389 - 5305^2}$$

$$K = \frac{1975.96 \times 10^3 - 2985.69 \times 10^3}{186.24 \times 10^5 - 281.43 \times 10^5} = \frac{-1009.73 \times 10^3}{-95.19 \times 10^5} = 10606$$

Expresamos la población como % K

Año	Población	% K
1940	1995	18.8
1950	2220	20.9
1955	5305	50.0
1960	8389	79.0

Y llevamos estos valores a nuestro rayado de - probabilidades-Aritmético, fig. (3).

Corregimos los valores correspondientes a los-años 1950 y 1960.

Año	% K	Población.
1940	18.8	1995
1950	37.8	4009 Y_0
1955	50.0	5305 Y_1
1960	62.2	6596 Y_2

Calculemos la nueva K.

$$K = \frac{2 \times 4009 \times 5305 \times 6596 - 5305^2 (4009 + 6596)}{4009 \times 6596 - 5305^2}$$

$$K = \frac{2805.6 \times 10^3 - 2984.56 \times 10^3}{264.43 \times 10^5 - 281.43 \times 10^5} = \frac{178.96 \times 10^3}{17.00} = 10527$$

Esta nueva K es prácticamente la calculada con anterioridad.

Trazamos la recta en el papel de probabilidades

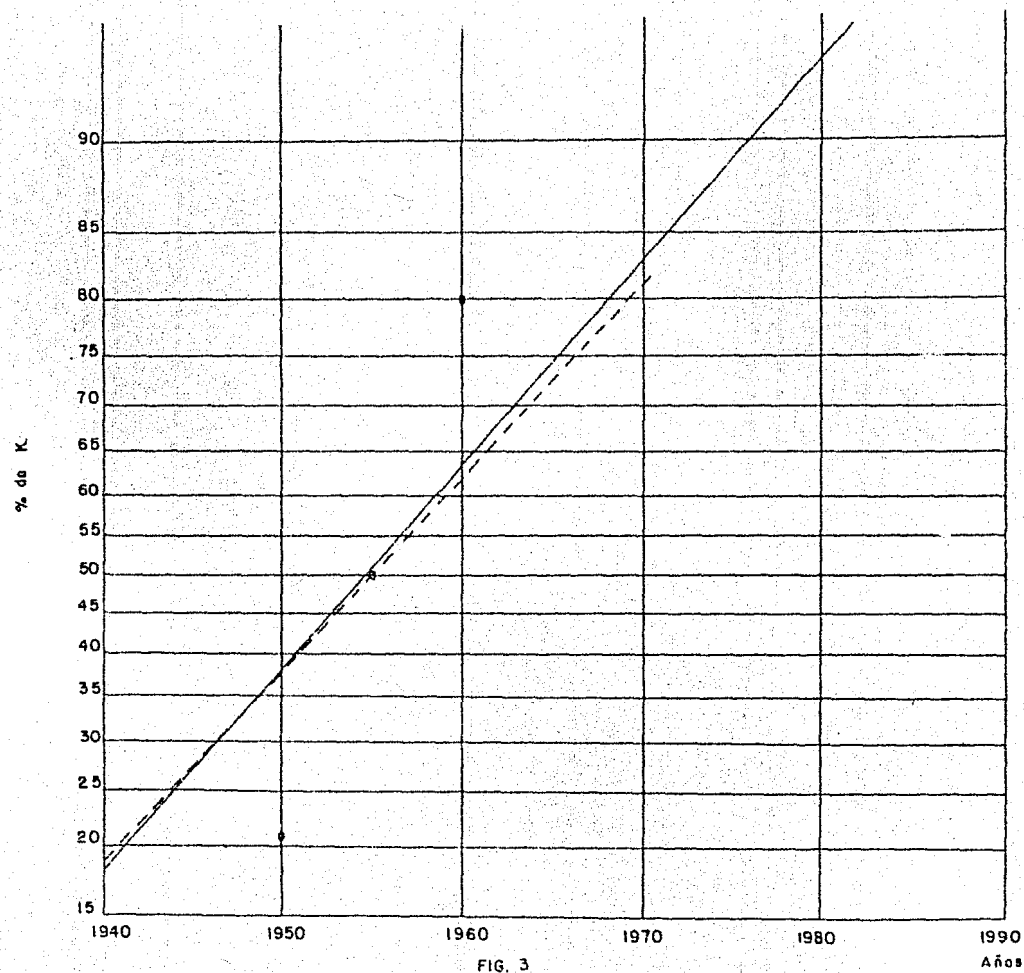


FIG. 3

con los % 18.8, 37.8, 50, 62.2 y esta será nuestra gráfica de crecimiento de la población.

La población para los años 1970, 1980, 1990 se
rán:

Año	% K	Población.
1970	31 %	9600
1980	32 %	9800
1990	38 %	10400

3) Extensión Gráfica.-

Consiste en prolongar la gráfica de datos conocidos según la tendencia general de la curva.

De las gráficas de la fig. 4, para el año de - 1980 tenemos los siguientes datos:

Método	Población en 1980
logístico	9800 Habitantes
aritmético	14824 Habitantes
$P = a + br^c$	14783 Habitantes
Extensión Gráfica	20300 Habitantes
Incrementos	20727 Habitantes
Geométrico	36299 Habitantes

Tomaremos como Población de 1980 el promedio - ponderado o media de las cantidades anteriores.

$$\text{Rango} = 36299 - 9800 = 26499$$

Consideremos 3 intervalos.

$$\text{Amplitud de un intervalo: } \Delta t = \frac{26499}{3} = 8833$$

$$\text{Tomaremos } \Delta t = 10000$$

Marcas de Clase Amplitud de Clase Intervalos de Clase Frecuencia

ti	Δt		fi
12,000	10,000	7000 - 17000	3
22,000	10,000	17000 - 27000	2
32,000	10,000	27000 - 37000	1

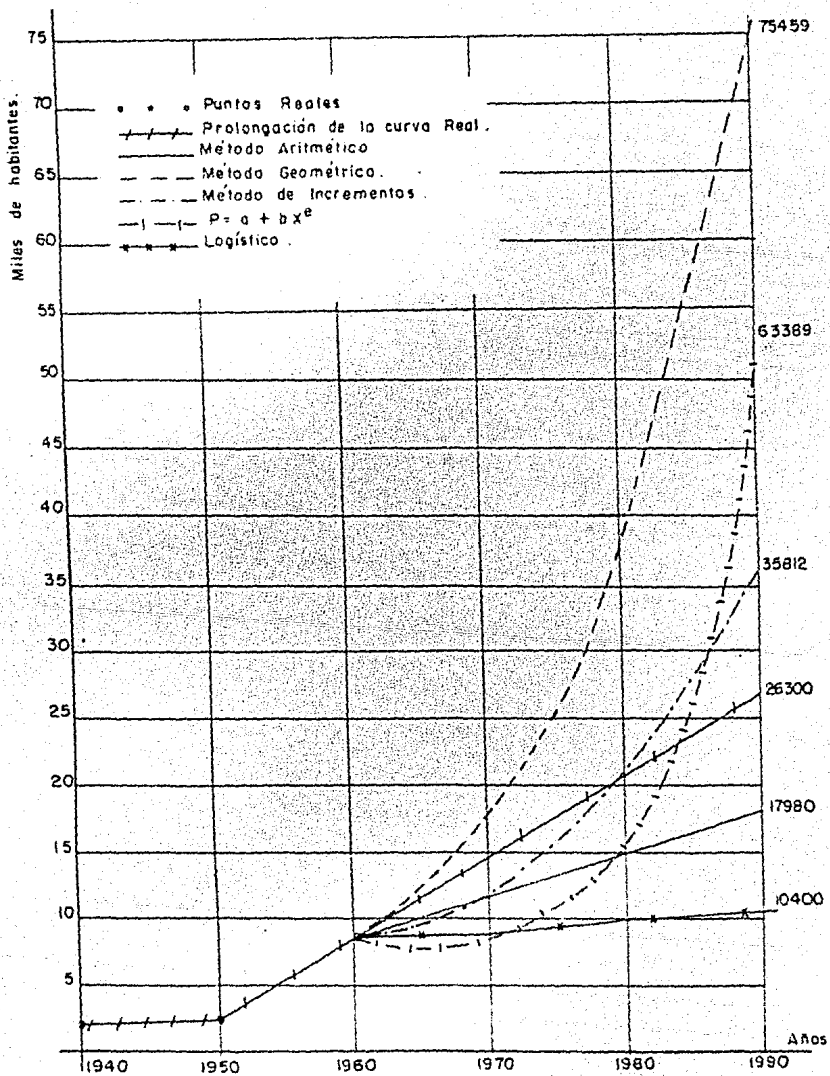


FIG. 4

$$\begin{aligned} \text{Media} &= \frac{\sum_{i=1}^n f_i t_i}{\sum_{i=1}^n f_i} = \frac{3 \times 12000 + 2 \times 22000 + 1 \times 32000}{3 + 2 + 1} \\ &= \frac{36000 + 44000 + 32000}{6} = \frac{112000}{6} = 18666 \end{aligned}$$

P 1980 = 18600 Habitantes

De la misma gráfica, para 1990 tenemos:

Método	Población en 1990
Logístico	10400 Habitantes
Aritmético	17980 "
Extensión Gráfica	26300 "
Incrementos	35812 "
$P = a + bx^C$	53389 "
Geométrico	75459 "

Determinenamos la Media o Promedio Ponderado.

$$\text{Rango} = 75459 - 10400 = 65059$$

Consideramos 3 intervalos

$$\text{Amplitud de un intervalo: } \Delta t = \frac{65059}{3} = 21686$$

Consideremos $\Delta t = 25000$

t_i	Δt	Intervalos de Clase	f_i
17500	25000	5000 - 30000	3
42500	25000	30000 - 55000	2
67500	25000	55000 - 80000	1

$$\begin{aligned} \text{Media} &= \frac{\sum_{i=1}^n f_i t_i}{\sum_{i=1}^n f_i} = \frac{3 \times 17500 + 2 \times 42500 + 67500}{3 + 2 + 1} \\ &= \frac{52500 + 85000 + 67500}{6} = \frac{205000}{6} = 34166 \end{aligned}$$

P 1990 = 34,160 Habitantes

Considerando un período de diseño de 15 a 20 - años y teniendo en cuenta que pasará algún tiempo antes de que se ponga en servicio esta obra, la estructura debe resultar - obsoleta entre los años 1980 y 1990 por lo que nuestra población de proyecto la obtendremos del promedio aritmético.

$$P.\text{Proyecto} = \frac{P1980 + P1990}{2} = \frac{18666 + 34166}{2} = \frac{52932}{2} = 26416$$

Población de Proyecto = 26,500 Habitantes.

IV DEMANDA DE AGUA.

Dotación. - Es el resultado de dividir el consumo medio diario entre el número de habitantes.

En estas condiciones se supone que cada habitante consume una parte proporcional del agua utilizada por comercios, industrias, en el servicio público y de las pérdidas que existan en el sistema.

Se expresa en lts/hab./día

La Dotación, es pues un promedio obtenido de dividir el volumen de agua consumido en un año, entre 365 días y el número de habitantes.

La Dotación se considera integrada por los siguientes consumos:

Clase de Consumo	Consumo en lts/hab./día.	Promedio lts./hab./día	%
Doméstico	55 - 265	130	34
Comercial e Industrial	40 - 380	115	30
Público	20 - 75	40	11
Pérdidas	40 - 150	85	25
SUMA	155 - 870	380	100

Consumo Doméstico.- Incluye el suministro de -
aguas a casas y hoteles, para uso sanitario, culinario, bebida,
lavado, baño, riego de jardines y prados particulares.

Consumo Comercial-Industrial.- Es el agua utilizada directamente en procesos Industriales, así como en las instalaciones higiénicas de los locales industriales, comerciales y edificios de oficinas.

Usos Públicos.- Tales como riego y limpieza de calles y jardines públicos, la utilizada en escuelas mercados edificios públicos, cárceles y cuarteles.

Pérdidas.- Siendo las principales: los desperdicios, fugas y conexiones clandestinas.

Factores para determinar la dotación.

1.- **Magnitud de la Población.**- Sobre todo porque en las poblaciones pequeñas los usos del agua son limitados.

Este factor es quizá el más importante por lo que la mayoría de los autores lo toman como base, bien solo o junto con otro u otros de más o menos importancia para fijar la Dotación, y así, en México es común la siguiente tabla.

No. de Habitantes	Dotación (lts./hab./día).		
	Mínima	Normal	Amplia
Menos de 5,000	60	100	150
5,000 a 15,000	100	150	200
15,000 a 50,000	150	200	250
50,000 a 200,000	200	250	300

En los Estados Unidos, con las fórmulas de Capen se obtiene la Dotación en función del número de habitantes y de la existencia de medidores.

En México, un estudio realizado por el Sr. Ing. Manuel Rodríguez García publicado en diversas revistas técnicas sobre consumo, fija la Dotación haciendo intervenir diversos factores entre ellos, como lo veremos posteriormente, la población.

2.- Clima.- Evidentemente, en climas cálidos y secos el consumo de agua para riego de prados y jardines tanto públicos como privados, será mayor que en climas lluviosos o húmedos. El consumo de agua para aseo personal, será menor en climas fríos que en climas calurosos, aunque el monto de agua desperdiciada en climas fríos será mayor para evitar el congelamiento del agua en las tuberías.

3.- Características de la Población.- Si es industrial, comercial, residencial, agrícola; así como de las costumbres y el nivel de vida de los habitantes.

4.- Presión en el sistema, ya que cuando se presentan grandes presiones en las tuberías de la red de distribución, las pérdidas aumentan tanto por fugas cuanto por la gran cantidad de agua que sale por las llaves.

5.- Calidad y Costo del agua.- El mejoramiento de la calidad del agua, trae consigo un aumento en el consumo así como el aumento del costo lo disminuye.

6.- Existencia de Alcantarillado.- La existencia de red de alcantarillado, aumenta el consumo porque facilitando el alejamiento de las aguas de desecho, aumenta los usos que se le puedan dar el agua potable.

7.- El uso de medidores disminuye el consumo puesto que los mismos usuarios tratan de eliminar las fugas y los desperdicios.

8.- Limitaciones de la Fuente de Abastecimiento.- Ya que no se podrá dar más agua de la que se obtenga. En nuestro medio, es frecuente tener que limitar la Dotación por la pobreza de la producción de las fuentes de abastecimiento.

A la vista de los factores que acabamos de enumerar concluimos que una fórmula o método que los incluyera a todos ellos sería la forma ideal de fijar la Dotación de una población, aunque la principal dificultad estriba en la correcta evaluación de cada uno de estos factores.

A continuación presentamos los resultados obtenidos por el Sr. Ing. Manuel Rodríguez García, para determinar el monto de la Dotación en poblaciones de nuestro País. - Para esto se reunieron datos sobre el consumo por habitante/día de todos los lugares posibles. Las poblaciones se agruparon en forma tal que pudiera obtenerse una ley útil, para la cual se dividieron de acuerdo con los siguientes factores que afectan el consumo de agua:

- 1.- Clima.
- 2.- Población.
- 3.- Características.
- 4.- Nivel de Vida.

1.- Clima: El clima de las poblaciones se dividió de acuerdo con el Sistema Thornthwaite adaptado en la República Mexicana por la Dirección de Geografía, Meteorología e Hidrología, que manifiesta que en la República Mexicana se tienen las siguientes clasificaciones climatológicas:

- a) Atendiendo a la Temperatura:
 - A' .- Tropical Cálido.
 - B₁ .- Mesotermal Semi-Cálido.
 - B₂ .- Mesotermal Templado.
 - B' 3 .- Mesotermal Semi-frío.
- b) Atendiendo a la Humedad.
 - A.- Muy Húmedo.
 - B.- Húmedo
 - C.- Semi seco
 - D.- Seco
 - E.- Muy seco.

Con estas clasificaciones se hacen combinaciones, existiendo 16 en la República. Con esta 16 combinaciones y los datos sobre consumo obtenidos experimentalmente, afectados por los otros factores enumerados al principio, se obtienen las siguientes Dotaciones Base.

Clasificación. Thorntthwait	Denominación	Poblaciones tipo	Dotación base lts/hab./día
A'A	Tropical muy húmedo	Coatzacoalcos, Ver.	200
A'B	Tropical húmedo	Tampico, Tamps.	
A'C	Tropical Semi Seco	Iguuala, Gro.	250
A'D	Tropical Seco	Nuevo Laredo, Tamps.	
A'E	Tropical muy Seco	La Paz, B.C.	300
B ₁ A	Semicalido muy húmedo	Córdoba, Ver.	200
B ₁ B	Semicalido húmedo	Taxco, Gro.	
B ₁ C	Semi-cálido Semi-seco	Cd. Victoria, Tamps.	225
B ₁ D	Semi-cálido seco	Monclova, Coah.	
B ₁ E	Semi cálido muy seco	Altar Sonora	250
B ₂ B	Templado húmedo	Pátzcuaro, Mich	175
B ₂ C	Templado semi-seco	Puebla, Pue.	200
B ₂ D	Templado seco	Casas Grandes, Chih	
B ₂ E	Templado muy seco	Cd. Juárez, Chih	225
B ₃ B	Semifrío húmedo	Toluca, Méx.	150
B ₃ E	Semifrío Seco	Pachuca, Hgo.	175

2.- Población.- El número de habitantes de la población afecta a la Dotación Base de la siguiente manera.

No. de Habitantes	% de la Dotación Base
Menos de 5,000	80
5,000 a 20,000	90
20,000 a 50,000	100
50,000 a 100,000	110
más de 100000	125

• Es de hacerse notar que estos % pueden calificarse de muy aproximados, existiendo pocos casos en los cuales se obtuvo discrepancias considerables, por lo que pueden tomarse como correctos cuando no exista alguna razón o experimento que señale lo contrario.

3.- Características.- Las poblaciones se agruparon según la actividad preponderante en: Agrícola, Comercial, Semi Industrial y Altamente Industrializada.

Tomando poblaciones con igual clima y población pueden observarse las siguientes variaciones en la Dotación:

Agrícola	100 %
Comercial	105 %
Semi Industrial	115 %
Altamente Industrial	125 %

4.- Nivel de Vida.- Se agruparon las poblaciones proporcionalmente al número de servicios sanitarios con que cuentan en la forma siguiente:

Bajo Nivel de Vida.- Prácticamente sin servicio sanitario de drenaje.

Mediano nivel de Vida.- Poblaciones donde se tienen servicios sanitarios de drenaje en el 50% a 80% de las casas.

Alto Nivel de Vida.- Donde se tienen servicios sanitarios en más del 80% de las casas

Con esta división y conservando los otros 3 factores similares, se observó la siguiente variación en la dotación.

Nivel de Vida Bajo	90%
Nivel de Vida Medio	100%
Nivel de Vida Alto	110%

Se hace notar que estos datos se pudieron comprobar con un error de no más de 5% en la mayoría de las poblaciones y corresponden a Dotaciones efectivas para servicios municipales.

Naturalmente que condiciones especiales de algunas poblaciones en donde se tienen grandes jardines, tanto públicos como particulares, muchas albercas o cualquier otro consumo especial, o bien no se tienen medidores ni siquiera en aquellas casa o edificios que pueden hacer uso inmoderado; entonces, estos datos deberán modificarse para ajustarlos a las condiciones de la Población.

NOTA: Consideramos que este procedimiento da buenos resultados en poblaciones en las que el consumo está controlado por medidores, ya que de no ser así, las Dotaciones determinadas de esta manera son muy bajas comparadas con las reales.

Coatzacoatlán tiene un clima Tropical Húmedo (A'B). La Dotación base por el clima es de 200 lts./hab./día. Del estudio Demográfico tenemos una población futura de 26,500 hab. que está comprendida en el renglón de: 20000 < p < 50000 por lo que la Dotación base se afecta de un coeficiente del 100%; continúa pues nuestra dotación de 200 lts./hab./día.

De los datos enumerados en el capítulo I.- Descripción, concluimos que es una población de Característica Agrícola, por lo que la Dotación se afectará de un coeficiente del 100% (Continuamos con Dotación de 200 lts./hab./día).

En el mismo capítulo I hicimos notar la ausencia de drenaje, es pues, una población de Bajo Nivel de vida por lo que la dotación se afectará con un coeficiente de 80%.

$$\therefore D = 200 \times 0.8 = 160 \text{ lts./hab./día}$$

Consumo Medio Diario.- Es el volumen de agua que gastaría la población en un día si todos sus habitantes consumieran exactamente su dotación; es igual al producto: $P \times D$.

Gasto medio diario es el caudal que saldría del tanque de regularización si el "Consumo Medio Diario" se usara en forma uniforme durante todo el día. Se calcula con:

$$Q \text{ medio diario} = \frac{P \times D}{86400}$$

En la que:

P: Número de habitantes de la población.

D: Dotación (lts./hab./día).

86400: Número de segundos de un día.

∴ El Gasto Medio Diario para la población en estudio es:

$$Q \text{ Medio Diario} = \frac{26500 \text{ hab.} \times 160 \text{ lts./hab./día}}{86400 \text{ seg.}}$$

$$Q \text{ Medio Diario} = 49 \text{ lts./seg.}$$

El Gasto Medio Diario, es por supuesto una situación hipotética no muy frecuente y tampoco crítica; sin embargo es importante porque las fluctuaciones en el caudal se dan en función de él.

Variaciones.- Es evidente que el consumo de agua en una población es muy variable en el transcurso del día de la semana y de las estaciones del año, presentándose días en que el volumen consumido por la población es mayor que el producto $P \times D$ y horas en que el caudal que sale del tanque de regularización es muy superior al Q Medio Diario.

La Variación Diaria, se define como el cociente de dividir el Consumo Máximo Diario entre el Consumo Medio Diario, y en México se ha visto que un valor de 1.2 para la Variación Diaria da resultados satisfactorios.

La Variación Horaria es el cociente de dividir el Consumo Máximo Horario entre el Consumo Medio Diario y se le da el valor 1.3.

Gasto Máximo Diario.- Es el producto del Q medio diario por la Variación Diaria. Para nuestro problema:

$$Q \text{ Máximo Diario} = 49 \pm 1.2 = 58.8 \text{ lts. / seg.}$$

Gasto Máximo Horario.- Es el producto del Q -
Medio Diario por la Variación Horaria, en nuestro caso:

$$Q \text{ Máximo Horario} = 49.0 \pm 1.8 = 88.2 \text{ lts./seg.}$$

V. FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

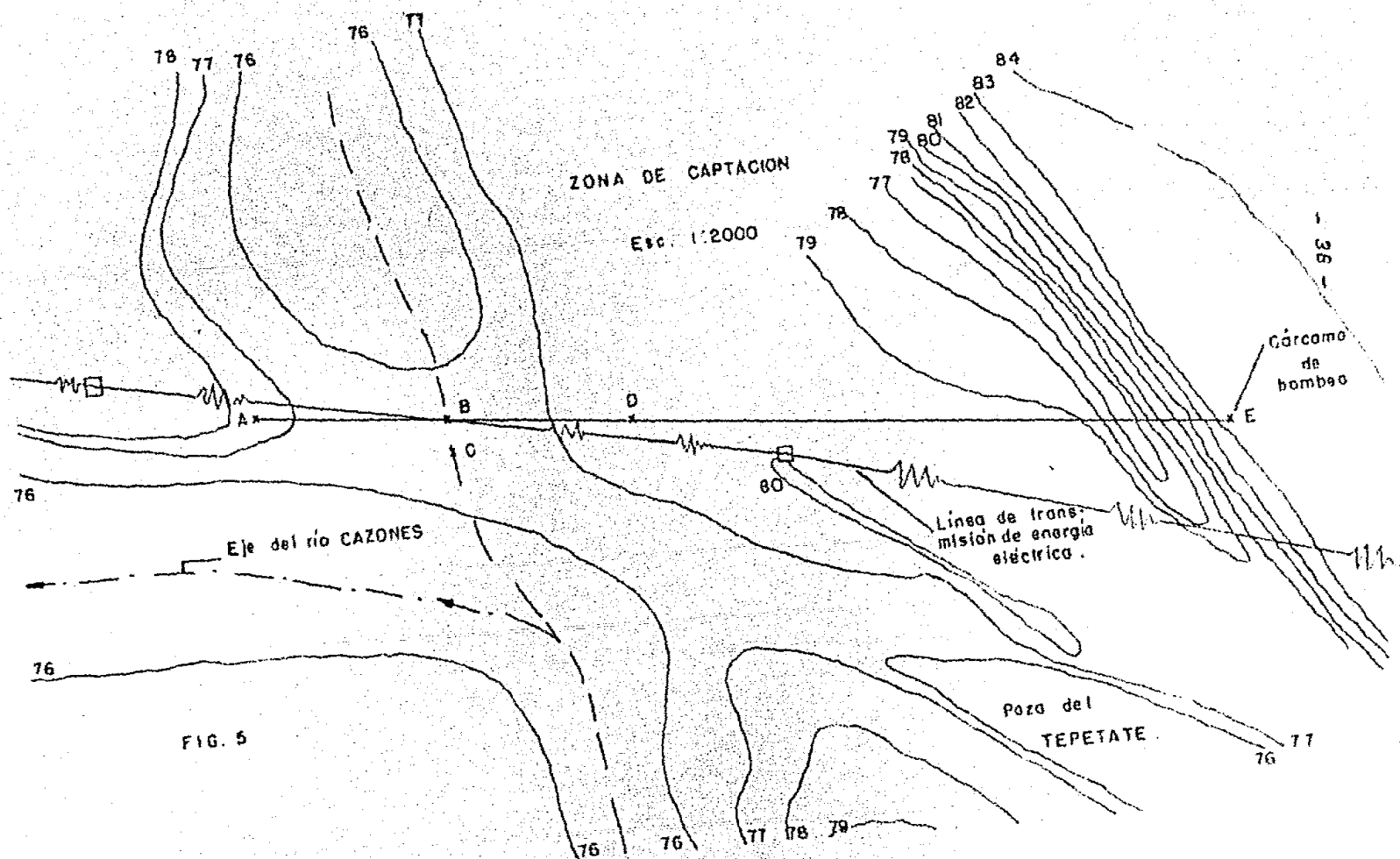
La captación actual produce un caudal insuficiente; tratar de explotar las aguas subálveas del arroyo Cocineros para abastecer el nuevo sistema, nos llevaría a necesitar un número excesivo de pozos (por el poco rendimiento observado en la noria); además, el agua del citado arroyo comienza a contaminarse por la descarga de desechos de establos recientemente contaminados aguas arriba de la población.

La ausencia de otra fuente más cercana nos conduce a elegir el Río Caxones para suministrar el agua necesaria.

Aprovechar las aguas superficiales del río, nos obligaría a proporcionar un tratamiento al menos de clarificación. ya que en época de lluvias el agua es de gran turbiedad. - Por esto se tratará de captar las aguas subálveas.

Localización.-

Para alojar la captación se eligió el antiguo lecho de un brazo del río en la margen derecha, (fig. 5) 300 m. -



aguas arriba de la confluencia con los arroyos troncones y Cocineros, por ser un lugar próximo al poblado por suponerse que existe un manto de considerable espesor de material de acarreo de el río, que sirve de filtro.

Se comprobó la existencia de agua subálvea mediante excavaciones de 1 m x 1 m de superficie, profundizadas 0.5 m abajo del N.F., localizadas sobre la línea A-D en la zona elegida, encontrándose el N.F. a 0.20 m de la superficie del terreno más bajo.

Sondeos de Exploración.

Objetivo: Determinar el espesor y material del manto permeable y estudiar el comportamiento del acuífero para calcular sus constantes y poder proyectar la captación.

Obtener muestras del agua de la perforación para efectuar un análisis.

Comparar el agua de la perforación con la del río para ver si existe un filtrado eficaz.

Exploración. Se perforó un pozo de 60.96 cm. (24") de diámetro en el punto B (fig.5) ademado con tubo de acero de 40.64 cm. (16") de diámetro (fig. 6) con cedazo de ranuras horizontales de 3 mm. El espacio entre el ademe y la perforación fué engravado. En este pozo se efectuó el bombeo con una bomba de inmersión.

A 10 m del pozo de bombeo, se perforó otro pozo (punto "C" fig.5) de 20.32 cm. (8") de diámetro ademado con tubo de acero de 15.24 cm. (6") de diámetro (fig.6) con cedazo igual al del pozo de bombeo. Este fué pozo de observación.

Se efectuó el Bombeo ininterrumpido durante 24 horas haciéndose las lecturas de los abatimientos en los dos pozos; al cabo de este tiempo se interrumpió el bombeo y se hicieron las lecturas de la recuperación en los dos pozos.

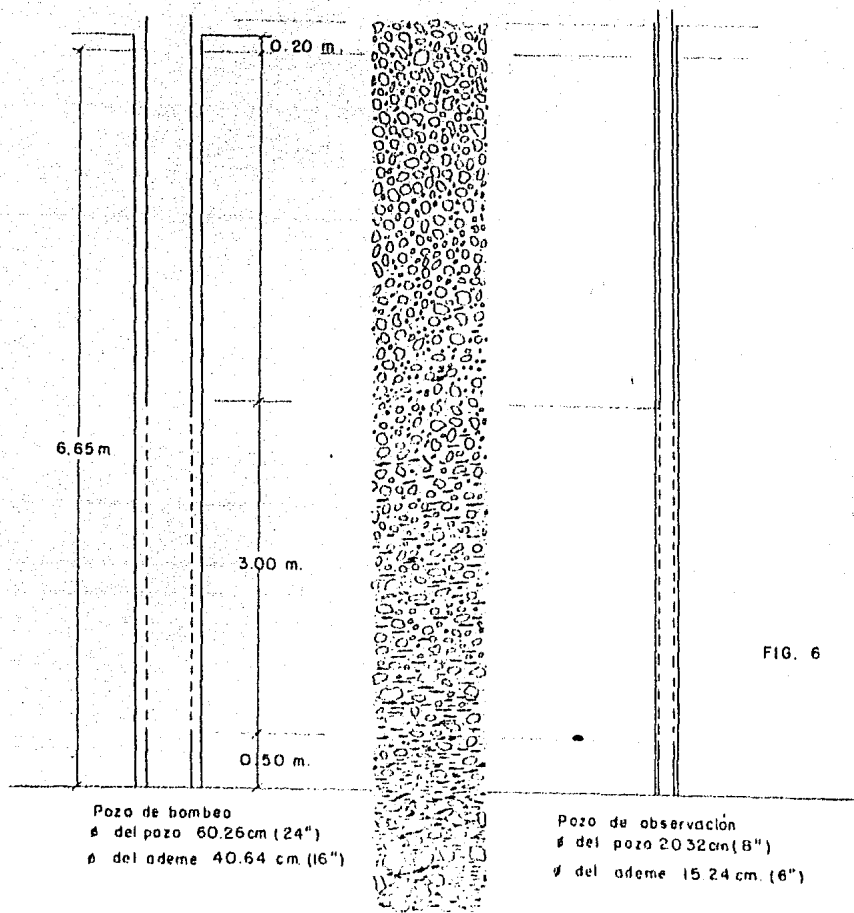


FIG. 6

Se tomaron muestras del pozo y del río.

Resultados.-

El análisis Físico Químico de la muestra tomada en el pozo de Bombeo es:

Localidad: Coatzacoatz Estado: Veracruz.
 Fecha de Muestreo 10 de agosto de 1964
 Fecha de Recibo 14 de agosto de 1964
 Fecha de Análisis 15 de agosto de 1964
 Temperatura 27°C.
 Turbiedad 0; color = 7
 Inodora pH = 7.6

Determinaciones	Análisis	Normas.
Sólidos Totales	234	500 - 1000
Calcio (Ca)	69	—
Magnesio (Mg)	6	125
Hierro (Fe)	0.02	0.03
Magnesio (Mn)	0	0.05
Sodio (Na) Calc.	13	—
Carbonato CO ₃	0	—
Bicarbonato HCO ₃	234	—
Sulfato SO ₄	16	250
Cloruro Cl ⁻	12	250

Determinaciones como CaCO₃

Alcalinidad F	0	—
Alcalinidad Total	192	400
Dureza Total	196	300
Dureza Carbonatos	192	—
Nitratos en N	0.05	5.00

Combinaciones Hipotéticas en mg por litro.

Bicarbonato de Calcio	279
Bicarbonato de Magnesio	29
Sulfato de Magnesio	5
Sulfato de Sodio	18

Determinaciones	Análisis	Normas
Cloruro de Sodio	20	
	Estabilidad del Agua (Indice de Langelier)	
A: 25°C: pH _a = 7.6; pH _s = 7.4	I.S. = + 0.2	
Del análisis bacteriológico se deduce que el agua está exenta de contaminación.		

De las observaciones del agua del río admitimos que existe un eficaz filtrado ya que cuando se obtuvo la muestra del pozo, el agua del río era sumamente turbia.

De la perforación obtuvimos los siguientes resultados: (Fig. 6).

A 0.20 m. de la superficie se encontró el N.F. - El espesor del manto productivo es de 6.65 m., encontrándose el material impermeable a 6.85 m de la superficie. Consistiendo en arcilla saturada, con algunos cuantos rodados.

El material permeable está constituido casi exclusivamente de arena y cantos rodados producto del depósito de los materiales de arrastre del río.

El bombeo se efectuó extrayendo un caudal constante $Q = 10$ l.p.s.

Las lecturas de los abatimientos son:

Tiempo	Pozo de Bombeo	Pozo de Observación.
0	0.00 metros	0.000 m.
1 minutos	0.240	0.000
3 minutos	0.400	0.000
6 minutos	0.560	0.000
9 minutos	0.650	-----
12 minutos	0.740	-----
15 minutos	0.820	-----
20 minutos	0.960	-----
25 minutos	1.010	-----
30 minutos	1.100	-----
45 minutos	1.300	-----
60 minutos	1.470	-----
90 minutos	1.750	0.096

Tiempo	Pozo de bombeo	Pozo de Observación.
120 minutos	1.950 metros	0.144 m.
3 horas	2.250	0.207
4 "	2.500	0.252
5 "	2.676	0.288
6 "	2.825	0.316
7 "	2.945	0.340
8 "	3.060	0.358
9 "	3.140	0.374
10 "	3.210	0.387
11 "	3.265	0.398
12 "	3.320	0.408
13 "	3.380	0.416
14 "	3.420	0.423
15 "	3.460	0.430
16 "	3.510	0.436
17 "	3.560	0.440
18 "	3.600	0.444
19 "	3.625	0.448
20 "	3.650	0.450
21 "	3.650	0.450
22 "	3.650	0.450
23 "	3.650	0.450
24 "	3.650	0.450

Lecturas de Recuperación.

Tiempo	Pozo de Bombeo	Pozo de Observación.
0 minutos.	3.65 m.	0.470 m.
1 "	3.64	0.468
3 "	3.60	0.462
6 "	3.56	0.454
9 "	3.52	0.444
12 "	3.48	0.436
15 "	3.42	0.427
20 "	3.36	0.412
25 "	3.28	0.398
30 "	3.21	0.384

Tiempo	Pozo de Bombeo	Pozo de Observación.
45 minutos	3.00 m.	0.320 m.
60 "	2.78	0.296
90 "	2.34	0.208
120 "	1.91	0.110
3 horas	1.06	0.000
4 "	0.10	0.000
5 "	0.00	0.000

Conclusiones.-

El acuífero estudiado es un acuífero libre (no confinado) del cual se puede extraer un caudal que calcularemos posteriormente, esta agua es potable y su calidad seguramente mejorará con las instalaciones que se proyecten.

Cálculo de las constantes del acuífero.-

De las lecturas de abatimiento en los pozos, observamos que al cabo de 20 horas de extraer un gasto $Q = 10$ l.p.s. - el abatimiento se mantiene constante. Esto, la configuración del terreno y la localización de los pozos nos indican que hay recarga continua del río al acuífero; por lo que podemos estudiar este mediante la ecuación de equilibrio.

Hipótesis de las Fórmulas de Equilibrio.-

1.- El acuífero es homogéneo, isotrópico y de extensión de área infinita.

2.- El pozo penetra y recibe agua del espesor completo del acuífero.

3.- El coeficiente de permeabilidad es constante - en todos los lugares y en todos los tiempos.

4.- El bombeo se efectúa con un Q constante y durante el tiempo suficiente para que el sistema hidráulico llegue a un estado de equilibrio o a una condición de escurrimiento permanente.

5.- Las líneas de flujo son radiales.

6.- El flujo es laminar.

La ley de Darcy nos dice que la velocidad del agua en un medio poroso está dada por la siguiente expresión.

$$v = k i \quad (1)$$

en la que:

v : Velocidad del agua en un medio poroso.

i : Gradiente hidráulico.

k : Constante que depende del tipo de terreno, de la temperatura del agua y de las unidades que se empleen.

Del principio de continuidad tenemos:

$$Q = v A' \quad (2)$$

Q : Gasto

v : Velocidad del agua.

A' : Área por la que puede pasar el agua.

Pero:

$$A' = A p \quad (3)$$

en donde

A : Área total.

p : Porosidad.

Llevando (1) y (3) a (2) tenemos:

$$Q = k i A p$$

Llamando:

$$P = k p$$

P : Permeabilidad; tenemos:

$$Q = P i A \quad (4)$$

Aplicando esta ecuación a un pozo no confinado -
(fig. 7)

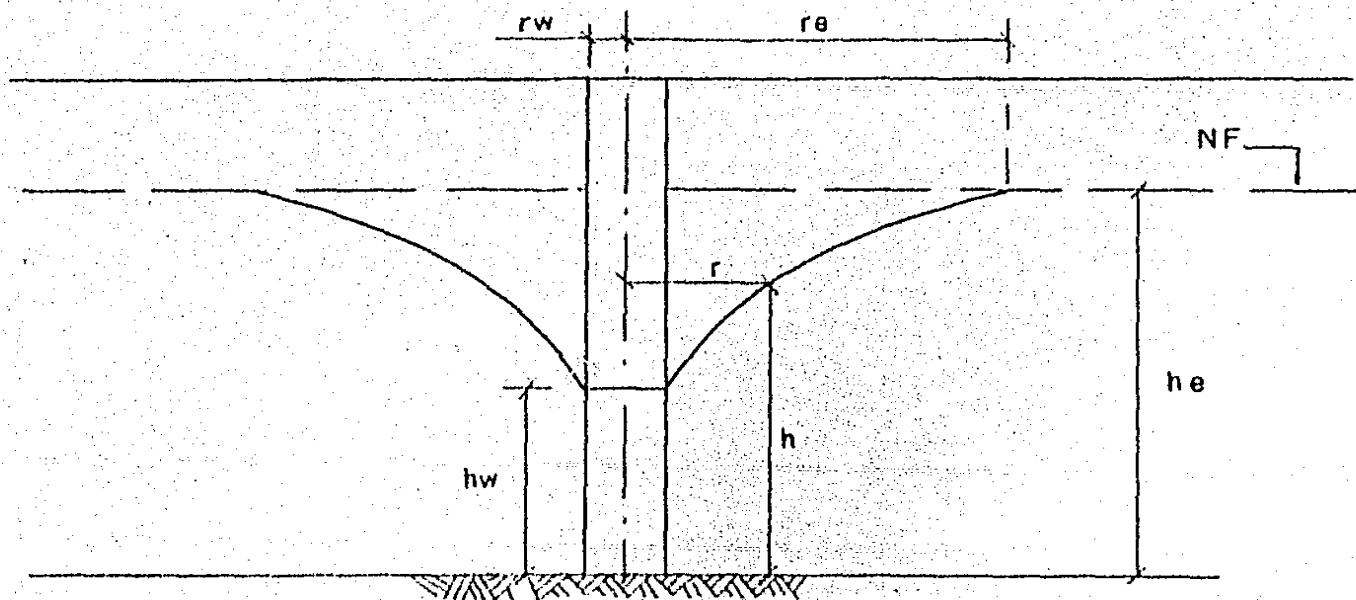


Fig. 7

Determinemos el gasto que pasa por el área de un cilindro de radio "r" y altura "h".

Para estas condiciones.

$$i = \frac{dh}{dr}$$

$$A = 2 \pi r h$$

Llevando estas dos ecuaciones a la ecuación(4)

tenemos:

$$Q = P 2 \pi r h \frac{dh}{dr}$$

o sea:

$$Q \frac{dr}{r} = 2 \pi P h dh$$

Integrado esta expresión:

$$Q \int \frac{dr}{r} = 2 \pi P \int h dh$$

$$Q Lr = 2 \pi P \frac{h^2}{2} + C \quad (5)$$

Valuemos la constante de integración.

Si: $r = r_e$ $\therefore h = h_e$ y la ec. (5) queda:

$$Q Lr_e = \pi P h_e^2 + C$$

$$\therefore C = Q Lr_e - \pi P h_e^2$$

Llevando este valor de "C" a la ec. (5)

$$Q Lr = \pi P h^2 + Q Lr_e - \pi P h_e^2$$

$$Q Lr - Q Lr_e = \pi P h^2 - \pi P h_e^2$$

Multiplicando por -1

$$Q (Lr_e - Lr) = \pi P (h_e^2 - h^2)$$

$$Q L \frac{r_e}{r} = \pi P (h_e^2 - h^2)$$

$$\therefore Q = P \pi \frac{h_e^2 - h^2}{\frac{L r_e}{r}}$$

Cambiando a logaritmo de base 10

$$Q = \frac{\pi P}{2.3} \frac{h_e^2 - h^2}{\log \frac{r_e}{r}}$$

$$Q = 1.365 P \frac{h_e^2 - h^2}{\log \frac{r_e}{r}} \quad (6)$$

Si $r = r_w$.°. $h = h_w$

$$Q = 1.365 P \frac{h_e^2 - h_w^2}{\log \frac{r_e}{r_w}} \quad (7)$$

En donde además tenemos que:

$$r_e = cQ \quad (8)$$

(6) (7) y (8) son las ecuaciones de Dupuit para pozos en acuíferos libres.

De nuestros datos de campo tenemos:

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

$$h_e = 6.65 \text{ m}$$

$$r = 10.0 \text{ m}$$

$$r_w = 0.60 \text{ m}$$

$$S_w = 3.65 \text{ m (abatimiento en el pozo de bombeo)}$$

$$S = 0.45 \text{ m (abatimiento en el pozo de Observación)}$$

$$h_w = h_e - S_w = 6.65 - 3.65 = 3.00 \text{ m}$$

$$h = h_e - S = 6.65 - 0.45 = 6.20 \text{ m}$$

Aplicando las ecuaciones de Dupuit:

De la ecuación (6)

$$\frac{10}{1.365 P} = \frac{6.65^2 - 6.20^2}{\log \frac{r_e}{10}} \quad (6')$$

De la ecuación (7)

$$\frac{10}{1.365 P} = \frac{6.65^2 - 3.00^2}{\log \frac{r_e}{0.6}} \quad (7')$$

$$(6') = (7')$$

$$\frac{6.65^2 - 6.20^2}{\log \frac{r_e}{10}} = \frac{6.65^2 - 3.00^2}{\log \frac{r_e}{0.6}}$$

$$\frac{44.22 - 38.44}{\log \frac{re}{10}} = \frac{44.22 - 9.00}{\log \frac{re}{0.6}}$$

$$\frac{5.78}{\log \frac{re}{10}} = \frac{35.22}{\log \frac{re}{0.6}}$$

$$\log \frac{re}{0.6} = \frac{35.22}{5.78} \log \frac{re}{10}$$

$$\begin{aligned} \log re - \log 0.6 &= 6.09 \log re - 6.09 \log 10 \\ 6.09 \log re - \log re &= 6.09 \log 10 - \log 0.6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5.09 \log re &= 6.09 \times 1.00 - 1.778 \\ 5.09 \log re &= 6.09 + 0.222 \end{aligned}$$

$$\log re = \frac{6.312}{5.09}$$

$$\therefore re = \text{Antilog } 1.24$$

$$\therefore re = 17.40 \text{ m}$$

De la ecuación (8) tenemos que:

$$c = \frac{re}{q} = \frac{17.40}{10} = 1.74$$

Llevando el valor de "re" a la ecuación (6)

$$10 = 1.365 P \frac{6.65^2 - 6.20^2}{\log \frac{17.4}{10}}$$

$$P = \frac{10 \log 1.74}{1.365 (44.22 - 38.44)} = \frac{10 \times 0.24}{1.365 \times 5.78} = 0.304$$

Las constantes del acuífero estudiado son:

$$c = 1.74$$

$$P = 0.304$$

DISEÑO DE LA CAPTACION.-

La captación será una galería filtrante; Determinemos la fórmula de Dupuit para estas

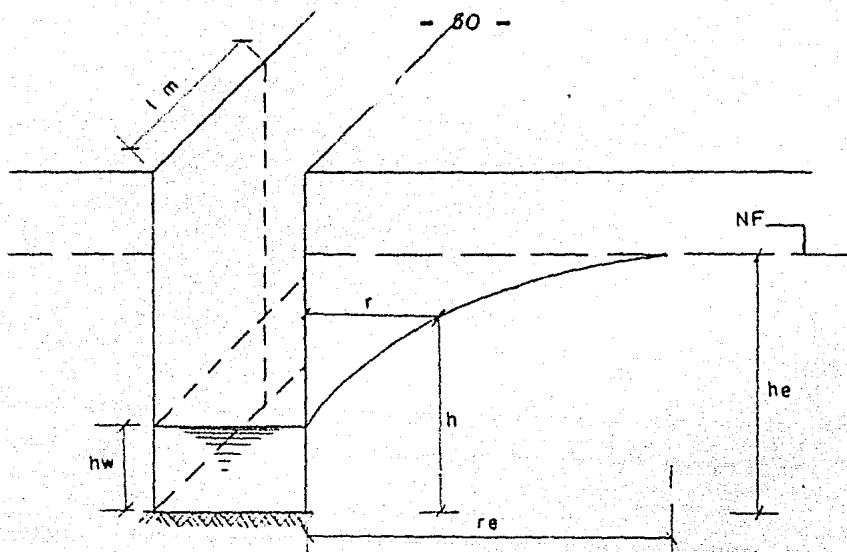


Fig. 8

Para estas condiciones:

$$i = \frac{dh}{dr}$$

$$A = h \times l$$

Llevando estos valores a la ecuación. (4)

$$Q = ph \frac{dh}{dr}$$

$$Q dr = ph dh$$

Integrado esta expresión:

$$\begin{aligned} Q \int dr &= P \int h dh \\ Qr &= P \frac{h^2}{2} + C \end{aligned} \quad (9)$$

Valuando la constante de integración C

$$\text{Si : } r = r_e \therefore h = h_e$$

$$\therefore Q r_e = P \frac{h_e^2}{2} + C$$

$$\therefore C = Q r_e - \frac{P h_e^2}{2}$$

Llevando este valor de C a la ecuación (9)

$$Qr = P \frac{h^2}{2} + Q r_e - P \frac{h_e^2}{2}$$

$$Qr - Qre = P \frac{h^2}{2} - \frac{Phe^2}{2}$$

Multiplicando por -1 y agrupando:

$$Q (re - r) = \frac{P}{2} (he^2 - h^2)$$

$$\therefore Q = \frac{P (he^2 - h^2)}{2 (re - r)} \quad (10)$$

$$\text{Si : } h = hw ; \therefore r = 0$$

$$\therefore Q = \frac{P (he^2 - hw^2)}{2 re} \quad (11)$$

$$\text{y como } re = c Q$$

$$\therefore Q = \frac{P (he^2 - hw^2)}{2 c Q} \quad (12)$$

(10) (11) y (12) son las ecuaciones de Dupuit para galerías filtrantes en donde Q es el caudal que aporta un metro lineal de galería.

La galería proyectada estará localizada sobre la línea I-D (fig. 5) y su longitud será 150 m.

El gasto que necesitamos extraer en la captación es el Q máximo diario = 58.8 lts./seg., calculado en el capítulo anterior.

$\therefore$ El gasto promedio por metro lineal que necesitamos obtener en la galería será :

$$Q = \frac{Q \text{ máximo diario}}{L} = \frac{58.8}{150} = 0.392 \text{ lps/m.l.}$$

Pérdida de carga en la tubería de recolección.

Para una tubería en la que circula un gasto que se va incrementando uniformemente con la longitud, podemos calcular su pérdida de carga de la siguiente manera.

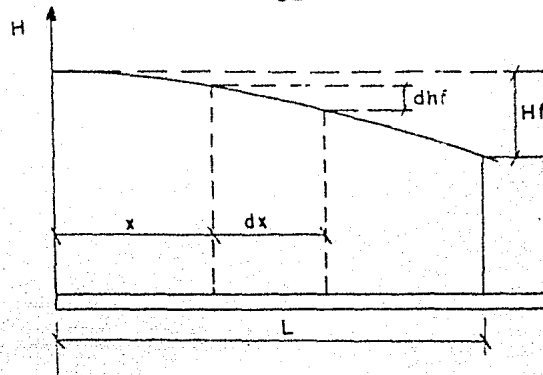


Fig. 9

q ; gasto por unidad de longitud que penetra en -
el tubo.

Sabemos que:

$$H_f = K Q^2 L$$

La pérdida de carga en el tramo dx considerado es:

$$dh_f = K (qI + q dx)^2 dx$$

$$dh_f = K q^2 (I + dx)^2 dx$$

$$dh_f = K q^2 (I^2 + 2I dx + dx^2) dx$$

$$dh_f = K q^2 (I^2 dx + 2I dx^2 + dx^3)$$

Despreciando las diferenciales de orden superior,
tenemos:

$$dh_f = K q^2 I^2 dx$$

Integrando:

$$\int_0^{H_f} dh_f = K q^2 \int_0^L I^2 dx$$

$$\left[h_f \right]_0^{H_f} = K q^2 \left[\frac{I^3}{3} \right]_0^L$$

$$Hf = Kq^2 \frac{L^3}{3} = K q^2 L^2 \frac{L}{3} \quad (13)$$

$qL = Q$; gasto máximo en la tubería.

$$Hf = \frac{1}{3} K Q^2 L \quad (14)$$

$K Q^2 L = H'f$; pérdida de carga en una tubería de igual diámetro y longitud por la que circula un gasto igual al máximo de la tubería de caudal variable.

$$Hf = \frac{1}{3} H'f \quad (15)$$

Calculamos $H'f$:

De Manning tenemos que:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

En donde:

$$S = \frac{H}{L} ; r = \frac{D}{4} ; v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$\therefore \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{H}{L} \right)^{1/2}$$

$$\therefore H^{1/2} = 3.185 n \frac{Q L^{1/2}}{D^{8/3}} \quad (16)$$

Para nuestra tubería tenemos:

$$n = 0.019$$

$$Q = 0.0588 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 150 \text{ m.}$$

$$D = 0.508 \text{ m. (20")}$$

$$\therefore H^{1/2} = \frac{3.185 \times 0.019 \times 0.0588 \sqrt{150}}{0.164} = 0.268$$

$$H = (0.268)^2 = 0.072 \text{ m} = H'f$$

$$H_f = \frac{1}{3} \quad H'f = \frac{0.072}{3} = 0.024 \text{ m (I)}$$

Esta variación en la piezométrica hace que el nivel dinámico (h_w) en la zanja esté mas alto 2.4 cm. en el punto A que en el punto D, lo que ocasiona que en este último, el caudal de aportación sea mayor, pero este incremento de caudal de aportación es muy pequeño, por lo que podemos trabajar con el - gasto promedio por metro lineal ya calculado.

$$Q = 0.392 \text{ l.p.s./ml.}$$

Calculemos la altura dinámica (h_w) en la zanja - para este gasto.

De la fórmula (12)

$$0.392 = \frac{0.304 (6.65^2 - h_w^2)}{2 \times 1.74 \times 0.392}$$

$$44.22 - h_w^2 = \frac{0.392 \times 2 \times 1.74 \times 0.392}{0.304} = 1.76$$

$$h_w^2 = 44.22 - 1.76 = 42.46$$

$$\therefore h_w = 6.52 \text{ m.}$$

o sea que para este gasto, el abatimiento del N.F. en la galería será:

$$S_w = h_s - h_w = 6.65 - 6.52 = 0.13 \text{ m. (II)}$$

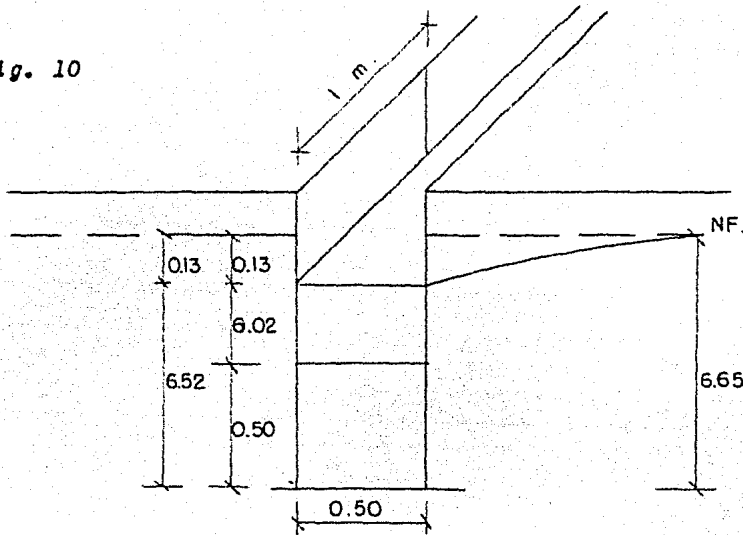
Como el agua no se va a recoger en una zanja abierta, sino en un tubo con perforaciones, alojado en una zanja que - se rellenará posteriormente; tenemos que garantizar que el material de relleno permita el paso del caudal requerido con una pérdida de carga pequeña.

Hemos propuesto el tubo recolector de concreto de - 50.8 cm. (20") de diámetro.

De la ecuación (4) tenemos:

$$Q = P \cdot t \cdot A \quad (4)$$

Fig. 10



En donde:

$$Q = 0.392 \text{ l.p.s.}$$

$$A = 0.5 \times 1 = 0.5 \text{ m}^2.$$

$$i = \frac{hf}{6.02}$$

Una permeabilidad:

$$P = \frac{10 \text{ lts}}{\text{Seg. m}^2} = 1 \text{ cm./seg.}$$

se puede conseguir en una grava uniforme (tabla No. 6, pag. 58- de "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Terzaghi y Pek, 1958).

Llevando estos valores a la ecuación (4) tenemos:

$$0.392 = 10 \frac{hf}{6.01} 0.5$$

$$hf = \frac{0.392 \times 6.01}{10 \times 0.5} = \frac{2.356}{5} = 0.47 \text{ m (III)}$$

Pérdida de carga en el tramo D-E.-

Este tramo de 240 m. de longitud, será también tubo de concreto de 50.8 cm. de diámetro pero sin perforaciones y descargará en el cárcamo de bombas. (Punto E fig. 5).

De la fórmula (16)

$$H^{1/2} = 3.185 n \frac{QL^{1/2}}{D^{8/3}}$$

En donde tenemos:

$$n = 0.013$$

$$Q = 0.0588 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 240 \text{ m.}$$

$$D = 0.508 \text{ m. (20")}$$

$$H^{1/2} = \frac{3.185 \pm 0.013 \pm 0.0588 \sqrt{240}}{0.164} = 0.228$$

$$H = (0.228)^2 = 0.052 \text{ m.} \quad \text{_____ (IV)}$$

Diferencia entre el N.F. y el Nivel de Operación en el cárcamo (HT):

$$HT = 0.24 + 0.130 + 0.470 + 0.052 = 0.676 \text{ m.}$$

La galería filtrante., descargará en un cárcamo de bombeo (fig. 11).

El nivel del agua en el cárcamo, antes de comenzar a bombear, coincidirá con el N.F., es decir estará en la cota 76.30 m. Cuando al bombear, el nivel baje 0.68 es decir esté en la cota 75.62., la galería estará aportando 58.8 lts./seg.

La pendiente de la galería la damos para evitar que se asolve con arena que penetre por las perforaciones.

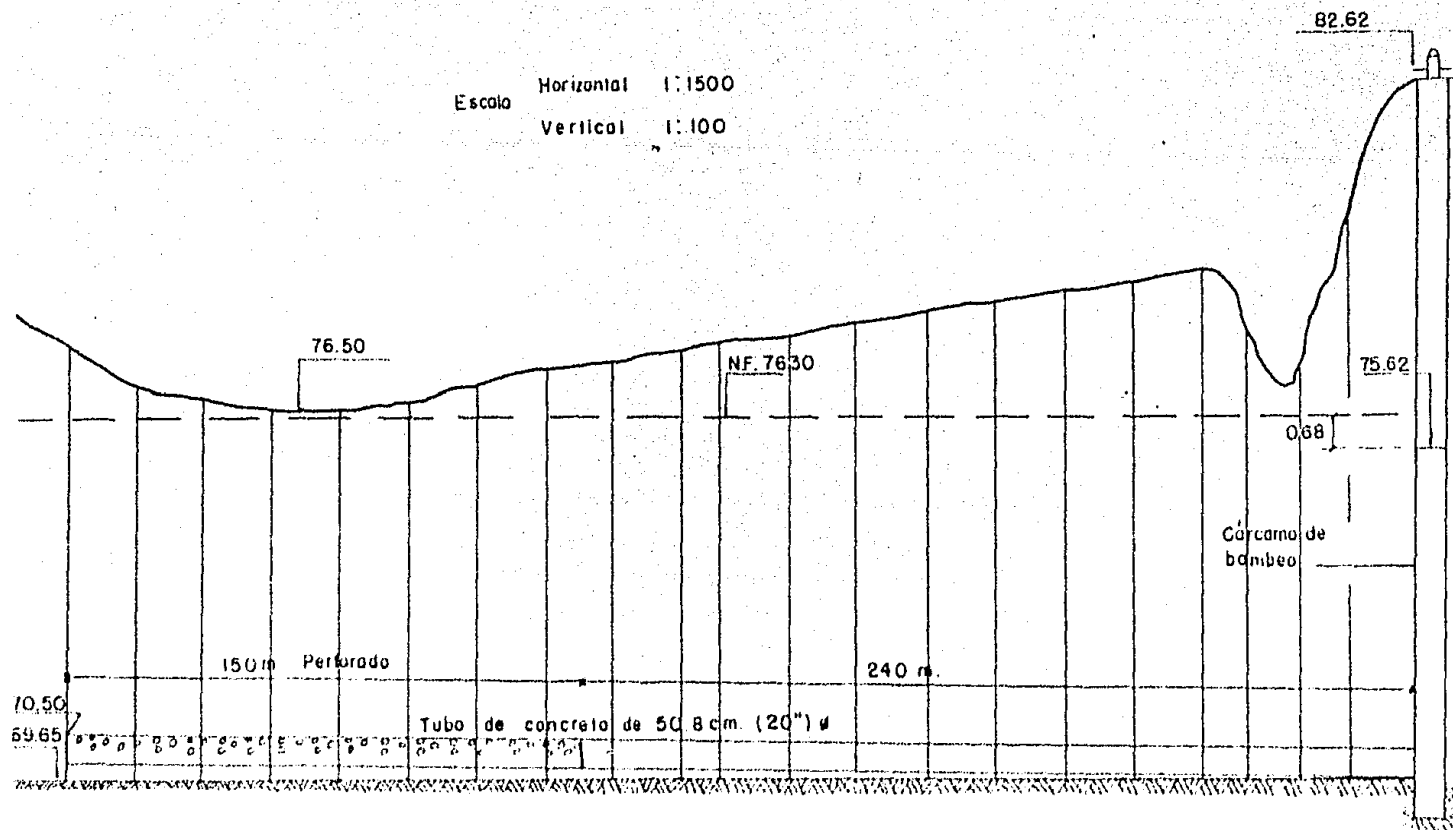


FIG. 11

VI LINEA DE CONDUCCION.

Para llevar el agua del cárcamo de bombeo al tanque de regularización, se nos presentan dos posibilidades.

1.- Bombeo a través de la Red; Esta solución presenta el inconveniente de que en la red se tendrían grandes presiones, y se necesitaría tubería de Asbesto Cemento de gran espesor, lo que nos eleva el costo de la misma.

2.- Bombeo directo al tanque: Aunque se necesita una longitud adicional de tubería, el costo de esta es inferior al incremento en el costo de la red por colocar tubería de mayor espesor.

Cálculo del diámetro económico de la conducción

Para definir el diámetro económico de tubería, analizaremos los siguientes conceptos:

1.- Costo de la línea de Conducción, integrada por:

- a) Excavación.
- b) Relleno apisonado.

- c) Instalación, Junteo y Prueba de tubería.
- d) Relleno a volteo.
- e) Costo de la tubería.

2.- Costo de Operación.

3.- Costo del Equipo.

1.- Costo de la línea de Conducción.
de la fig. 11 tenemos

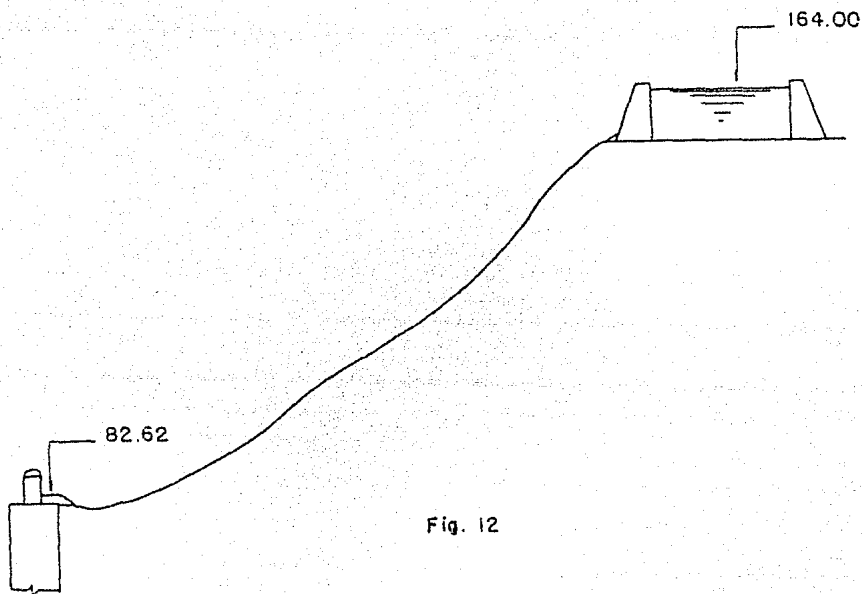
$$H \text{ de columna} = 82.62 - 75.62 = 7.00 \text{ m}$$

$$H \text{ de descarga} = 164.00 - 82.62 = 81.38 \text{ m}$$

$$H \text{ Estática} = 81.38 + 7.00 = 88.38 \text{ m}$$

$$H \text{ Normal de operación} = 81.38 + H_f$$

$$H \text{ Dinámica total} = 88.38 + H_f$$



Suponemos un diámetro y mediante la fórmula Manning (16) calculamos H_f

$$H_f = (3.185 Q \frac{L^{1/2}}{D^{8/3}})^2$$

$$H_f = 10.14 \frac{n^2 Q^2 L}{D^{16/3}}$$

Mientras el equipo de bombeo esté trabajando, la tubería de conducción estará soportando una presión igual a la H Normal de Operación; pero, cuando por causas fortuitas tales como: interrupción de la corriente eléctrica, se pare el equipo de bombeo, el agua contenida en la tubería tratará de regresar; para evitar que el agua regrese hasta el cabezal de descarga de la bomba, se instalará una válvula de No Retorno (Check). El cierre de esta válvula cuando se detenga la bomba producirá el Golpe de Ariete.

Calculamos el incremento de presión debido al golpe de ariete con la fórmula de Joukosky.

$$h = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{Ee}}}$$

h : Presión debida al Golpe de Ariete.

v : Velocidad del agua en la tubería.

d : Diámetro interno de la tubería.

e : Espesor de la tubería.

K : Módulo de elasticidad del Agua (20670 kg/cm²).

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería. Para asbesto_Cemento (328000 kg/cm².)

La tubería deberá resistir una presión igual a:

$$H_{Total} = H_{descarga} + H_f + 20\% h$$

El 80% se disminuirá por medio de una válvula de Alivio de Presión.

CALCULO DE LA PRESION POR GOLPE DE ARIETE.

DIAMETRO		L M2.	Q M ³ /seg.	V M/seg.	145 v	e om.	Kd	Eo	$\frac{Kd}{Eo}$	$1 + \frac{Kd}{Eo}$	$\sqrt{1 + \frac{Kd}{Eo}}$	$h = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{Eo}}}$	20% h
om.	Pulg.												
15.2	6	0.018	0.0588	3.26	424.0	2.1	314184	688800	0.456	1.456	1.21	350.0	70.0
20.3	8	0.032	0.0588	1.84	266.0	2.5	419601	820000	0.511	1.511	1.23	216.0	43.2
25.4	10	0.050	0.0588	1.18	171.0	3.0	525018	984000	0.532	1.532	1.24	138.0	27.6
30.5	12	0.073	0.0588	0.81	117.5	3.5	630435	1148000	0.550	1.550	1.25	94.0	18.8
35.5	14	0.098	0.0588	0.60	87.0	3.1	733785	1016000	0.729	1.729	1.31	66.4	13.3
40.6	16	0.129	0.0588	0.46	66.7	3.5	839202	1148000	0.731	1.731	1.32	50.5	10.1

PRESION TOTAL Y CLASE DE TUBERIA.

DIAMETRO CM.	Pulg.	Q LTS/seg.	L m.	n	Hf m	H Dno. m.	20% h m	PRESION TOTAL. m.	CLASE DE TUBERIA.
15.2	6	58.8	3490	0.012	446.72	81.38	70.00	598.10	-----
20.3	8	58.8	3490	0.012	93.53	81.38	43.20	218.11	-----
25.4	10	58.8	3490	0.012	27.92	81.38	27.60	136.90	A.C, A-14
30.5	12	58.8	3490	0.012	10.47	81.38	18.80	110.65	A.C, A-14
35.5	14	58.8	3490	0.012	4.54	81.38	13.30	99.22	A.C, A-10
40.6	16	58.8	3490	0.012	2.23	81.38	10.10	93.71	A.C, A-10

COSTO TOTAL DE CONDUCCION.

CONCEPTO.	UNIDAD	25 cm. (10") de Diámetro A - 14.			30.5 cm. (12") de Diámetro A - 14			35.5 cm. (14") de Diámetro A - 10			40.6 cm. (16") de Diámetro A - 10		
		Cant.	P.U.	Importe.	Cant.	P.U.	Importe	Cant.	P.U.	Importe	Cant.	P.U.	Importe.
Excavación.	M3.	3350.	9.75	32 662.50	3699	9.75	36 065.25	4083	9.75	39 809.25	4086	9.75	40 838.50
Instalación	M.	3490	8.30	28 967.00	3490	11.20	39 088.00	3490	12.20	42 578.00	3490	3.30	11 517.00
relleno Comp.	M3.	1535	8.35	12 817.25	1780	8.35	14 863.00	2021	8.35	17 042.35	2094	8.35	17 404.90
relleno Volteo	M3.	1815	2.80	5 082.00	1919	2.80	5 373.20	2042	2.80	5 717.60	2792	2.80	7 817.60
Atraques.	M3.	0.7	204.00	142.80	0.9	20400	183.60	1.1	204.00	224.40	1.3	204.00	265.20
Costo Tubería	M.	3490	156.30	545 452.10	3490	19250	671825.00	3490	191.50	668 335.00	3490	240.81	840392.00
8 625 132.65					8 767 398.05			8 773 706.60			8 960015.20		

Considerando un período de diseño para la tubería, de 20 años, calculamos el costo anual de conducción.

DIAMETRO.		Clase	COSTO TOTAL DE CONDUCCION	COSTO ANUAL- DE CONDUCCION.
cm.	Pulg.			
25.4	10	A- 14	625 132.65	\$ 31 256.63
30.5	12	A- 14	767 398.05	\$ 38 369.90
35.5	14	A- 10	773 706.60	\$ 38 685.33
40.6	16	A- 10	960 015.20	\$ 48 000.76

2.- COSTO DE OPERACION.

Calculamos la potencia requerida para elevar el agua hasta el tanque de regularización mediante la fórmula:

$$H P = \frac{Q H_D}{76 \eta} \gamma$$

En donde:

H P : Horse Power necesarios.

Q : Gasto en lts./seg.

H_D : Carga Dinámica total en metros.

η : Eficiencia de los taxones. = 80%

γ : Peso específico del agua.

Transformamos los HP calculados a KWh sabiendo que:

$$KWh = 0.7457 \text{ HP}$$

Finalmente calculamos el costo del bombeo a razón de \$ 0.12 el KWh.

Como en el análisis anterior, estos cálculos -- los sintetizamos en una tabla:

COSTO ANUAL DEL BOMBEO.

DIAMETRO cm. Pulg.	H m	Sst. m	Hf m	HDinam. m	Q lt/seg	QxH Din	76η	HP	KWh	COSTO hora de bombeo	COSTO por año de bombeo
25.4	10	88.38	27.92	116.30	58.8	6838.44	60.8	112.4	83.81	10.05	8803820
30.5	12	88.38	10.47	98.85	58.8	5812.39	60.8	95.6	71.28	8.55	7489800
35.5	14	88.38	4.54	92.92	58.8	5463.69	60.8	89.8	66.96	8.03	7034280
40.6	16	88.38	2.23	90.61	58.8	5327.86	60.8	87.6	65.32	7.83	6859080

3.- Costo de los Equipos.-

En el equipo queda incluido:

- 2 Motores Eléctricos.
- 2 Cabezales de Descarga.
- 2 Flechas Huecas lubricadas por Aceite.
- 2 Cuerpos de taxones.
- 2 Arrancadores.
- 2 Interruptores.
- 1 Transformador.

Las cotizaciones para los equipos descritos, presentados por diferentes Casas Distribuidoras fueron los siguientes:

DIAMETRO CM.	PULG.	HP	IMPORTE DEL EQUIPO	VIDA UTIL	COSTO ANUAL DEL EQUIPO.
25.4	10	112.4	\$ 182 000.00	5 Años	\$ 36 400.00
30.5	12	95.6	147 000.00	5 Años	29 400.00
35.5	14	89.8	133 000.00	5 Años	26 600.00
40.6	16	87.6	133 000.00	5 Años	26 600.00

RESUMEN DE COSTOS.

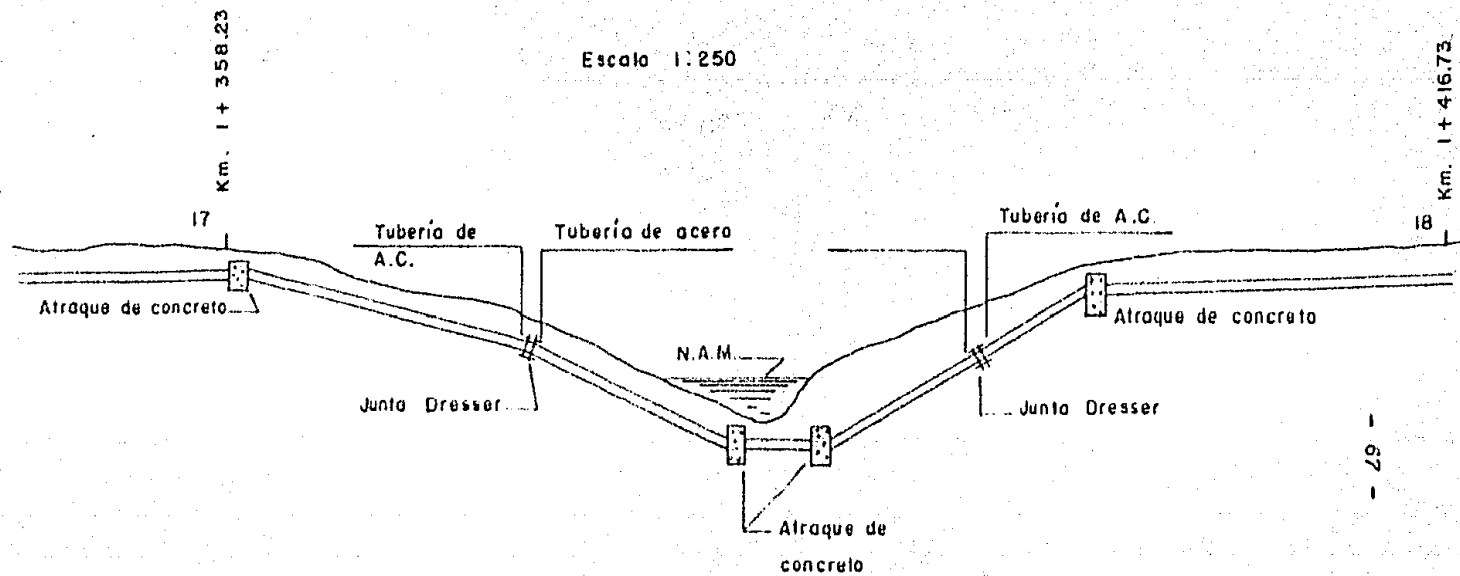
COSTO ANUAL DE	Diám. 25.4 cm. (10")- Clase A-14	Diám. 30.5 cm. (12") Clase A-14	Diám. 35.5 cm. (14") Clase A-10	Diám 40.6 cm. (16") Clase - A-10
Conducción	31 256.63	38 369.90	38 685.33	48 000.76
Operación	88 038.00	74 898.00	70 342.80	68 590.80
Equipos	36 400.00	29 400.00	26 600.00	26 600.00
T O T A L.	155 694.63	142 667.90	135 628.13	143 191.56

Según el análisis anterior, la línea de conducción deberá ser de tubería de Asbesto-Cemento clase A-10 y 355 mm. (14") - de diámetro.

En el perfil de la línea de conducción observamos tres depresiones en los km 1 + 358.23, 1 + 584.23 y 1 + 698.03 respectivamente. Estas depresiones son los cauces de tres arroyos de temporal.

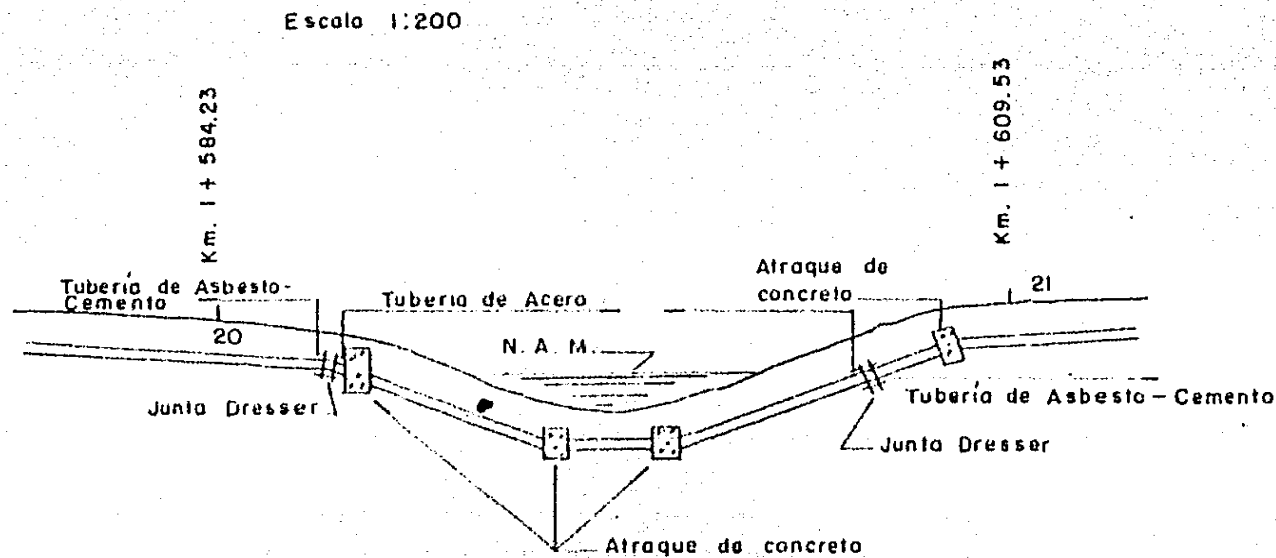
Proponemos el cruce de estos mediante tubería de acero conectada a la de Asbesto-Cemento mediante juntas Dresser.

Estos cruces se esquematizan en las figuras 13, 14 y 15.



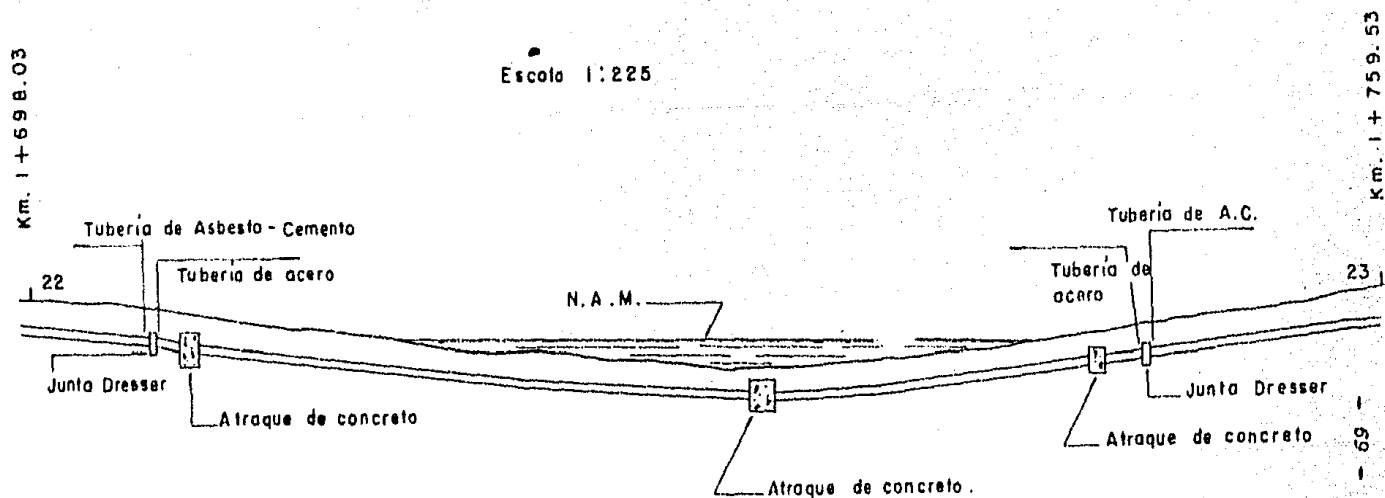
CRUCE DE ARROYO EN EL Km. 1 + 358.23

FIG. 13



CRUCE DE ARROYO EN EL Km. 1 + 584.23

FIG. 14



CRUCE DE ARROYO EN EL Km. 1+698.03

FIG 15

VII EQUIPO DE BOMBEO

Para elevar el agua, desde la captación hasta el tanque de regularización, necesitamos un equipo de bombeo.

Las condiciones de operación del equipo serán las siguientes:

Caudal; $Q = 58.8$ lts/seg. (936 GPM)

Carga ; $H = H_{estática} + H_{fricción}$.

En las pérdidas de carga por fricción, estarán incluidas: Pérdidas por fricción en la línea de conducción, - en la columna de la bomba, en el cabezal de descarga y en las instalaciones a la salida de la bomba.

$H_f \text{ tubería} = 4.54$ m. (ya calculada)

$H_f, \text{ columna, cabezal, instalaciones} = 2.50$ m.

(supuesta)

Comprobaremos estas pérdidas cuando tengamos - las dimensiones del equipo.

$$\therefore H = 88.38 + 4.54 + 2.50 = 95.42 \text{ m (313 ft)}$$

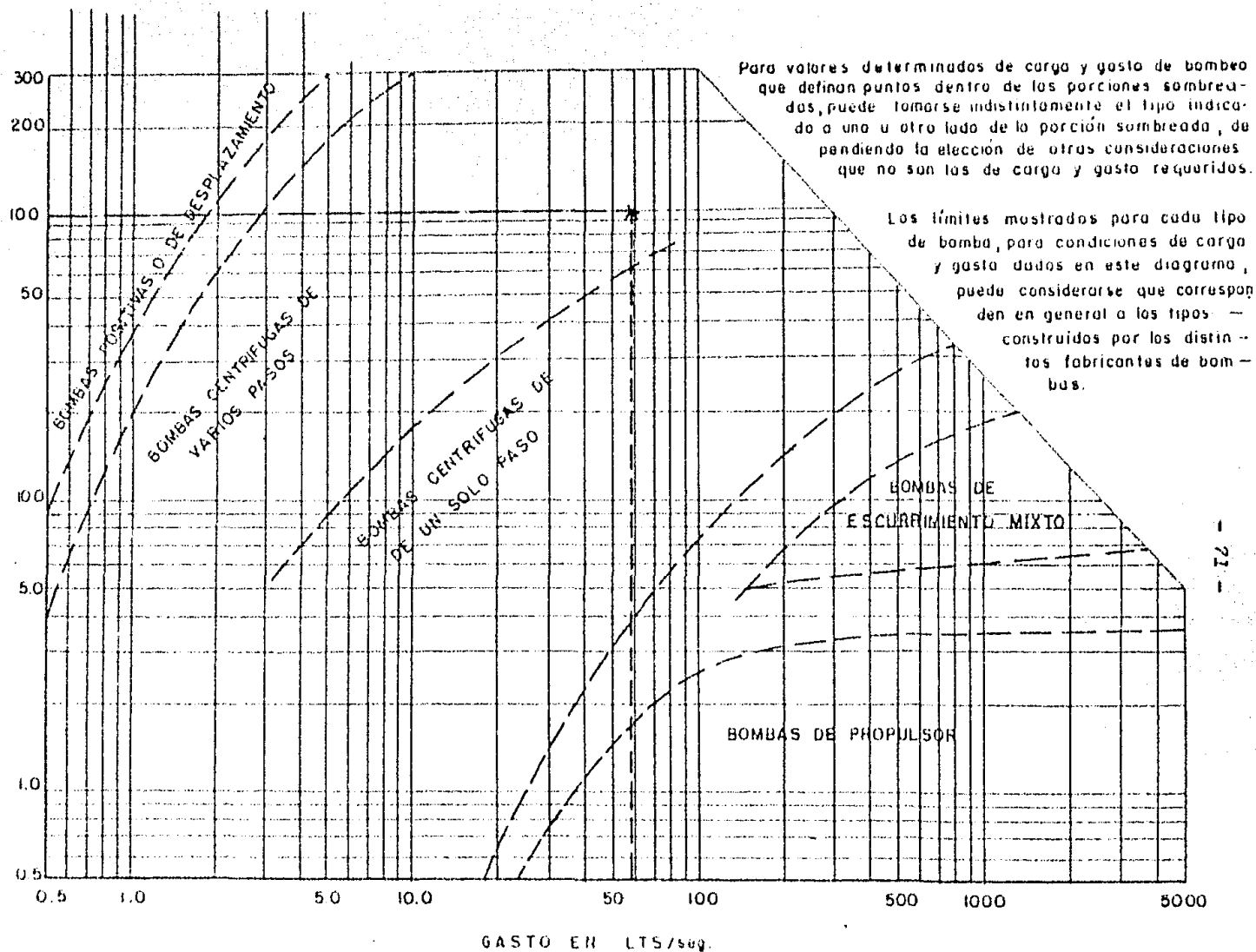


FIG 16

Dado que el agua de la galería se recoge en el cárcamo de bombeo, y éste tiene 13 m. de profundidad, es necesario una bomba de pozo profundo.

Consultando el "Diagrama para escoger el tipo de Bomba conveniente" en la pag. 303 del libro "Máquinas Hidráulicas" del Maestro Ing. José L. de Parres", diagrama que reproducimos en la fig. 16.

Entrando en el diagrama (fig 16) con un Gasto de 58.8 lts/seg. y con una carga de bombeo de 95.42 m encontramos que la bomba conveniente es una centrífuga de varios pasos.

Los proveedores nos proponen dos diferentes tipos de impulsores; el modelo 12-CC en las variantes "A"; "B" y "C" y el modelo 14-3K en las variantes "L"; "M" y "H" cuyas características; Gasto, Carga y Eficiencia se muestran en las gráficas figs. 17 y 18 respectivamente.

Entrando en las gráficas con $Q = 936 \text{ G P M. (58.8 lts/seg)}$ obtenemos:

MODELO	VARIANTE	H/PASO	η
12-CC	A	38 Fts	85%
12-CC	B	47 Fts	84.1 %
12-CC	C	58 Fts	82 %
14-3K	L	68.5 Fts	79 %
14-3K	M	82.5 Fts	76.5 %
14-3K	H	91.5 Fts	71 %

Determinemos el número de impulsores necesario para cada tipo.

$$12-CC - A; \text{No.} = \frac{313}{38} = 8.2 \quad 9 \text{ Impulsores.}$$

$$12-CC - B; \text{No.} = \frac{313}{47} = 6.6 \quad 7 \text{ Impulsores.}$$

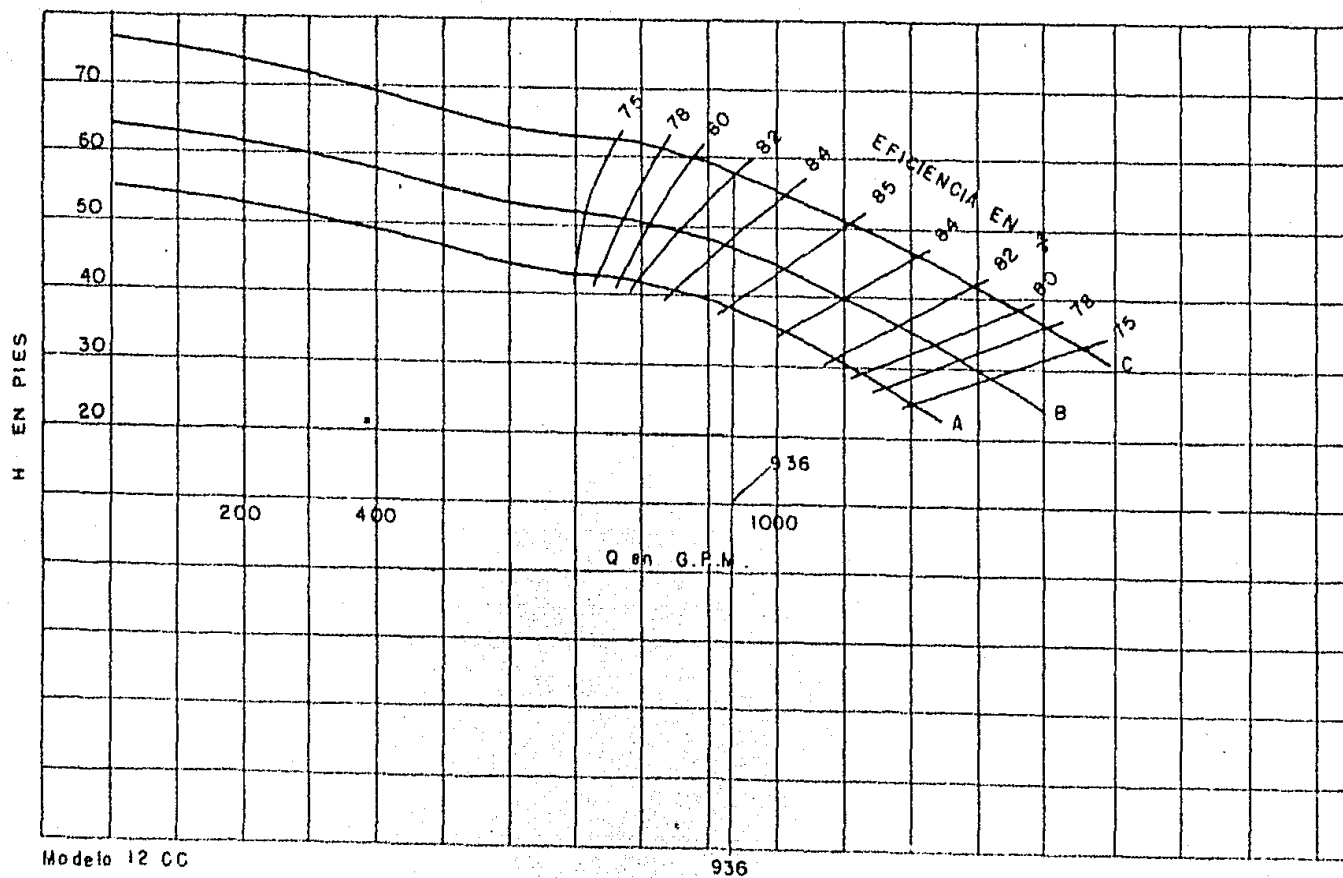
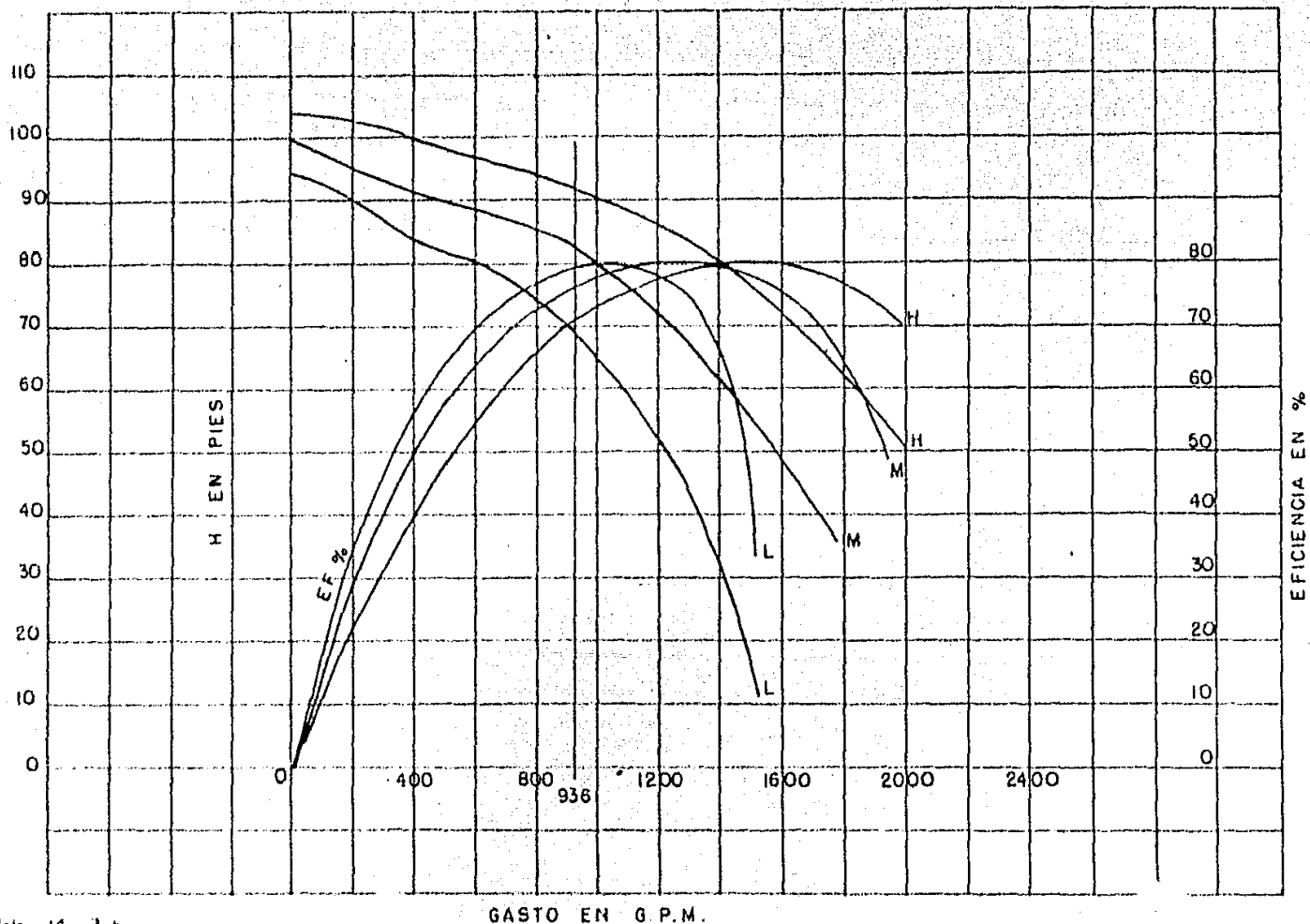


FIG. 17



Modelo 14 3 k.

GASTO EN G.P.M.

FIGURA 18

$$12\text{-CC} - C; \text{No.} = \frac{313}{58} = 5.4 \quad 6 \text{ Impulsores.}$$

$$14\text{-3K} - L; \text{No.} = \frac{313}{68.5} = 4.5 \quad 5 \text{ Impulsores.}$$

$$14\text{-3K} - M; \text{No.} = \frac{313}{82.5} = 3.8 \quad 4 \text{ Impulsores.}$$

$$14\text{-3K} - N; \text{No.} = \frac{313}{91.5} = 3.4 \quad 4 \text{ Impulsores}$$

Potencia necesaria para cada tipo de impulsor:

$$12\text{-CC} - A; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.85} = 86.7 \text{ HP}$$

$$12\text{-CC} - B; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.841} = 87.5 \text{ HP}$$

$$12\text{-CC} - C; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.82} = 90.0 \text{ HP}$$

$$14\text{-3K} - L; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.79} = 93.5 \text{ HP}$$

$$14\text{-3K} - M; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.765} = 96.2 \text{ HP}$$

$$14\text{-3K} - H; \text{Potencia} = \frac{58.8 \times 95.42}{76 \times 0.71} = 104.0 \text{ HP}$$

Escogemos el impulsor modelo 12-CC - C por lo que el cuerpo de tazones constará de 6 pasos o secciones.

Diámetro de la columna; La columna tendrá el diámetro mínimo que ocasione una velocidad menor de 3 m./seg- Consideremos una flecha de 4.3 cm de diámetro.

$$A = \frac{\pi}{4} \frac{1.52^2}{4} - \frac{\pi}{4} \frac{0.43^2}{4} = 1.81 - 0.14 = 1.67 \text{ dm}^2$$

$$v = \frac{58.8}{1.67} = 35.3 \text{ dm/seg} = 3.53 \text{ m/seg.}$$

que es una velocidad muy alta.

Probando 0.203 m (8") de diámetro interior.

$$A = \frac{\pi}{4} 2.03^2 - \frac{\pi}{4} 0.43^2 = 3.24 - 0.14 = 3.10 \text{ dm.}^2$$

$$v = \frac{58.8}{3.1} = 19.0 \text{ dm./seg.} = 1.90 \text{ m./seg.}$$

∴ El diámetro de la columna será de 0.203 m (8"), igual diámetro para la descarga superficial, y para el colador.

Motor Eléctrico.- El motor comercial apropiado es de 100 H.P.. Siendo la corriente trifásica y de 60 ciclos, y requiriendo los impulsores trabajar a 1760 RPM, el motor será de 4 polos ya que:

$$\text{RPM} = \frac{120 \times f}{\text{No. de polos}} = \frac{120 \times 60}{4} = 1800$$

Pero como es motor de inducción, este número de revoluciones disminuye por deslizamiento.

Resumiendo, el equipo de bombeo consistirá de:

Un motor eléctrico vertical de flecha hueca, jaula de ardilla, servicio intemperie, de 100 HP, 3 Fases, 440 - volts, 4 polos 60 ciclos, 1760 RPM.

El cabezal de descarga de 24 1/2" x 10" con descarga superficial de 20.32 cm. (8") y con lubricador automático - de aceite.

Una columna completa lubricada por aceite, de 10 m. de longitud, con tubo de columna de 20.32 cm. (8"), tubo protector extra reforzado y flecha de línea de 4.28 cm. (1 11/16") de diámetro.

Un cuerpo de taxones modelo 12-CC-C compuesto de 6 pasos.

Un colador tipo canasta de acero galvanizado de 20.32 cm. (8") de diámetro..

Para asegurar un ininterrumpido bombeo, instalaremos dos equipos y los intercomunicaremos de la manera indicada en las figs. 19 y 20. Estas tuberías de intercomunicación-

Esc. 1:40

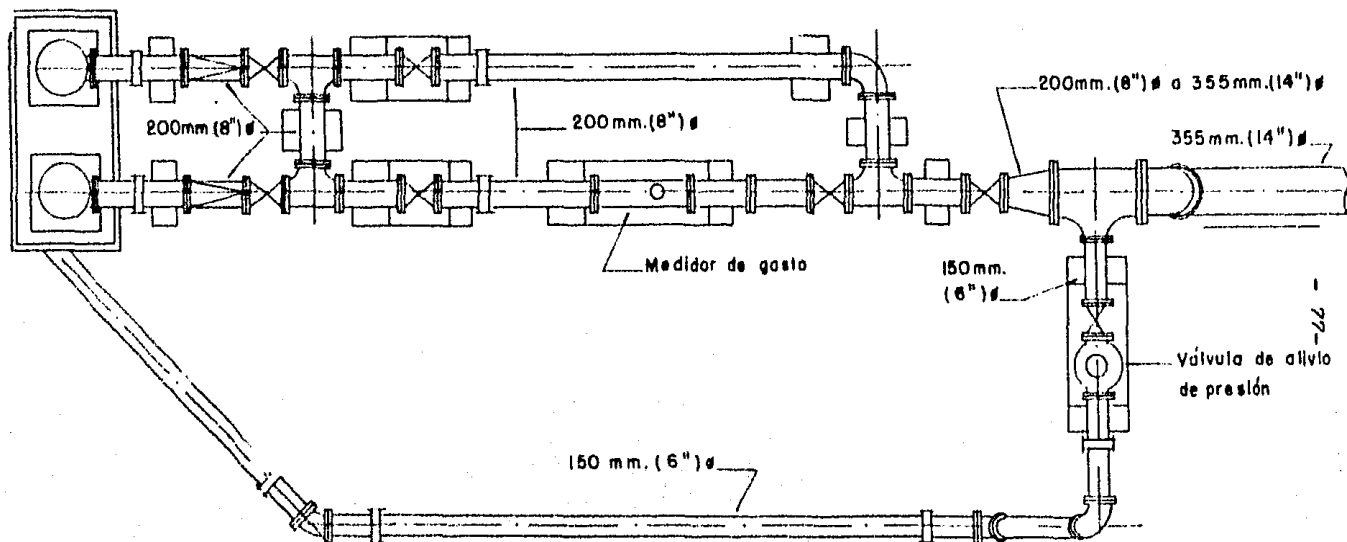


FIG. 19

Esc. 1:40

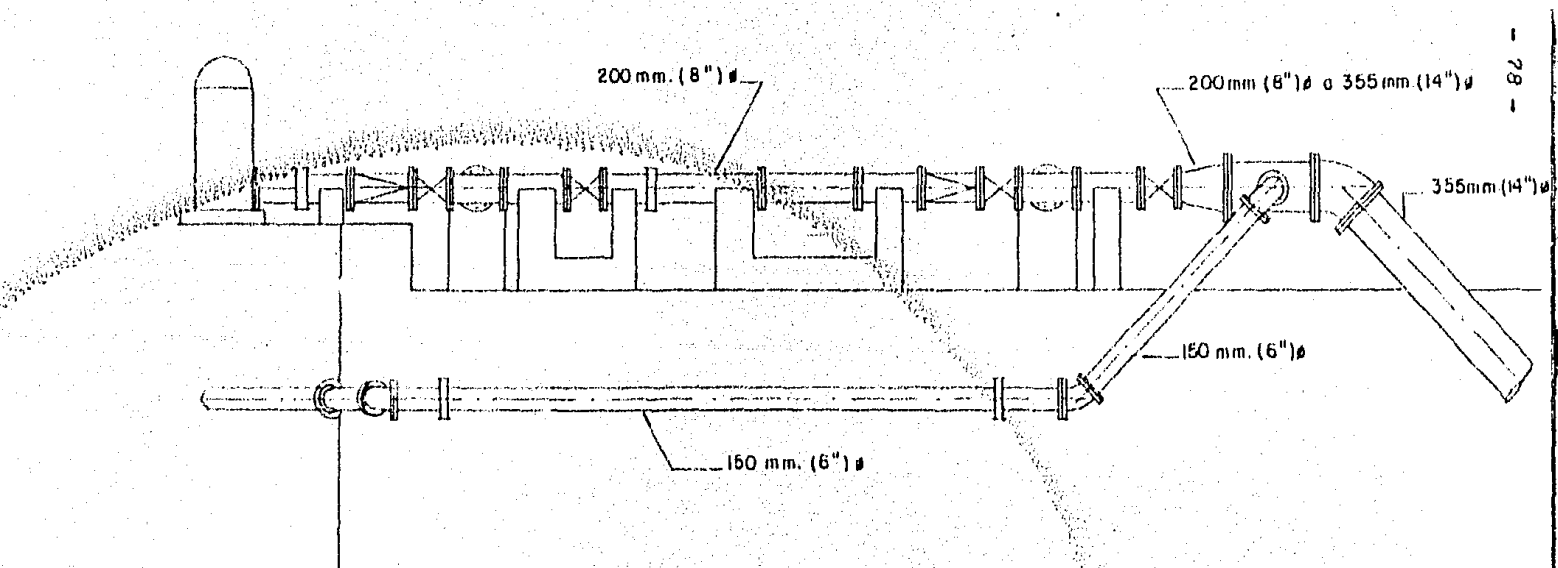


FIG. 20

de las bombas, serán de acero y las piezas especiales de fierro fundido. Además se instalarán 3 válvulas de no retorno -- (check), dos para proteger las bombas y una para proteger el medidor, 8 válvulas de compuerta para efectuar las interconexiones, un medidor de gasto para comprobar el funcionamiento de las bombas, una ampliación para conectar a la línea de conducción.

Una válvula de alivio de presión para proteger la tubería cuando la presión aumente al presentarse el golpe de ariete. Esta válvula deberá estar calibrada para abrirse -- cuando la presión en la tubería sobrepase los 10 kg./cm^2 . --- (100 m de columna de agua) y juntas Gibault para facilitar la expansión de las tuberías por aumento de temperatura y para -- facilitar el retiro de algún dispositivo que se descomponga. -- Un tramo de tubería de asbesto cemento para regresar al cárcmo el agua que pase por la válvula de alivio.

Esta instalación estará soportada por caballetes de concreto reforzado.

Pérdidas de carga en las instalaciones.

$$Q = 58.8 \text{ lts/seg.}$$

1.- Flecha con eje central; $\phi 8"$; $L=10 \text{ m}$; $n=0.013$. $h_f=0.31 \text{ m}$

Las siguientes piezas las transformamos a longitud equivalente:

2.- Codo de descarga del cabezal $\phi 8"$; $L_e = 600 \text{ m}$.

3.- Dos "Checks" $\phi 8"$ $L_e/\text{pieza} = 15.4$. $L_e = 30.80 \text{ m}$

4.- Cuatro válvulas $\phi 8"$ $L_e/\text{pieza} = 1.5 \text{ m}$. $L_e = 6.00 \text{ m}$

5.- Una $\overline{T}$ $\phi 8"$ $L_e/\text{pieza} = 0.76 \text{ m}$. $L_e = 0.76 \text{ m}$

6.- Dos $\overline{T}$ $\phi 8$ $L_e/\text{pieza} = 13.4 \text{ m}$. $L_e = 26.80 \text{ m}$

7.- Carretes y Extremidades $= 4.60 \text{ m}$
 $L = 74.96 \text{ m}$

$$\phi 8'' \quad L = 74.96 \text{ m}; n = 0.012 \quad \therefore \quad \underline{hf = 2.00 \text{ m.}}$$

8.- Una  $\phi 14''$ $Le/pieza = 1.32 \text{ m.} \quad \therefore \quad Le = 1.32 \text{ m}$

9.- Dos codos de 45° , $\phi 14''$, $Le/pieza = 5.6 \text{ m.} \quad \therefore \quad Le = \frac{11.20 \text{ m.}}{12.52 \text{ m.}}$

$$\phi 14'' \quad L = 12.52 \text{ m}, \quad n = 0.012 \quad \therefore \quad \underline{hf = 0.02 \text{ m.}}$$

10.- Medidor de gasto $\phi 8''$ $\underline{hf = 0.10 \text{ m.}}$

11.- Ampliación $8''$ a $14''$ $\underline{hf = 0.01 \text{ m.}}$

$$Hf \text{ total} = 0.31 + 2.00 + 0.02 + 0.10 + 0.01 = 2.44 \text{ m}$$

Habíamos supuesto 2.5 m.

VIII TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

El objeto principal del tanque de almacenamiento es compensar las entradas y las demandas, de tal manera que siempre haya suficiente agua a la presión adecuada en todos los puntos de la red de distribución.

También tiene por objeto almacenar agua para combatir incendios o para suplir agua en caso de otras emergencias, tales como interrupciones de la corriente eléctrica, descomposturas de los equipos, roturas en la línea etc.

CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO NECESARIO PARA COMPENSAR ENTRADAS Y DEMANDAS.

Como hemos anotado en el Capítulo IV; el consumo de agua en una población es muy variable en el transcurso del día, de la semana y de las estaciones del año.

La variación del consumo en el transcurso del día depende de:

- a).- Tipo de Población.
- b).- Horario de trabajo más común.
- c).- Costumbres.

El Banco Nacional Hipotecario, Urbano y de Obras Públicas, para poblaciones chicas de la República Mexicana, propone la siguiente ley de demandas, expresando el gasto de demanda como un % del Gasto Máximo Diario, o sea, del Gasto Medio Horario del día de máximo consumo, ya que las variaciones de los gastos de demanda a lo largo del día se consideran iguales todos los días del año.

La ley de variaciones es la siguiente:

Horas	DEMANDAS EN % DEL Q. MÁX. DIARIO.	Horas	DEMANDAS EN % DEL Q. MÁX. DIARIO.
0 - 1	45	12 - 13	120
1 - 2	45	13 - 14	140
2 - 3	45	14 - 15	140
3 - 4	45	15 - 16	130
4 - 5	45	16 - 17	130
5 - 6	60	17 - 18	120
6 - 7	90	18 - 19	100
7 - 8	135	19 - 20	100
8 - 9	150	20 - 21	90
9 - 10	150	21 - 22	90
10 - 11	150	22 - 23	80
11 - 12	140	23 - 24	60

Se bombeará durante las 24 horas ininterrumpidamente; por lo que el caudal de entrada al tanque será el ya -- calculado Gasto Máximo Diario:

$$Q \text{ Máx. Diario} = 58.8 \text{ lts./seg.}$$

Calculamos el volumen del tanque como compensador analíticamente en la tabla de la página siguiente:

En la columna (1) y (2) anotamos la ley de extracciones.

En la columna (3) anotamos el caudal de entrada que para nuestro caso de bombeo ininterrumpido durante las 24 horas del día corresponde al Q máx. diario.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Horas	% Q Máx. Diario.	Q Entrada (+)	Q extracción (-)	ΔQ	Volumen	Volumen Acumulado
0 - 1	45	58.8	26.5	+ 32.3	+ 116.3	+ 116.3
1 - 2	45	58.8	26.5	+ 32.3	+ 116.3	+ 232.6
2 - 3	45	58.8	26.5	+ 32.3	+ 116.3	+ 348.9
3 - 4	45	58.8	26.5	+ 32.3	+ 116.3	+ 465.2
4 - 5	45	58.8	26.5	+ 32.3	+ 116.3	+ 581.5
5 - 6	60	58.8	35.3	+ 23.5	+ 84.6	+ 666.1
6 - 7	90	58.8	52.9	+ 5.9	+ 21.2	+ 687.3
7 - 8	135	58.8	79.4	- 20.6	- 74.1	+ 613.2
8 - 9	150	58.8	88.2	- 29.4	- 105.8	+ 507.4
9 - 10	150	58.8	88.2	- 29.4	- 105.8	+ 401.6
10 - 11	150	58.8	88.2	- 29.4	- 105.8	+ 295.8
11 - 12	140	58.8	82.3	- 23.5	- 84.6	+ 211.2
12 - 13	120	58.8	70.5	- 11.7	- 42.1	+ 169.1
13 - 14	140	58.8	82.3	- 23.5	- 84.6	+ 84.5
14 - 15	140	58.8	82.3	- 23.5	- 84.6	- 0.1
15 - 16	130	58.8	76.4	- 17.6	- 63.3	- 63.4
16 - 17	130	58.8	76.4	- 17.6	- 63.3	- 126.7
17 - 18	120	58.8	70.5	- 11.7	- 42.1	- 168.8
18 - 19	100	58.8	58.8	0.0	0.0	- 168.8
19 - 20	100	58.8	58.8	0.0	0.0	- 168.8
20 - 21	90	58.8	52.9	+ 5.9	+ 21.2	- 147.6
21 - 22	90	58.8	52.9	+ 5.9	+ 21.2	- 126.4
22 - 23	80	58.8	47.0	+ 11.8	+ 42.4	- 84.0
23 - 24	60	58.8	35.3	+ 23.5	+ 84.0	- 0.0

En la columna (4), anotamos los gastos de extracción que obtenemos de la siguiente forma:

$$Q \text{ extracción} = Q_{\text{máx}} \text{ Diario} \times Q \text{ máx. Diario.}$$

$$\text{o sea: (4) = (2) \times (3)}$$

En la columna (5) anotamos ΔQ que es: $\Delta Q = Q \text{ entrada} - Q \text{ extracción.}$

Cuando $\Delta Q > 0$ indicará que ese gasto se está almacenando durante una hora; y si $\Delta Q < 0$ indicará que el tanque se está vaciando con ese gasto durante una hora.

En la columna (6) anotamos el volumen de agua que aumentó o disminuyó en el tanque durante esa hora; y lo calculamos:

$$V = \Delta Q \frac{3,600}{1,000} = 3.6 \Delta Q$$

es decir:

$$(6) = 3.6 \times (5)$$

3,600: Número de segundos de 1 hora; y dividimos entre 1 000 para dar el volumen en m^3 , ya que ΔQ está en litros/seg. A este volumen le damos el signo de su correspondiente ΔQ .

La columna (7); volúmenes acumulados, la obtenemos sumando algebraicamente los renglones de la columna (6) que estén arriba del renglón considerando incluyendolo a él

$$\text{Vol. Acum. } i = \sum_{1}^i \text{Vol. } i$$

El volumen que se necesitará almacenar para que el tanque sirva como compensador es la suma del máximo valor (+) con el máximo valor (-) de la columna (7).

$$\text{Volumen como compensador} = 687.3 + 168.8 = 856.1 m^3.$$

Cálculo del Volumen de Almacenamiento necesario para suministrar agua para combatir incendios.

Kutchiling propone:

$$Q = 44 \sqrt{P}$$

Q en litros/seg.

P en miles de habitantes.

$$\therefore Q = 44 \sqrt{26.5} = 226 \text{ lts./seg.}$$

La Asociación Nacional de Suscriptores de Compañías de Seguros, recomienda considerar una duración de 10 horas de incendio para poblaciones mayores de 2,500 habitantes, en tales condiciones tenemos:

$$\text{Volumen por incendio} = \frac{226 \times 3,600 \times 10}{1000} = 814 \text{ m}^3.$$

Dadas las condiciones económicas de nuestro país, y en especial la precaria economía de la población en estudio, no es posible proporcionar este volumen adicional de reserva.

Por lo que el volumen total del tanque de almacenamiento, lo calcularemos:

$$\text{Volumen total} = \frac{\text{Volumen como Compensador.}}{0.75}$$

$$\text{Volumen total} = \frac{856.1}{0.75} = 1141 \text{ m}^3.$$

El tanque existente de 150 m³. de capacidad presenta fugas en sus cámaras, fugas de tal magnitud, que para una reparación efectiva, habría que rehacer sus muros.

En tales condiciones proponemos construir un tanque de 1.200 m³. de capacidad y abandonar el existente.

El tanque propuesto se construirá en el terreno adyacente al actual ya que este es el sitio más elevado de la población.

Se nivelará y se compactará a la cota 161.00 m. sobre el nivel del mar, cota que será el desplante del tanque.

Este constará de dos cámaras de 600 m³. cada una - con sus respectivas tuberías de Entrada, Salida, Demasías y - Desague provistas de las válvulas necesarias para su eficaz - funcionamiento.

En la figura número 21 esquematizamos estas instalaciones.

Esc. 1:200

- 8' -

DE LA
CAPTACION

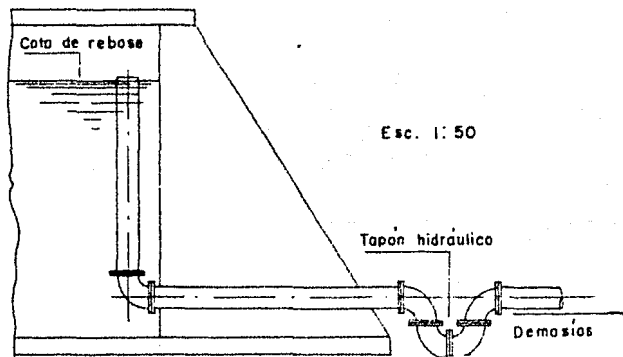
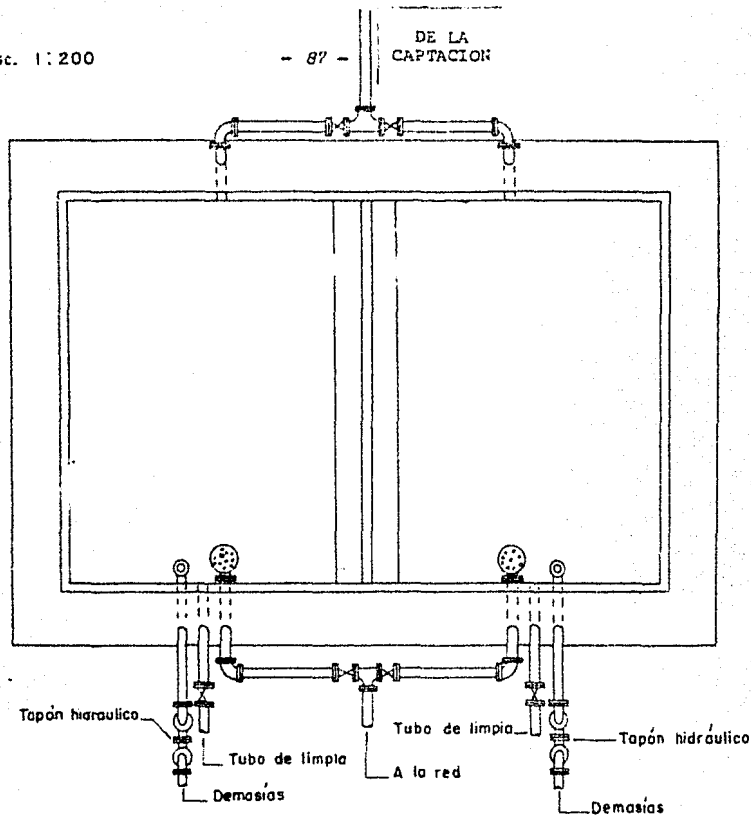


FIG. 21

IX RED DE DISTRIBUCION.

Habiendo elegido bombeo directo al tanque; nuestra red estará alimentada por gravedad. Distribuiremos el agua a la población mediante circuitos cerrados; cuatro de estos tendrán lados comunes y uno será independiente. Los diámetros de las tuberías de los circuitos con lados comunes serán de 150 mm. (6")-de diámetro como mínimo, aumentándose los diámetros en donde se haga necesario, tratando de que la velocidad del agua en las tuberías sea de 0.9 a 1.5 m./seg., y de que las pérdidas de carga por fricción sean de tal magnitud que a la hora de máxima demanda, la carga disponible en todos y cada uno de los puntos de la red sean suficientes para satisfacer las necesidades de los usuarios.

Cada uno de estos circuitos principales, alimentará a un emparrillado formado por tubería de 75 mm. (3") de diámetro, estas tuberías de relleno no se intercomunicarán entre sí, cruzándose a desnivel, por lo que cada tubería de 75 mm. (3") de diámetro, se alimentará por los extremos que irán conectados a los circuitos principales.

Este sistema biplanar tiene la ventaja de ahorrar una gran cantidad de piezas especiales de fierro fundido (cruces,

tes, extremidades, empaques de plomo, tornillos) y de Juntas -- Gibault. Además de que para efectuar reparaciones basta cerrar -- dos válvulas (las colocadas en la unión de la tubería de relleno con el circuito principal) dejándose sin servicio una sola línea en una longitud igual a la distancia entre las dos ramas del circuito principal; y en caso de que esta sea muy grande, se puede colocar una válvula intermedia; o sea que para el mismo número -- de válvulas colocadas en la red, en el sistema biplanar son mas cortos los tramos de tubería aislados y por consiguiente menor -- el número de usuarios que quedan sin servicio cuando haya que -- efectuar alguna reparación en la red.

Solo se conectarán entre sí las tuberías de relleno, cuando el trazo de las calles no permita cruces a desnivel -- o bién, si la tubería existente ya está interconectada.

Los circuitos principales se localizarán de tal manera que circuden a la población.

La red de distribución se proyectará de tal manera que la tubería existente sea aprovechada al máximo.

Para efectuar el cálculo hidráulico de la red consideramos una distribución uniforme de la población, de tal manera que dividiendo al Gasto Máximo Horario entre la longitud de la red, determinamos el gasto extraído en cada metro.

$$q = \frac{Q_{\text{max Horario}}}{L} = \frac{88.2}{35689} = 0.00248 \text{ lts/seg./m.}$$

Suponemos una cierta forma de circulación del agua en la red y elegimos arbitrariamente un punto de equilibrio. A partir de ese punto vamos calculando el "Q" que circula por cada tramo multiplicando el $q = 0.00248$ por la longitud de red que -- alimenta el tramo considerando. Con este Q y el diámetro propuesto calculamos la pérdida de carga con la fórmula de Manning. Para facilitar estos cálculos hacemos uso de gráficas o nomogramas. La tubería de proyecto será de Asbesto-Cemento por lo que usaremos una $n = 0.011$ y la tubería existente es de fierro fundido, por lo que para esta usaremos: $n = 0.013$

Si asignamos a un sentido de circulación del agua el signo (+) y signo (-) al sentido contrario; la suma de las -- pérdidas de carga en todos los tramos del circuito debe ser cero.

Como en general esto no sucede, sobre todo cuando como en nuestro caso hay dos o más circuitos con lados comunes, -- tenemos que proceder a modificar los Gastos de cada tramo hasta que $\sum H \approx 0$.

Para el cálculo de las correcciones del Q de cada tramo, utilizaremos el método de Hardy Cross modificado por el -- Sr. Ing. Carlos E. Ruiz Altuna de los Servicios Especiales de Sa-
lud Pública. Lima, Perú; Procedimiento que llama del Gasto Promedio y que a continuación justificamos:

El método comunmente usado según la formula (1)

$$Q = \frac{- \sum h}{n \sum \frac{h}{Q}} \quad (1)$$

Conduce al ajuste final no por la precisión de esta fórmula, que es matemáticamente aproximada para un solo circuito aislado, sino por la sistemática convergencia de las diferentes correcciones. A falta de una visión panorámica de las diferentes correcciones simultaneamente, el método de Hardy Cross y también la simplificación que se propone, progresa por etapas controladas.

Se propone una fórmula simplificada de la corrección del gasto que tiene mas en cuenta la aproximación progresiva de las correcciones que la precisión de una de ellas aisladamente, a cambio de ser de expresión mas sencilla.

Sea un circuito de "P" tramos, como el mostrado en la Fig. 22 por el que fluyen los caudales $Q_1, Q_2, \dots, Q_i, \dots, Q_p$ por los tramos 1, 2, ..., i, ..., p respectivamente.

Sea Q_0 un gasto constante ficticio que fluye por todos y cada uno de los "P" tramos del circuito.

Los gastos reales, y el gasto ficticio están relacionados de la siguiente manera:

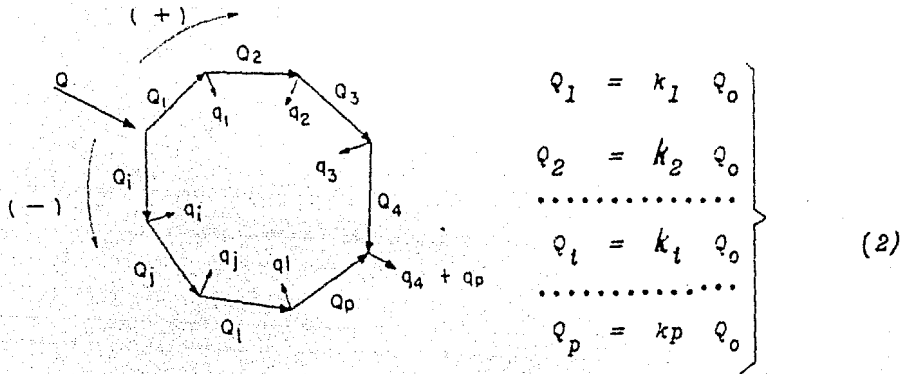


Fig. 22.

La pérdida de carga en una tubería de longitud - "L" por la que circula un caudal "Q" esta dada por la expresión general:

$$h = K L Q^n$$

En la que: $n = 2$ para la fórmula de Manning.
 $n = 1.85$ para la fórmula de Hazen & Williams.

Haciendo:

$$r = KL.$$

La expresión general se transforma en:

$$h = r Q^n \quad (3)$$

Teniendo en cuenta la expresión (3), las pérdidas de carga en cada tramo del circuito son:

$$\begin{aligned} h_1 &= r_1 Q_1^n = r_1 k_1^n Q_0^n \\ h_2 &= r_2 Q_2^n = r_2 k_2^n Q_0^n \\ \dots\dots\dots \\ -h_i &= -r_i Q_i^n = -r_i k_i^n Q_0^n \\ \dots\dots\dots \end{aligned}$$

$$-h_p = -r_p Q_p^n = -r_p k_p^n Q_o^n$$

Sumando miembro a miembro obtenemos:

$$\sum h = \sum r Q^n = Q_o^n (r_1 k_1^n + r_2 k_2^n + \dots - r_i k_i^n - \dots - r_p k_p^n)$$

Llamando "X" a la suma de los valores positivos, e "Y" a la suma de los valores negativos del paréntesis, tenemos:

$$\sum h = Q_o^n (X - Y)$$

Si el circuito está bien balanceado, es decir que las pérdidas de carga en la rama positiva son iguales (en valor absoluto) a las pérdidas de carga en la rama negativa se tiene:

$$\sum h = 0$$

y por consiguiente.

$$Q_o^n X = Q_o^n Y$$

Pero en general, en el primer tanteo tenemos:

$$\sum h \neq 0$$

Y por consiguiente:

$$Q_o^n X \neq Q_o^n Y$$

Supongamos que $\sum h^+ < \sum h^-$ y que el circuito queda balanceado aumentado un caudal correctivo ΔQ a todos y cada uno de los tramos de la rama positiva y disminuyendo ese mismo caudal a todo y cada uno de los tramos la rama negativa; en tales condiciones tenemos que se cumple la siguiente igualdad:

$$(Q_o + \Delta Q)^n X = (Q_o - \Delta Q)^n Y$$

Desarrollando en serie hasta el segundo término tenemos:

$$(Q_0^n + \Delta Q \ n Q_0^{n-1}) X = (Q_0^n - \Delta Q \ n Q_0^{n-1}) Y$$

$$\therefore Q_0^n (X - Y) + \Delta Q \ n Q_0^{n-1} (X + Y) = 0$$

$$\therefore \Delta Q = \frac{-Q_0^n (X - Y)}{n Q_0^{n-1} (X + Y)} \quad (4)$$

Hemos llamado:

$$\sum h^+ = Q_0^n X$$

$$\sum h^- = Q_0^n Y$$

Sumando y restando obtenemos:

$$\sum h^+ = \sum h^+ + \sum h^- = Q_0^n (X + Y) \therefore X + Y = \frac{\sum h^+}{Q_0^n}$$

$$\sum h^- = \sum h^+ - \sum h^- = Q_0^n (X - Y) \therefore X - Y = \frac{\sum h^-}{Q_0^n}$$

Substituyendo estos valores en la expresión (4) tenemos:

$$\Delta Q = \frac{-Q_0^n \frac{\sum h^-}{Q_0^n}}{n Q_0^{n-1} \frac{\sum h^+}{Q_0^n}} = \frac{-\sum h^-}{n \sum h^+} Q_0$$

$$\therefore \Delta Q = \frac{-\sum h^-}{n \sum h^+} Q_0 \quad (5)$$

Esta es la nueva fórmula de corrección de los gastos de cada tramo en función del gasto constante y ficticio cuyo valor vamos a determinar.

Sumando las expresiones (2) obtenemos:

$$\sum Q = Q_0 \sum k \quad (6)$$

El gasto promedio o media aritméticamente en cada tramo es:

$$Q' = \frac{\sum Q}{N}$$

N: Número de tramos del circuito

$$\therefore \sum Q = N Q' \quad (7)$$

$$(6) = (7)$$

$$Q_0 \sum k = N Q'$$

$$\therefore Q_0 = \frac{N}{\sum k} Q' \quad (8)$$

En las ecuaciones (2), llamando:

$$K = 1 + d$$

$$Q_1 = Q_0 k_1 = Q_0 (1 + d_1) = Q_0 + Q_0 d_1$$

$$Q_2 = Q_0 k_2 = Q_0 (1 + d_2) = Q_0 + Q_0 d_2$$

.....

$$Q_n = Q_0 k_n = Q_0 (1 + d_n) = Q_0 + Q_0 d_n$$

Sumando miembro a miembro tenemos:

$$\sum Q = Q_0 \sum k = N Q_0 + Q_0 \sum d \quad (9)$$

$$\therefore \sum k = N + \sum d$$

Los valores de "d" son positivos y negativos ya que son diferencias por exceso o por defecto respecto de Q_0 , y si los gastos reales en cada tramo del circuito son comparablemente mayores y menores que Q_0 ,

$$\sum d = 0$$

$$\therefore \sum k = N$$

$$\therefore N = 1$$

$$\sum k$$

y la ecuación (8) queda:

$$Q_0 = Q'$$

Por lo que en la ecuación (5) podemos substituir Q_0 por Q'

$$AQ = \frac{-\sum h}{\sum k} Q'$$

Que es la nueva fórmula simplificada de las correcciones del gasto.

ΔQ : Corrección del gasto para todos los tramos del circuito.

Σh : Suma algebraica de las pérdidas de carga.

$\Sigma h^{\#}$: Suma de los valores absolutos de las pérdidas de carga.

n : Exponente del gasto en las fórmulas de pérdida de carga.

$n = 2$ para Manning.

$n = 1.85$ para Hazen y Williams.

Q' : Gasto Promedio.

Si los gastos de todos los tramos son comparables al promedio aritmético, entonces el gasto promedio será:

$$Q_a' = \frac{\Sigma Q}{N}$$

El caso más general será cuando se presenten gastos mucho mayores, comparables, y mucho menores que el promedio aritmético.

Sean:

$Q_1, Q_2, \dots, Q_i$: Gastos mayores que Q_0 .

$Q_{i+1}, Q_{i+2}, \dots, Q_m$: Gastos comparables, mayores, iguales y menores que Q_0 .

$Q_{m+1}, Q_{m+2}, \dots, Q_w$: Gastos muy pequeños, próximos a cero.

De la ecuación (9) se tiene:

$$\Sigma Q = NQ_0 + Q_0 \Sigma d$$

$$\Sigma Q_i = i Q_0 + Q_0 \frac{1}{i} d = Q_0 \left(i + \frac{1}{i} d \right)$$

$$\Sigma Q_{m-i} = (m-i) Q_0 + Q_0 \frac{m}{i} d = Q_0 \left(m-i + \frac{m}{i} d \right)$$

$$\sum Q_{w-m} = (W-m) Q_0 + Q_0 \sum_{n=1}^W d = Q_0 (W-m - \sum_{n=1}^W d)$$

Sumando:

$$Q = Q_0 \left(\sum_{i=1}^1 d + \sum_{i=1}^m d + W - \sum_{n=1}^W d \right)$$

Este último término es negativo porque se refiere a los gastos menores que Q_0 , y además las "d" tienden a la unidad ya que:

$$Q = Q_0 (1 + d)$$

Por ser gasto muy pequeños:

$$Q \longrightarrow 0$$

$$\therefore Q_0 (1 + d) \longrightarrow 0$$

Pero $Q_0 = \text{Cte.}$

$$\therefore 1 + d \longrightarrow 0 \therefore d \longrightarrow 1$$

$\sum_{i=1}^m d = 0$; ya que se refiere a los gastos comparables a Q_0

$$\therefore \sum Q = Q_0 \left(\sum_{i=1}^1 d + W - \sum_{n=1}^W 1 \right)$$

$$\sum Q = Q_0 \left(\sum_{i=1}^1 d + W - (W - m) \right)$$

$$\sum Q = Q_0 \left(\sum_{i=1}^1 d + m \right)$$

Llamando gastos grandes a aquellos en que $d \geq 1$, en el límite inferior $d = 1$

$$\therefore \sum Q = Q_0 \left(\sum_{i=1}^1 1 + m \right)$$

$$\sum Q = Q_0 (1 + m)$$

$$\therefore Q_0 = \frac{\sum Q}{1 + m}$$

Pero como $Q_0 = Q'$,

$$Q' = \frac{\sum Q}{i + m}$$

Del análisis anterior y de esta expresión se observa que:

1.- Para el cálculo de Q' se desprecian los gastos muy pequeños comparados con el promedio.

2.- Debe aumentarse el número de tramos en una unidad por cada uno de los "i" gastos mayores que $2 Q'_n$

Analogamente en el caso de que hubiera "m" gastos comparables y "j" gastos mayores o iguales que el triple de Q'_n

$$\sum Q = Q_0 \left(\sum_1^j d + m \right)$$

Si $d \geq 2$, en el límite $d = 2$

$$\sum Q = Q_0 \left(\sum_1^j 2 + m \right)$$

$$\sum Q = Q_0 (2j + m)$$

$$\therefore Q_0 = \frac{\sum Q}{2j + m} = Q'$$

En este caso debe aumentarse el número de tramos en dos unidades por cada uno de los gastos "j" (mayores o iguales que $3 Q'_n$)

$$Q' = \frac{\sum Q}{i + 2j + m}$$

Regla para hallar el gasto Promedio:

1.- Sumar todos los gastos y dividir la suma entre el número de sumandos. Se despreciarán los gastos muy pequeños.

2.- Si existen gastos más grandes que $2 Q'$, se aumentará el divisor anterior en una unidad por cada gasto ma-

-por que el doble de Q' , dos unidades por cada gasto mayor que el triple etc., y hallar un nuevo valor del gasto promedio. Con este nuevo gasto promedio se calculará la corrección Q .

Estudio del funcionamiento hidráulico de la red por el método de Hardy Cross calculando las correcciones con el gasto promedio:

En el planote la población y una vez que se han localizado y numerado los circuitos procedemos a numerar los cruceros y a calcular los gastos por tramo.

Los cálculos se sistematizarán en tablas ocupando una página cada circuito.

En cada una de las tablas:

En la (1a.) columna se identificará el circuito en estudio.

Cuando el tramo en cuestión es común a dos circuitos, en la (2a.) columna se indicará el otro circuito al que es común el tramo.

En la (3a.) columna se identificará el tramo.

En la (4a.) columna se indica la longitud del tramo.

En la (5a.) columna se anotará el gasto que supusimos circula por el tramo en cuestión.

En la columna (6a.) se indica el diámetro de la tubería de ese tramo.

Mediante gráficas o monogramas (para efectuar con mayor rapidez los cálculos) determinamos las pérdidas de carga en cada tramo y lo anotamos en la columna (7).

Si $\sum h \neq 0$ procedemos a calcular la corrección del gasto por el método del gasto promedio y se anotarán en la columna (8).

Cuando el tramo sea común a dos circuitos; en la columna (9) se anotará la corrección calculada para el otro circuito pero con signo contrario.

En la columna (10) se anota el nuevo gasto Q_1 es decir, la suma algebraica del Q supuesto más las correcciones.

En la columna (11) se indica la nueva pérdida de carga obtenida con los gastos de la columna (10)

Si $\sum h \neq 0$ hay que corregir nuevamente el gasto Q_1 ; corrección que se anota en la columna (12).

En la columna (13) irá la corrección por circuito común.

En la columna (14) el nuevo $Q_2 = Q_1 + \text{correcciones}$.

En la columna (15) la nueva pérdida de carga calculada con los gastos de la columna (14).

Esta secuela se da por terminada cuando $\sum h \approx 0$; siendo aceptable $\sum h = 10\%$ de la menor $\sum h^+$ y $\sum h^-$.

En la columna (16) se anota la cota piezométrica de cada crucero, obtenida de restar a la cota piezométrica del crucero anterior, la pérdida de carga en el tramo.

En la columna (17) se anota la cota del terreno.

La columna (18), carga disponible; se obtiene restando le a la cota piezométrica, la cota del terreno.

Cálculo de la primera corrección:

CIRCUITO I.

$$\sum h = 2.05 - 3.05 = -1.00 \text{ (Permisible } \sum h = 0.205)$$

$$\sum h^+ = 2.05 + 3.05 = 5.10$$

$$\sum Q = 156.5$$

$$Q'_a = \frac{156.5}{20} = 7.83; 2 Q'_a = 15.65; \text{ Hay 4 gastos mayores}$$

$$\therefore Q' = \frac{156.5}{20+4} = \frac{156.5}{24} = 6.5$$

$$Q = \frac{156.5}{24} - \frac{1.00 \times 6.5}{2 \times 5.10} = + \frac{6.5}{10.2} = + 0.64$$

CIRCUITO II.

$$\begin{aligned}\Sigma h &= 7.30 - 9.35 = - 2.05 \quad (\text{Permisible: } \Sigma h = 0.73) \\ \Sigma h^* &= 7.30 + 9.35 = 16.65 \\ \Sigma Q &= 705.3 \\ Q' &= \frac{705.3}{33} = 21.4; 2Q' = 42.8; \text{ No hay gastos mayores.} \\ \Delta Q &= \frac{- 2.05 \pm 21.4}{2 \pm 16.65} = + \frac{43.87}{33.30} = + 1.31\end{aligned}$$

CIRCUITO III.

$$\begin{aligned}\Sigma h &= 6.30 - 5.40 = + 0.90 \quad (\text{Permisible } \Sigma h = 0.54) \\ \Sigma h^* &= 6.30 + 5.40 = 11.70 \\ \Sigma Q &= 433.6 \\ Q'_a &= \frac{433.6}{28} = 15.45; 2Q'_a = 30.9, \text{ Hay 7 gastos mayores.} \\ Q' &= \frac{433.6}{28 + 7} = \frac{433.6}{35} = 12.40 \\ \Delta Q &= \frac{0.90 \pm 12.40}{2 \pm 11.70} = - \frac{11.16}{23.46} = - 0.48\end{aligned}$$

CIRCUITO IV.

$$\begin{aligned}\Sigma h &= 4.60 - 2.77 = 1.83 \quad (\text{Permisible } \Sigma h = 0.277) \\ \Sigma h^* &= 4.60 + 2.77 = 7.37 \\ \Sigma Q &= 270.3 \\ Q'_a &= \frac{270.3}{24} = 11.4; 2Q'_a = 22.8, \text{ Hay 2 gastos mayores.} \\ Q' &= \frac{270.3}{24 + 2} = \frac{270.3}{26} = 10.5 \\ \Delta Q &= \frac{1.83 \pm 10.5}{2 \pm 10.5} = - \frac{19.21}{14.74} = - 1.30\end{aligned}$$

Cálculo de la segunda corrección de los gastos:

Las Σh de los circuitos I y II están dentro de lo permisible, pero por tener lados comunes con los circuitos III y IV -- cuyas Σh aún no están dentro de lo permisible, y a los que si es necesario hacerles otra corrección, se les hará otra corrección a -- los cuatro circuitos.

CIRCUITO I

$$\Sigma h = 2.51 - 2.67 = - 0.16 \quad (\text{Permissible: } \Sigma h = 0.251) \text{ Bien.}$$

$$\Sigma h^{\frac{1}{2}} = 2.51 + 2.67 = 5.18$$

$$\Sigma Q = 168.8$$

$$Q'_a = \frac{168.8}{22} = 7.65; 2Q' = 15.3; \text{ Hay 3 gastos mayores}$$

$$Q' = \frac{168.8}{25} = 6.7$$

$$\Delta Q = \frac{- 0.16 \times 6.7}{2 \times 5.18} = + 0.10$$

CIRCUITO II

$$\Sigma h = 8.83 - 8.58 = + 0.25 \quad (\text{permissible } \Sigma h = 0.858) \text{ Bien.}$$

$$\Sigma h^{\frac{1}{2}} = 8.83 + 8.58 = 17.41$$

$$\Sigma Q = 707.8$$

$$Q' = \frac{707.8}{33} = 21.4; 2Q' = 42.8; \text{ No hay mayores.}$$

$$\Delta Q = \frac{0.25 \times 21.4}{2 \times 17.41} = - 0.15$$

CIRCUITO III.

$$\Sigma h = 5.84 - 5.02 = + 0.82 \quad (\text{Permissible } \Sigma h = 0.502)$$

$$\Sigma h^{\frac{1}{2}} = 5.84 + 5.03 = 10.86$$

$$\Sigma Q = 416.3$$

$$Q'_a = \frac{416.3}{27} = 15.4; 2Q' = 30.8; \text{ Hay 7 gastos mayores.}$$

$$Q' = \frac{416.3}{34} = 12.2$$

$$\Delta Q = \frac{0.82 \times 12.2}{2 \times 10.86} = - 0.46$$

CIRCUITO IV.

$$\Sigma h = 4.00 - 3.47 = + 0.53 \quad (\text{Permissible } \Sigma h = 0.347)$$

$$\Sigma h^{\frac{1}{2}} = 4.00 + 3.47 = 7.47$$

$$\Sigma Q = 282.6$$

$$Q'_a = \frac{282.6}{26} = 10.8; 2Q'_a = 21.6; \text{ Hay 2 gastos mayores.}$$

$$Q' = \frac{282.6}{28} = 10.0$$

$$\Delta Q = - \frac{0.53 \pm 10}{2 \pm 7.47} = - 0.38$$

Los gastos obtenidos con esta segunda corrección originan pérdidas de carga que practicamente equilibran los circuitos.

Veamos:

$$\text{CIRCUITO I; } \Sigma h = 2.60 - 2.66 = - 0.06 ; \text{ Permisible } \Sigma h = 0.26$$

$$\text{CIRCUITO II; } \Sigma h = 8.62 - 8.52 = + 0.10 ; \text{ Permisible } \Sigma h = 0.85$$

$$\text{CIRCUITO III; } \Sigma h = 5.68 - 5.22 = + 0.46 ; \text{ Permisible } \Sigma h = 0.52$$

$$\text{CIRCUITO IV; } \Sigma h = 4.05 - 3.71 = + 0.34 ; \text{ Permisible } \Sigma h = 0.37$$

El circuito V es independiente y por ser pequeño el número de habitantes que servirá, pondremos tubería de 100 mm. (4") de diámetro.

$$\Sigma h = 2.00 - 1.28 = + 0.72 \quad (\text{Permisible } \Sigma h = 0.128)$$

$$\Sigma h^{\pi} = 2.00 + 1.28 = 3.28 \quad \Sigma Q = 49.3$$

$$Q^1 = \frac{49.3}{17} = 2.9 ; 2Q^1 = 5.8 ; \text{ No hay gastos mayores.}$$

$$\Delta Q = - \frac{0.72 \pm 2.9}{2 \pm 3.28} = - 0.32$$

Con los gastos corregidos obtenemos pérdidas de carga que equilibran el circuito.

$$\Sigma h = 1.64 - 1.63 = + 0.01 \quad (\text{Permesible } \Sigma h = 0.163)$$

A partir de estas pérdidas calculamos las cotas piezométricas teniendo presente que la cota de rebose del tan - que es 164.00 MSLM; y, posteriormente la carga disponible.

CIRCUITO	PROPIONER	TRAMO	LONGI- TUD(m)	Q l.p.s.	Ø	H (m)	CORRECCION		Q l.p.s.	H (m)	CORRECCION		Q l.p.s.	H (m)	C O T A S		CARGA DISPONIBLE
							q PROPIO	q COMUN			q PROPIO	q COMUN			PIEZOMETRICA	TERRENO	
I	II	4-3	132	7.713	6"	0.29	+ 0.64	- 1.31	7.103	0.28	+ 0.10	+ 0.16	7.713	0.29	155.05	93.60	61.16
I	II	3-2	135	6.688	6"	0.22	+ 0.64	- 1.31	6.018	0.20	+ 0.10	+ 0.16	6.688	0.21	154.76	92.40	62.15
I	II	2-1	135	5.588	6"	0.15	+ 0.64	- 1.31	4.918	0.14	+ 0.10	+ 0.16	5.588	0.15	154.40	91.03	63.37
I	II	1-23	70	10.058	6"	0.25	+ 0.64	---	10.648	0.30	+ 0.10	---	11.218	0.32	154.08	90.50	63.58
I	II	23-22	135	8.470	6"	0.25	+ 0.64	---	9.310	0.16	+ 0.10	---	9.830	0.16	153.63	91.00	62.63
I	II	22-21	73	8.131	6"	0.17	+ 0.64	---	8.777	0.22	+ 0.10	---	9.291	0.23	153.40	90.36	63.04
I	II	21-20	72	7.140	6"	0.13	+ 0.64	---	7.780	0.18	+ 0.10	---	8.300	0.18	153.22	89.90	63.32
I	II	20-19	74	5.964	6"	0.10	+ 0.64	---	6.609	0.13	+ 0.10	---	7.129	0.14	153.08	89.61	63.22
I	II	19-18	136	5.460	6"	0.15	+ 0.64	---	6.090	0.20	+ 0.10	---	6.610	0.21	152.87	89.10	63.77
I	II	18-17	71	4.866	6"	0.06	+ 0.64	---	5.506	0.09	+ 0.10	---	6.026	0.09	152.78	89.00	63.78
I	II	17-16	74	4.107	6"	0.05	+ 0.64	---	4.747	0.07	+ 0.10	---	5.267	0.07	152.71	89.90	63.81
I	II	16-15	83	3.412	6"	0.04	+ 0.64	---	4.112	0.06	+ 0.10	---	4.632	0.06	152.65	89.10	63.61
I	II	15-14	52	3.192	6"	0.02	+ 0.64	---	3.832	0.03	+ 0.10	---	4.352	0.03	152.62	89.10	63.22
I	II	14-13	135	2.879	6"	0.04	+ 0.64	---	3.519	0.07	+ 0.10	---	4.036	0.07	152.55	89.30	64.25
I	II	13-12	12	2.644	6"	0.02	+ 0.64	---	3.184	0.04	+ 0.10	---	3.704	0.04	152.51	90.20	62.51
I	II	12-11	135	1.656	6"	0.01	+ 0.64	---	2.296	0.03	+ 0.10	---	2.816	0.04	152.47	90.00	62.47
I	II	11-10	72	1.023	6"	---	+ 0.64	---	1.663	0.01	+ 0.10	---	2.183	0.01	152.46	91.29	61.17
I	II	10-9	133	0.332	6"	---	+ 0.64	---	0.972	0.01	+ 0.10	---	1.492	0.01	152.45	90.80	61.65
						Σ 8.06				Σ 2.57				Σ 7.60			
I	II	4-5	74	16.058	6"	0.84	+ 0.64	---	17.418	0.76	+ 0.10	---	16.836	0.75	155.05	92.07	62.23
I	II	5-6	75	17.559	6"	0.83	+ 0.64	---	16.919	0.73	+ 0.10	---	16.309	0.73	154.30	92.10	62.47
I	II	6-7	74	16.756	6"	0.76	+ 0.64	---	16.116	0.62	+ 0.10	---	16.596	0.63	152.94	91.23	61.71
I	II	7-8	71	15.380	6"	0.62	+ 0.64	---	15.340	0.56	+ 0.10	---	14.820	0.55	152.39	91.40	60.99
I	II	8-9	96	0.531	6"	---	+ 0.64	---	+ 0.103	---	+ 0.10	---	+ 0.623	---	152.39	90.80	61.59
				Σ 16.193	Σ 7"	Σ 3.05		Σ 2.9	Σ 16.85	Σ 7.67			Σ 16.36				
						Σ 11.20	Σ 11"	Σ 1.00		Σ 11"	Σ 0.16		Σ 11"	Σ 0.15			
						Σ 5.10				Σ 5.18							

CIRCUITO	TRANO	LONGI- TUD (m)	O			H			CORRECCION			Q			H			CORRECCION			Q			H			CORRECCION			C O T A S			CARGA
			1 p.s	2	3	(m)	4 PROPIO	5 COMUN	1 p.s	(m)	6 PROPIO	7 COMUN	1 p.s	(m)	8 PROPIO	9 COMUN	1 p.s	(m)	10 PROPIO	11 COMUN	1 p.s	(m)	12 PROPIO	13 COMUN	1 p.s	(m)	14 PROPIO	15 COMUN	16 PROPIO	17 COMUN	18 PROPIO	19 COMUN	
II	IV	41-40	50	34.914	8°	0.47	+ 1.31	+ 1.30	31.524	0.54	- 0.15	+ 0.36	27.784	0.55	- 0.15	162.92	162.37	141.50	20.87														
II	IV	40-38	60	22.604	8°	0.23	+ 1.31	---	23.519	0.26	- 0.15	---	23.764	0.25	- 0.15	162.12	134.60	27.52	---														
II	IV	38-37	132	22.259	8°	0.50	+ 1.31	---	23.569	0.56	- 0.15	---	23.419	0.55	- 0.15	161.57	119.40	42.17	---														
II	IV	37-36	135	21.418	8°	0.47	+ 1.31	---	22.131	0.53	- 0.15	---	22.578	0.52	- 0.15	161.05	126.80	34.25	---														
II	IV	36-35	34	80.024	8°	0.40	+ 1.31	---	21.334	0.46	- 0.15	---	21.184	0.46	- 0.15	160.59	122.40	38.19	---														
II	IV	35-34	13	18.637	8°	0.19	+ 1.31	---	19.987	0.22	- 0.15	---	19.837	0.21	- 0.15	160.38	131.80	28.58	---														
II	IV	34-33	13	17.614	8°	0.17	+ 1.31	---	18.524	0.21	- 0.15	---	18.374	0.20	- 0.15	160.18	127.40	32.18	---														
II	IV	33-32	80	16.339	6°	0.78	+ 1.31	---	17.649	0.88	- 0.15	---	17.499	0.87	- 0.15	159.31	118.00	41.31	---														
II	IV	32-31	12	15.114	6°	0.60	+ 1.31	---	16.424	0.70	- 0.15	---	16.274	0.69	- 0.15	158.61	100.30	58.31	---														
II	IV	31-30	132	13.722	6°	0.88	+ 1.31	---	15.032	1.10	- 0.15	---	14.882	1.06	- 0.15	157.86	113.70	43.85	---														
II	IV	30-29	135	12.870	6°	0.80	+ 1.31	---	14.180	1.00	- 0.15	---	14.030	0.99	- 0.15	156.58	94.50	63.06	---														
II	IV	29-28	134	12.004	6°	0.66	+ 1.31	---	13.314	0.86	- 0.15	---	13.164	0.83	- 0.15	155.75	92.80	62.95	---														
II	IV	28-27	65	11.458	6°	0.31	+ 1.31	---	12.814	0.38	- 0.15	---	12.658	0.36	- 0.15	155.39	90.60	64.34	---														
II	IV	27-26	127	9.117	6°	0.41	+ 1.31	---	10.927	0.51	- 0.15	---	10.777	0.50	- 0.15	154.89	88.60	66.34	---														
II	IV	26-25	70	9.165	6°	0.20	+ 1.31	---	10.463	0.28	- 0.15	---	10.313	0.27	- 0.15	154.62	88.29	66.33	---														
II	IV	25-24	74	8.365	6°	0.14	+ 1.31	---	8.613	0.20	- 0.15	---	8.463	0.19	- 0.15	154.43	90.03	64.40	---														
II	IV	24-1	89	5.238	6°	0.09	+ 1.31	---	6.588	0.14	- 0.15	---	6.438	0.13	- 0.15	154.30	91.03	63.27	---														
																			Σ 1.30			Σ 2.11			Σ 5.62								
II	III	41-42	165	38.245	10°	0.60	+ 1.31	+ 0.48	36.455	0.46	- 0.15	+ 0.46	36.145	0.45	- 0.15	162.92	162.47	117.80	44.67														
II	III	42-43	102	35.850	8°	0.98	+ 1.31	+ 0.48	34.060	0.88	- 0.15	+ 0.46	33.760	0.86	- 0.15	161.71	99.75	61.86	---														
II	III	43-44	134	36.591	8°	1.25	+ 1.31	+ 0.48	33.841	1.18	- 0.15	+ 0.46	33.491	1.16	- 0.15	160.46	99.81	60.64	---														
II	III	44-45	120	38.265	8°	1.13	+ 1.31	+ 0.48	32.475	1.03	- 0.15	+ 0.46	33.165	0.95	- 0.15	159.80	98.30	61.20	---														
II	III	45-46	74	34.120	8°	0.66	+ 1.31	+ 0.48	32.356	0.61	- 0.15	+ 0.46	32.020	0.57	- 0.15	158.93	94.95	63.98	---														
II	III	46-47	62	33.310	8°	0.64	+ 1.31	+ 0.48	31.483	0.60	- 0.15	+ 0.46	31.179	0.61	- 0.15	158.32	94.00	64.32	---														
II	IV	47-48	132	31.221	8°	0.98	+ 1.31	---	29.021	0.92	- 0.15	---	30.021	0.92	- 0.15	157.40	94.00	63.40	---														
II	IV	48-49	100	30.693	8°	0.36	+ 1.31	---	28.383	0.33	- 0.15	---	28.533	0.33	- 0.15	157.07	93.50	63.57	---														
II	IV	49-50	104	30.085	8°	0.81	+ 1.31	---	27.745	0.51	- 0.15	---	28.845	0.54	- 0.15	156.53	92.40	64.13	---														
II	IV	50-51	70	29.041	8°	0.45	+ 1.31	---	27.731	0.40	- 0.15	---	27.841	0.40	- 0.15	156.13	92.00	64.13	---														
II	IV	51-52	70	28.407	8°	0.45	+ 1.31	---	27.177	0.40	- 0.15	---	27.327	0.41	- 0.15	155.72	91.80	63.92	---														
II	IV	52-53	60	26.982	8°	0.36	+ 1.31	---	25.272	0.31	- 0.15	---	25.422	0.32	- 0.15	155.40	92.00	63.40	---														
II	IV	53-54	71	26.751	8°	0.36	+ 1.31	---	25.121	0.33	- 0.15	---	25.271	0.35	- 0.15	155.05	92.80	62.19	---														
II	I	4-3	132	7.713	6°	0.29	+ 1.31	- 1.06	7.523	0.28	- 0.15	- 0.10	7.713	0.29	- 0.15	154.76	93.60	61.16	---														
II	I	3-2	135	6.481	6°	0.22	+ 1.31	- 1.06	6.331	0.20	- 0.15	- 0.10	6.481	0.21	- 0.15	154.55	92.40	62.15	---														
II	I	2-1	135	5.238	6°	0.15	+ 1.31	- 1.06	5.331	0.14	- 0.15	- 0.10	5.588	0.15	- 0.15	154.40	91.03	63.37	---														
																			Σ 2.32			Σ 5.58			Σ 10.04								
																			Σ 10.04			Σ 20.11			Σ 40.22								
																			Σ 20.11			Σ 40.22			Σ 80.44								
																			Σ 40.22			Σ 80.44			Σ 160.88								
																			Σ 80.44			Σ 160.88			Σ 321.76								
																			Σ 160.88			Σ 321.76			Σ 643.52								
																			Σ 321.76			Σ 643.52			Σ 1287.04								
																			Σ 643.52			Σ 1287.04			Σ 2574.08								
																			Σ 1287.04			Σ 2574.08			Σ 5148.16								
																			Σ 2574.08			Σ 5148.16			Σ 10296.32								
																			Σ 5148.16			Σ 10296.32			Σ 20592.64								
																			Σ 10296.32			Σ 20592.64			Σ 41185.28								
																			Σ 20592.64			Σ 41185.28			Σ 82370.56								
																			Σ 41185.28			Σ 82370.56			Σ 164741.12								
																			Σ 82370.56			Σ 164741.12			Σ 329482.24								
																			Σ 164741.12			Σ 329482.24			Σ 658964.48								
																			Σ 329482.24			Σ 658964.48			Σ 1317928.96								
																			Σ 658964.48			Σ 1317928.96			Σ 2635857.92								
																			Σ 1317928.96			Σ 2635857.92			Σ 5271715.84								
																			Σ 2635857.92			Σ 5271715.84			Σ 10543431.68								
																			Σ 5271715.84			Σ 10543431.68			Σ 21086863.36								
																			Σ 10543431.68			Σ 21086863.36			Σ 42173726.72								
																			Σ 21086863.36			Σ 42173726.72			Σ 84347453.44								
																			Σ 42173726.72			Σ 84347453.44			Σ 168694906.88								
																			Σ 84347453.44			Σ 168694906.88			Σ 337389813.76								
																			Σ 168694906.88			Σ 337389813.76			Σ 674779627.52								
																			Σ 337389813.76			Σ 674779627.52			Σ 1349559255.04								
																			Σ 674779627.52			Σ 1349559255.04			Σ 2699118510.08								
																			Σ 1349559255.04			Σ 2699118510.08			Σ 5398237020.16								
																			Σ 2699118510.08			Σ 5398237020.16			Σ 10796474040.32								
																			Σ 5398237020.16			Σ 10796474040.32			Σ 21592948080.64								
																			Σ 10796474040.32			Σ 21592948080.64			Σ 43185896161.28								
																			Σ 21592948080.64			Σ 43185896161.28			Σ 86371792322.56								
																			Σ 43185896161.28			Σ 86371792322.56			Σ 172743584645.12								
																			Σ 86371792322.56			Σ 172743584645.12			Σ 345487169290.24								
																			Σ 172743584645.12			Σ 345487169290.24			Σ 690974338580.48								
																			Σ 345487169290.24			Σ 690974338580.48			Σ 1381948677160.96								
																			Σ 690974338580.48			Σ 1381948677160.96			Σ 2763897354321.92								
																			Σ 1381948677160.96			Σ 2763897354321.92			Σ 5527794708643.84								
																			Σ 2763897354321.92			Σ 5527794708643.84			Σ 11055589417287.68								
																			Σ 5527794708643.84			Σ 11055589417287.68			Σ 22111178834575.36								
																			Σ 11055589417287.68			Σ 22111178834575.36			Σ 44222357669150.72								
																			Σ 22111178834575.36			Σ 44222357669150.72			Σ 88444715338301.44								
																			Σ 44222357669150.72			Σ 88444715338301.44			Σ 176889430676602.88								
																			Σ 88444715338301.44			Σ 176889430676602.88			Σ 353778861353205.76								
																			Σ 176889430676602.88			Σ 353778861353205.76			Σ 707557722706411.52								
																			Σ 353778861353205.76			Σ 707557722706411.52			Σ 1415115445412823.04								
																			Σ 707557722706411.52			Σ 1415115445412823.04			Σ 2830230890825646.08								
																			Σ 1415115445412823.04			Σ 2830230890825646.08			Σ 5660461781651292.16								
																			Σ 2830230890825646.08			Σ 5660461781651292.16			Σ 11320923563302584.32								
																			Σ 5660461781651292.16			Σ 11320923563302584.32			Σ 22641847126605168.64								
																			Σ 11320923563302584.32			Σ 22641847126605168.64			Σ 45283694253210337.28								
																			Σ 22641847126605168.64			Σ 45283694253210337.28			Σ 90567388506420674.56								
																			Σ 45283694253210337.28			Σ 90567388506420674.56			Σ 181134777012841349.12								
																			Σ 90567388506420674.56			Σ 181134777012841349.12			Σ 362269554025682698.24								
																			Σ 181134777012841349.12			Σ 362269554025682698.24			Σ 724539108051365396.48								
																			Σ 362269554025682698.24			Σ 724539108051365396.48			Σ 1449078216102730792.96								
																			Σ 724539108051365396.48			Σ 1449078216102730792.96			Σ 2898156432205461585.92								
																			Σ 1449078216102730792.96			Σ 2898156432205461585.92			Σ 5796312864410923171.84								
																			Σ 2898156432205461585.92			Σ 5796312864410923171.84			Σ 11592625728821846343.68								
																			Σ 5796312864410923171.84			Σ 11592625728821846343.68			Σ 23185251457643692687.36								
																			Σ 11592625728821846343.68			Σ 23185251457643692687.36			Σ 46370502915287385374.72								

CIRCUITO		TRANO	LONGI- TUD (m)	Q I. p. s.	H (m)	CORRECCION		Q I. p. s.	H (m)	CORRECCION		Q I. p. s.	H (m)	C O T A S		CARGA	
PROP.	COMUN					q PROPIO	q COMUN			q PROPIO	q COMUN			PIEZOMETRICA	TERRENO	DISPONIBLE	
TANQUE																	
III	IV	54-41	92	33.169	10°	1.10	- 0.48	+ 1.30	32.339	1.08	- 0.46	+ 0.38	32.269	1.08	164.00		
III	IV	41-42	156	30.248	10°	0.80	- 0.48	- 1.31	36.468	0.46	- 0.46	+ 0.15	36.148	0.45	162.92	154.20	8.72
III	IV	42-43	102	35.880	8°	0.98	- 0.48	- 1.31	34.060	0.88	- 0.46	+ 0.15	33.380	0.86	162.47	117.80	44.67
III	IV	43-44	134	35.593	8°	1.25	- 0.48	- 1.31	33.803	1.18	- 0.46	+ 0.15	33.493	1.16	161.61	99.15	61.86
III	IV	44-45	120	35.268	8°	1.13	- 0.48	- 1.31	33.410	1.03	- 0.46	+ 0.15	33.165	0.95	160.45	99.81	60.64
III	IV	45-46	74	34.120	8°	0.66	- 0.48	- 1.31	32.330	0.61	- 0.46	+ 0.15	32.020	0.57	159.93	94.95	63.98
III	IV	46-47	82	33.294	8°	0.64	- 0.48	- 1.31	31.429	0.60	- 0.46	+ 0.15	31.179	0.61	158.32	94.00	64.32
III	IV	47-73	88	1.845	6°	0.01	- 0.48		1.365		- 0.46		0.905		158.32	95.00	63.32
III	IV	73-76	294	1.672	6°	0.03	- 0.48		1.032		- 0.46		0.632		158.32	95.10	63.22
III	IV	76-75	143	0.358	6°		- 0.48		- 0.145		- 0.46		- 0.605		158.32	97.40	60.92
Z = 5.50																	
TANQUE																	
III	IV	54-55	65	15.817	6°	0.06	- 0.48	+ 1.30	14.491	0.49	- 0.46	+ 0.38	14.559	0.49	164.00		
III	IV	55-57	296	13.864	6°	2.00	- 0.48	+ 1.30	13.144	1.85	- 0.46	+ 0.38	13.224	1.85	163.51	153.20	10.31
III	IV	57-58	84	12.004	6°	0.43	- 0.48	+ 1.30	11.164	0.26	- 0.46	+ 0.38	11.264	0.37	161.66	144.80	16.86
III	IV	58-59	77	10.806	6°	0.31	- 0.48	+ 1.30	9.986	0.28	- 0.46	+ 0.38	10.066	0.29	161.29	142.60	17.69
III	IV	59-60	138	10.285	6°	0.34	- 0.48	+ 1.30	9.468	0.44	- 0.46	+ 0.38	9.540	0.44	161.00	141.49	19.51
III	IV	60-61	50	9.361	6°	0.16	- 0.48	+ 1.30	8.541	0.13	- 0.46	+ 0.38	8.621	0.13	160.56	116.18	44.38
III	IV	61-62	54	8.140	6°	0.15	- 0.48	+ 1.30	7.925	0.12	- 0.46	+ 0.38	8.005	0.13	160.43	117.06	43.37
III	IV	62-63	42	8.313	6°	0.11	- 0.48	+ 1.30	7.443	0.08	- 0.46	+ 0.38	7.523	0.08	160.30	110.50	49.80
III	IV	63-64	73	6.008	6°	0.15	- 0.48	+ 1.30	6.108	0.10	- 0.46	+ 0.38	6.268	0.12	160.22	106.40	51.82
III	IV	64-65	88	7.616	6°	0.19	- 0.48	+ 1.30	6.106	0.15	- 0.46	+ 0.38	6.276	0.15	160.10	106.40	53.70
III	IV	65-66	133	6.359	6°	0.19	- 0.48		6.831	0.23	- 0.46		6.876	0.25	159.95	104.86	55.09
III	IV	66-67	70	6.073	6°	0.09	- 0.48		6.110	0.12	- 0.46		6.249	0.13	159.70	104.80	54.90
III	IV	67-68	81	5.693	6°	0.10	- 0.48		6.173	0.12	- 0.46		6.333	0.13	159.69	104.80	55.57
III	IV	68-69	128	5.172	6°	0.13	- 0.48		5.632	0.15	- 0.46		6.112	0.17	159.44	103.30	56.14
III	IV	69-70	79	4.560	6°	0.06	- 0.48		5.060	0.09	- 0.46		5.620	0.09	159.21	104.20	55.07
III	IV	70-71	20	4.332	6°	0.01	- 0.48		4.812	0.02	- 0.46		5.212	0.02	159.16	103.60	55.58
III	IV	71-72	400	4.003	6°	0.14	- 0.48		4.482	0.18	- 0.46		4.942	0.22	159.16	104.60	54.56
III	IV	72-73	210	3.793	6°	0.13	- 0.48		3.233	0.11	- 0.46		3.733	0.13	158.94	104.33	54.77
III	IV	73-74	143	1.333	6°	0.01	- 0.48		1.813	0.02	- 0.46		2.293	0.03	158.81	104.76	50.03
III	IV	74-75	150	0.353	6°		- 0.48		0.803		- 0.46		1.263		158.78	105.10	62.68
Z = 5.50																	
Z = 4.635																	
Z = 5.02																	
Z = 5.22																	
Z = 4.96																	
Z = 4.110																	
Z = 4.66																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	
Z = 4.36																	

CIRCUITO PROF. COMUN	TRAMO	LONGI- TUD (m)	Q		H (m)	CORRECCION		Q	H (m)	CORRECCION		Q	H (m)	C O T A S		CARGA DISPONIBLE		
			l. p. s.	U		q PROPIO	q COMUN			l. p. s.	U			q PROPIO	q COMUN		l. p. s.	U
IV	III	TANQUE																
IV	III	54-55	65	18.317	6"	0.56	- 1.30	+ 0.48	14.471	0.14	- 0.38	+ 0.46	14.554	0.49	164.00	163.51	153.20	10.31
IV	III	55-57	296	13.964	6"	2.00	- 1.30	+ 0.48	13.144	1.85	- 0.38	+ 0.46	13.224	1.85	161.56	161.56	144.80	16.86
IV	III	57-51	84	12.004	6"	0.43	- 1.30	+ 0.48	11.184	0.30	- 0.38	+ 0.46	11.264	0.31	161.24	161.24	143.60	17.64
IV	III	58-59	77	10.806	6"	0.31	- 1.30	+ 0.48	9.916	0.24	- 0.38	+ 0.46	10.000	0.24	161.00	161.00	141.49	19.51
IV	III	59-60	138	10.245	6"	0.54	- 1.30	+ 0.48	9.465	0.44	- 0.38	+ 0.46	9.545	0.44	160.56	160.56	116.18	44.38
IV	III	60-61	50	9.345	6"	0.16	- 1.30	+ 0.48	8.545	0.13	- 0.38	+ 0.46	8.621	0.13	160.43	160.43	112.06	48.37
IV	III	61-62	54	8.745	6"	0.15	- 1.30	+ 0.48	7.925	0.12	- 0.38	+ 0.46	8.005	0.13	160.30	160.30	110.50	49.80
IV	III	62-63	42	8.313	6"	0.11	- 1.30	+ 0.48	7.493	0.08	- 0.38	+ 0.46	7.573	0.08	160.22	160.22	108.40	51.82
IV	III	63-64	62	8.008	6"	0.15	- 1.30	+ 0.48	7.188	0.10	- 0.38	+ 0.46	7.268	0.12	160.10	160.10	106.40	53.10
IV	III	64-65	88	7.616	6"	0.19	- 1.30	+ 0.48	6.796	0.15	- 0.38	+ 0.46	6.876	0.15	159.95	159.95	104.86	55.09
IV	III	65-78	100	0.888	6"	---	- 1.30	---	- 0.416	---	- 0.38	---	- 0.496	---	159.95	159.95	111.00	48.95
IV	III	78-79	45	0.362	6"	---	- 1.30	---	- 0.938	---	- 0.38	---	- 1.318	---	159.95	159.95	116.40	43.55
IV	III	79-80	71	0.176	6"	---	- 1.30	---	- 1.124	---	- 0.38	---	- 1.514	---	159.95	159.95	120.20	39.75
						Σ = 4.60												
IV	III	TANQUE																
IV	III	54-53	92	73.159	10"	1.10	- 1.30	+ 0.48	72.339	1.08	- 0.38	+ 0.46	72.259	1.08	162.92	162.92	154.20	8.72
IV	III	53-40	50	34.111	8"	0.47	- 1.30	- 1.31	33.524	0.54	- 0.38	+ 0.46	33.754	0.55	162.92	162.92	141.80	20.81
IV	III	40-92	82	10.741	8"	0.35	- 1.30	---	12.041	0.42	- 0.38	---	12.424	0.45	161.97	161.97	146.80	15.12
IV	III	92-91	77	7.114	6"	0.14	- 1.30	---	6.419	0.20	- 0.38	---	6.749	0.21	161.71	161.71	150.00	11.71
IV	III	91-70	72	6.712	6"	0.12	- 1.30	---	6.015	0.17	- 0.38	---	6.342	0.19	161.52	161.52	137.40	24.12
IV	III	70-64	80	6.334	6"	0.12	- 1.30	---	5.631	0.11	- 0.38	---	5.714	0.20	161.32	161.32	140.10	21.22
IV	III	64-58	240	3.640	6"	0.28	- 1.30	---	3.140	0.40	- 0.38	---	3.320	0.45	160.84	160.84	123.00	33.81
IV	III	58-57	77	4.832	6"	0.06	- 1.30	---	6.124	0.11	- 0.38	---	6.507	0.12	160.75	160.75	113.20	47.55
IV	III	57-56	53	4.322	6"	0.03	- 1.30	---	5.622	0.06	- 1.31	---	6.002	0.01	160.66	160.66	109.20	51.48
IV	III	56-55	121	3.644	6"	0.06	- 1.30	---	4.924	0.10	- 0.38	---	5.304	0.13	160.55	160.55	108.60	51.95
IV	III	55-54	26	3.045	6"	---	- 1.30	---	4.376	0.02	- 0.38	---	4.756	0.02	160.53	160.53	111.20	50.33
IV	III	54-53	247	3.586	6"	0.06	- 1.30	---	3.948	0.14	- 0.38	---	4.305	0.18	160.35	160.35	125.60	34.35
IV	III	53-52	58	1.128	6"	---	- 1.30	---	2.728	0.02	- 0.38	---	3.108	0.02	160.33	160.33	123.20	37.13
IV	III	52-51	40	1.185	6"	---	- 1.30	---	2.489	0.01	- 0.38	---	2.869	0.01	160.32	160.32	118.20	42.12
IV	III	51-50	156	0.626	6"	---	- 1.30	---	1.926	0.02	- 0.38	---	2.306	0.03	160.29	160.29	120.20	40.04
			Σ = 270.33			Σ = 2.11			Σ = 21.64				Σ = 3.11					
			N = 24						N = 21									
						ΣH = 1.83			ΣH = 10.53				ΣH = 10.37					
						ΣH = 7.37			ΣH = 7.47									

CIRCUITO		TRANO	LONGI- TUD (m)	Q l.p.s.	H (m)	CORRECCION		Q l.p.s.	H (m)	CORRECCION		Q l.p.s.	H (m)	C O T A S		CARGA DISPONIBLE
PROP.	COMUN.					q PROPIO	q COMUN			q PROPIO	q COMUN			PIEZOMETRICA	TERRENO	
99																
V	---	99-100	50	5.465	4"	0.47	- 0.32	---	5.165	0.41	---	---	---	148.14	---	---
V	---	100-101	60	5.115	4"	0.40	- 0.32	---	4.758	0.35	---	---	---	148.72	91.80	55.92
V	---	101-102	40	4.770	4"	0.29	- 0.32	---	4.455	0.25	---	---	---	147.37	91.40	55.97
V	---	102-103	53	5.815	4"	0.24	- 0.32	---	5.493	0.21	---	---	---	147.12	91.24	55.88
V	---	103-104	72	5.272	4"	0.11	- 0.32	---	5.162	0.12	---	---	---	146.91	91.20	55.71
V	---	104-105	61	5.161	4"	0.11	- 0.32	---	4.851	0.07	---	---	---	146.79	91.30	55.49
V	---	105-106	63	5.217	4"	0.09	- 0.32	---	4.958	0.06	---	---	---	146.10	91.01	55.70
V	---	106-107	105	5.173	4"	0.16	- 0.32	---	4.858	0.10	---	---	---	146.64	91.10	56.24
V	---	107-108	69	5.610	4"	0.05	- 0.32	---	5.290	0.05	---	---	---	146.54	92.00	54.54
V	---	108-109	73	5.120	4"	0.03	- 0.32	---	5.800	0.01	---	---	---	146.51	91.00	57.51
V	---	109-110	32	0.716	4"	---	- 0.32	---	0.896	---	---	---	---	146.50	91.10	46.90
V	---	110-111	44	0.104	4"	---	- 0.32	---	-0.211	---	---	---	---	146.55	91.00	46.90
														146.50	104.20	42.30
99																
V	---	99-118	118	4.320	4"	0.61	- 0.32	---	4.640	0.82	---	---	---	148.14	---	---
V	---	118-119	79	3.148	4"	0.25	- 0.32	---	3.468	0.31	---	---	---	147.32	91.80	52.52
V	---	119-120	45	2.823	4"	0.16	- 0.32	---	3.143	0.15	---	---	---	147.01	110.10	36.91
V	---	120-121	5	2.322	4"	0.13	- 0.32	---	2.454	0.18	---	---	---	146.86	112.80	34.06
V	---	121-122	51	1.547	4"	0.06	- 0.32	---	2.213	0.08	---	---	---	146.66	107.40	39.26
V	---	122-123	54	1.547	4"	0.04	- 0.32	---	1.671	0.06	---	---	---	146.11	113.00	29.60
V	---	123-124	48	1.147	4"	0.02	- 0.32	---	1.453	0.03	---	---	---	146.54	121.00	19.54
V	---	124-125	44	0.384	4"	---	- 0.32	---	0.419	---	---	---	---	146.51	113.10	26.76
														146.51	104.20	42.31
Z=49.311 H=17																
Z=10.112 Z=3.226																
I/H = + 0.01																
B																
V	---	8-93	82	15.243	6"	0.10	---	---	---	---	---	---	---	162.39	91.40	60.99
V	---	93-95	73	14.815	6"	0.11	---	---	---	---	---	---	---	151.69	90.80	60.89
V	---	95-96	183	13.274	6"	1.51	---	---	---	---	---	---	---	151.03	91.16	59.91
V	---	96-97	233	11.910	6"	1.35	---	---	---	---	---	---	---	149.83	91.66	58.21
V	---	97-98	64	10.528	6"	0.26	---	---	---	---	---	---	---	148.52	91.16	57.36
V	---	98-99	32	10.245	6"	0.12	---	---	---	---	---	---	---	148.24	---	---
														146.14	92.00	56.14

I. PRESUPUESTO.

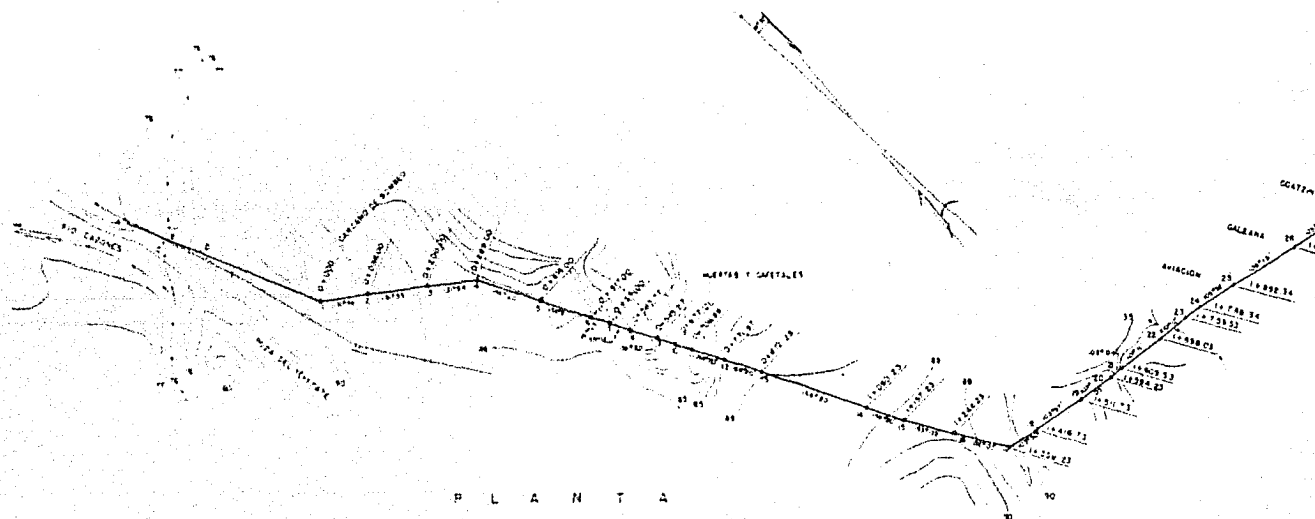
Part.	CONCEPTO.	Cant.	Unid.	Precio U.	IMPORTT.
	1.- CAPTACION.				
1.1	Excavación en material clase I, de zanjas hasta de 8.00 m. de profundidad.	1770	m3.	14.80	26 196.00
1.2	Excavación en material clase I, de zanjas hasta de 10.00 m. de profundidad.	1740	m3.	17.10	29 754.00
1.3	Excavación en material clase I, de zanjas hasta de 12.00 m. de profundidad.	250	m3.	19.50	4 875.00
1.4	Incremento por excavación en agua.	3090	m3.	5.65	17 458.50
1.5	Bombeo de achique.	600	hora	25.57	15 342.00
1.6	Ademe cerrado de madera.	3130	m2.	21.55	67 451.50
1.7	Suministro de tubería de concreto de 50.8 cm. (20") Ø.	390	m.	52.20	20 358.00
1.8	Instalación de tubería de concreto de 50.8 cm. (20") Ø.	390	m.	16.75	6 532.50
1.9	Relleno de zanjas a volteo.	3750	m3.	3.35	12 562.50
1.10	Cárcamo de bombeo.	1	lote	75 000.00	75 000.00
				SUMA:	275 530.00
	2.- EQUIPO DE BOMBEO.				
2.1	Equipo Hidráulico	2	lote	55 500.00	111 000.00
2.2	Equipo Eléctrico	1	lote	39 800.00	39 800.00
2.3	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 200 mm. - (8") Ø.	6	Valv.	2 132.20	12 793.20
2.4	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 150 mm. - (6") Ø.	1	Valv.	1 266.00	1 266.00
2.5	Suministro e instalación de válvulas de no retorno (Check) de 200 mm. (8") Ø.	3	Valv.	3 328.00	9 984.00

Part.	DESCRIPCION	Cant.	Unid.	Precio U.	IMPORTE.
2.6	Suministro e instalación de válvulas de alivio de presión de 150 mm. (6") ϕ .	1	Válv.	9 615.00	9 615.00
2.7	Medidor de caudal de 200 mm. (8") ϕ .	1	Med.	12 000.00	12 000.00
2.8	Suministro e instalación de Juntas Dresser de 200 mm. (8") ϕ .	4	Junta	312.50	1 250.00
2.9	Suministro e instalación de Juntas Gibault de 350 mm. (14") ϕ .	3	Junta	210.10	630.30
2.10	Suministro e instalación de Juntas Gibault de 150 mm. (6") ϕ .	4	Junta	53.50	214.00
2.11	Suministro e instalación de piezas especiales de fierro fundido.	1200	Kg.	4.97	5 964.00
2.12	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A-10 de 150 mm. (6") ϕ .	8	m.	47.65	381.20
2.13	Suministro, elaboración e instalación de piezas especiales de acero.	1	lote	10 100.00	10 100.00
2.14	Bases de concreto.	1	lote	1 800.00	1 800.00
				SUMA:	216 797.70
3.- LINEA DE BOMBEO.					
3.1	Excavación en material clase II.	4083	m3.	9.75	39 809.25
3.2	Instalación de tubería de A.C. clase A-10 de 355 mm. (14") ϕ .	3490	m.	12.20	42 578.00
3.3	Relleno de ranjas compactado.	2021	m3.	8.35	17 042.35
3.4	Relleno de ranjas a volteo.	2042	m3.	3.35	6 780.40
3.5	Suministro de tubería de A.C. de 355 mm. (14") ϕ .	3490	m.	191.50	668 335.00
3.6	Tubería de acero de 355 mm. (14") ϕ .	78	m.	540.00	42 120.00

Part.	CONCEPTO.	Cant.	Unid.	Precio U.	IMPORTE.
3.7	Juntas Dresser de 355 mm. (14")- Ø.	8	Juntas	537.50	3 225.00
3.8	Atraques de concreto.	2.5	m3.	204.00	510.00
3.9	Suministro e instalación de pie- zas especiales de f.f.c/b	3100	kg.	4.97	15 407.00
3.10	Suministro e instalación de vál- vulas de expulsión de aire con - caja de protección.	3	Válv.	2 500.00	7 500.00
				SUMA:	843 307.00
	<u>4.- REGULARIZACION.</u>				
4.1	Tanque superficial de mampostería de piedra de dos cámaras, con lo- sa de piso y techo de concreto de 1200 m3. de capacidad.	1	Tanque	205 000.00	205 000.00
4.2	Suministro e instalación de vál- vulas de compuerta 250 mm. (10") Ø.	4	Válv.	3 605.00	14 422.40
4.3	Suministro e instalación de vál- vulas de compuerta de 150 mm. (6") Ø.	2	Válv.	1 266.00	2 532.00
4.4	Suministro e instalación de pie- zas especiales de f.f. c/b.	4200	kg.	4.97	20 874.00
				SUMA:	242 828.40
	<u>5.- DISTRIBUCION.</u>				
5.1	Ruptura de pavimento de concreto simple.	14	m2.	40.00	560.00
5.2	Reposición de pavimento de con- creto simple.	89	m2.	34.25	3 046.25
5.3	Ruptura de pavimento asfáltico.	10	m3.	25.50	255.00
5.4	Reposición de pavimento asfálti- co.	130	m2.	23.50	3 055.00
5.5.	Excavación en material clase I, de ranjas hasta de 2.00 m. de profundidad.	5190	m3.	8.15	42 298.50

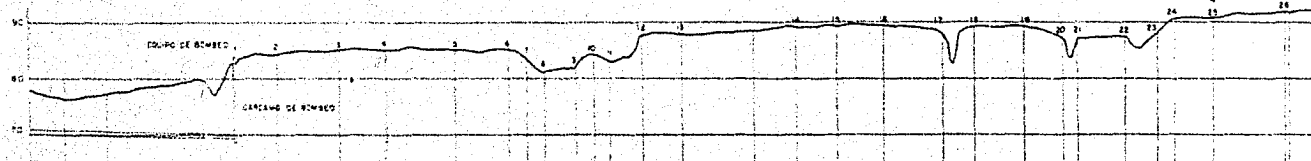
Part.	CONCEPTO.	Cant.	Unid.	Precio Unid.	IMPORTE.
5.6	Excavación en material clase II, de zanjas hasta de 2.00 m. de profundidad.	12975	m3.	9.75	126 506.25
5.7	Excavación en material clase III, de zanjas hasta de 2.00 m. de profundidad.	7785	m3.	41.60	323 856.00
5.8	Relleno de zanjas apisonado.	8540	m3.	10.15	86 681.00
5.9	Relleno de zanjas a volteo.	17040	m3.	3.35	57 084.00
5.10	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A-7 de 250 mm. (10") Ø.	250	m.	79.92	19 980.00
5.11	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A/7 de 200 mm. (8") Ø.	1230	m.	53.44	65 731.20
5.12	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A-7 de 150 mm. (6") Ø.	7790	m.	37.98	295 864.20
5.13	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A-7 de 100 mm. (4") Ø.	1200	m.	27.30	32 760.00
5.14	Suministro e instalación de tubería de A.C. clase A-7 de 75 mm. (3") Ø.	21760	m.	23.25	505 920.00
5.15	Suministro e instalación de piezas especiales de f.f. c/b incluyendo Juntas Gibault, Empeques y tornillos.	29650	kg.	4.97	147 360.50
5.16	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 250 mm. (10") Ø.	2	Válv.	3 605.60	7 211.20
5.17	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 200 mm. (8") Ø.	2	Válv.	2 132.00	4 264.00
5.18	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 150 mm. (6") Ø.	15	Válv.	1 266.00	18 990.00
5.19	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 100 mm. (4") Ø.	3	Válv.	741.70	2 225.10

Part.	concepto.	Cant.	Unid.	Precio U.	IMPORTE.
5.20	Suministro e instalación de válvulas de compuerta de 75 mm. (3") ø.	153	Válv.	578.80	88 556.40
5.21	Cajas para operación de válvulas con marco, contramarco y tapa.	1	lote	100 000.00	100 000.00
5.22	Suministro e instalación de tomas domiciliarias de cobre flexible y cobre rígido de 12.7 mm. (1/2") ø	1000	Toma	248.82	248 820.00
5.23	Suministro de medidores tipo turbina para toma domiciliaria de 12.7 mm. (1/2") ø	1000	Med.	160.00	160 000.00
5.24	Fabricación y colado de concreto simple de f'c = 90 kg./cm ² . para atraques.	6	m ³ .	219.00	1 314.00
				SUMA:	2 342 340.60
RESUMEN.					
1.	CAPTACION.....				275 530.00
2.	EQUIPO DE BOMBEO.....				216 797.70
3.	LINEA DE CONDUCCION.....				343 307.00
4.	REGULARIZACION.....				242 828.40
5.	DISTRIBUCION.....				2 342 340.00
6.	FLETES.....				85 000.00
				SUMA.	4 005 803.10
	Administración e imprevistos (10%).				400 580.31
				TOTAL.	\$4 406 383.41
EL PRESENTE PRESUPUESTO IMPORTA LA CANTIDAD DE: \$ 4 406 383.41 (CUATRO MILLONES, CUATROCIENTOS- SEIS MIL TRES CIENTOS OCHENTA Y TRES PESOS 41/100).					



P L A N T A

ESC. 1:4000



ESTACION	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
COTA DE TERRENO	72.5	73.5	74.5	75.5	76.5	77.5	78.5	79.5	80.5	81.5	82.5	83.5	84.5	85.5	86.5	87.5	88.5	89.5	90.5	91.5	92.5	93.5	94.5	95.5	96.5	97.5	98.5	99.5	
DISTANCIA PARCIAL	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	
DISTANCIA AL ORIGEN	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	

P E R F I L

HOR. 1:4000
 ESCALAS
 VER 1:400

