

ARCHIVO

DE LA

ESCUELA DE INGENIEROS

CORRESPONDIENTE AL No. 217

XXXV AÑO ESCOLAR



CONTIENE:

Cursos seguidos en la Escuela por el alumno
Don Enrique Carter, para optar el título
de Ingeniero de Construcciones Civiles

AÑO 1911

PROYECTO

DE

HIDRAULICA URBANA

POR

ENRIQUE CATER

MEMORIA

1911

PROYECTO

DE

HIDRAULICA URBANA

1911

... 0 ...

PROYECTO

DE

HIDRAULICA URBANA

..... 0

Para dotar de agua potable una población de 30000 almas se encuentra á corta distancia un rio y tambien una serie de puquios de nivel de agua variable.

El rio dista 600 m, tiene abundante agua su nivel de estiaje es 11 m. inferior al punto más bajo de la población; sus aguas son impuras y contaminadas con los desperdicios de varios pueblos grandes que se encuentran á poca distancia de la ciudad por abastecer.

Los manantiales son surgentes sólo en tiempo de aguas subterranas y su nivel de estiaje queda á 9 m. más profundo que el terreno. La distancia media de dicha ciudad es de 1600 m, y el desnivel entre suburbio y puquio es de 25 m.

En tiempo de abundancia los manantiales dán el agua suficiente para la población actual, pero solo la mitad del consumo durante el estiaje subterranas. Pero puede conseguirse toda la necesaria mediante obras de captación.

La ciudad tiene una extensión de 1500 m. en la dirección de los manantiales ó sea de norte á sur y de 1 km. de Este á Oeste con un declive de 1/2% en éste último sentido.

Se requiere formular el proyecto de la obra que debe ejecutarse y que consistirá en la discusión del sistema adoptado, la memoria descriptiva fundada en las razones y cálculos necesarios del presupuesto y metrado; del plano general á la escala de 1/4000 con el perfil longitudinal acotado y de los planos de detalle de alguna de las obras de arte á escala 1/50 y el perfil piezométrico de la cañeria madre y de la cañeria de distribución que conduce al barrio más alto que tenga la población.

En la resolución de éste proyecto voy á seguir el programa siguiente:

- 1 .- Distribución de la población en la ciudad;
- 2 .- Geología del terreno;
- 3 .- Calidad del agua;
- 4 .- Cantidad del agua;
- 5 .- Soluciones que se pueden presentar para dotar de agua á la ciudad y elección de la más conveniente;
- 6 .- Captación de las aguas subterráneas;
- 7 .- Pozo filtrante;
- 8 .- Reservorio de distribución;
- 9 .- Distribución del agua;
- 10 .- Aparatos accesorios;
- 11 .- Consideraciones generales sobre la solución adoptada;
- 12 .- Presupuestos.

... 0 ...

- DISTRIBUCION DE LA POBLACION EN LA CIUDAD -

La ciudad además de satisfacer á las condiciones fijadas tiene la disposición siguiente: Tomando como base la parte irregular del plano que constituye la antigua población, la ciudad se ha extendido hacia el sur por medio de avenidas que corren en esta dirección y cruzadas por calles y avenidas en sentido Este á Oeste. En los barrios antiguos, por consiguiente donde se hallan establecidas las pequeñas fábricas que puede tener una población relativamente pequeña y donde se halla el comercio en general en una palabra es el barrio comercial de la ciudad.

La parte comprendida entre la avenida principal y la avenida transversal está ocupada por los obreros de las fábricas, etc, es decir que es el barrio obrero. De la avenida transversal al sur está ocupada por la clase media y la acaudalada, ocupando la primera la parte situada de la avenida principal al este y la segunda de la avenida principal

al Oeste.

De manera que las 30000 almas de la población las podemos dividir así: 10000 obreros, 8500 de la clase media, 7000 habitantes en el barrio comercial y 4500 en los barrios de la gente acomodada.

- GEOLOGIA DEL TERRENO -

(Lámina 1)

La superficie sobre la cual considero que se encuentran los puquios, la he supuesto que es, como se vé en el plano general, una parte llana y cuya constitución es la siguiente: Una capa de terreno vegetal rico en arcilla se encuentra colocada sobre un terreno aluvionario que descansa á su vez sobre una gruesa capa de terreno impermeable.

Esta capa impermeable ha sufrido en dicho punto un levantamiento que ha traído como consecuencia una disminución en el espesor del terreno permeable y que por consiguiente las aguas subterráneas en tiempo de abundancia de ella, es decir, cuando el espesor de la capa acuifera es considerable, al encontrarse con una depresión de la capa permeable tiene que dar lugar á un afloramiento en dicho lugar, afloramiento que por otra parte solo dura tres meses ó sea el tiempo de abundancia pues el regimen de las aguas se verifica de la siguiente manera: 3 meses de estiaje, 3 meses de crecimiento para tomar el nivel máximo, 3 meses de abundancia y por último 3 meses para volver á tomar el nivel de estiaje.

- CALIDAD DEL AGUA -

Para que una agua sea potable es necesario que satisfaga á ciertas condiciones como son: la temperatura, limpidez, olor, sabor, tener ciertos gases y sales en disolución, no contener materias sólidas ni orgánicas en suspensión y ausencia de microbios. Estas cualidades deben estar sujetas á las proporciones siguientes: Temperatura igual á la temperatura media del lugar; limpidez, aunque la limpidez completa no existe ni aún en el agua filtrada se admite que una agua sea limpia cuando un objeto de color blanco y

de 1 decímetro cuadrado de superficie se percibe claramente á 50 cms. de profundidad, la limpidez depende de la cantidad de materia sólidas en suspensión las cuales deben estar en la proporción de 1/40000; en cuanto al olor y sabor deben ser completamente inodoras y sin sabor; gases en disolución, según Boussingault una agua potable debe tener de 20 á 25 cms³ de gas disuelto por litro; sales en disolución, hoy se admite que una buena agua debe contener de 150 á 500 miligramos por litro; materias orgánicas, según el Comité Consultivo de Francia se admite como buena una agua que contenga unos 16 miligramos por litro; microbios, sólo deben existir de 50 á 500 bacterias por cm³, no entrando en éste número los elementos patógenos que deben ser eliminados por completo; y por último debe tener de 15 á 30 grados hidrotimétricos.

Examinando las aguas de las dos fuentes de que podemos disponer para proveer de agua á la población veamos cual satisface mejor á las condiciones anotadas.

Sometiendo estas aguas á los analisis químico y bacteriológico y al examen microscópico han dado los siguientes resultados:

	agua de los puquios	agua del rio
Grado hidrotimétrico	21	67
Despues de la ebullición	7	16
cloro por litro	24 miligramos	130
Acido Sulfúrico por litro	12 "	85
Materias orgánicas "	1,15 "	6,5
Productos volátiles "	18	88
Bacteria por cm ³ .	2350	153000

Por éste resultado se vé que conforme á la clasificación de las aguas adoptada por el Comité Consultivo de higiene de Francia, el agua de los puquios es potable y el agua del rio mala, débese esto á que éste rio, como se sabe, ha servido ya á otras ciudades no muy distantes y que por consiguiente no ha tenido tiempo para purificarse.

- CANTIDAD DEL AGUA -

Es un problema bastante indeterminado indicar á priori la cantidad que se necesita para dotar de agua á una población, dependiendo ésta indeterminación del clima, la época, circunstancias locales, costumbres de los habitantes, desarrollo de sus industrias, ect.

Así tenemos por ejemplo, que mientras algunas ciudades como Roma y Grenoble gastan 1000 litros por habitante y por día; Washington, Chicago y New York entre 500 y 300 litros; otras como Londres, París, Buenos Aires gastan entre 200 y 130 litros; hay otras como Berlín, Miza, Leipzig y Trieste cuyo gasto varia entre 80 y 20 litros.

Para mi proyecto he escogido 230 litros por habitante y por día, adaptándome á la escala de M. Manning (Bechman página 88). Esta dotación si bien puede parecer á primera vista un poco exagerada está calculada de manera que al cabo de 40 años cuando la población llegue á 45000 habitantes, suponiendo que crezca el 1% anual según la fórmula del interés compuesto, tenga una dotación de 153 litros por habitante y por día; esto en el caso de que no se quiera efectuar ningun trabajo de ensanchamiento de las obras. B

Bajo ésta base de 230 litros por habitante y por día necesito un total de 6 900,000 litros diarios para sus distribución en la ciudad.

- SOLUCIONES QUE SE PUEDEN PRESENTAR -

Vamos á examinar ahora tanto las soluciones que se pueden presentar como la que más nos conviene.

Como tenemos un rio con agua suficiente todo el año y unos puquios que si en tiempo de aguas subterraneeas nos daría el agua suficiente en tiempo de estiaje sólo nos daría la mitad del agua necesaria veamos cuantas soluciones se le pueden dar.

A .- Tomar el agua del rio del punto N cuyo nivel de estiaje se halla 9 m. más bajo que el punto D de la población.

B .- Tomar el agua del rio de un punto que diste 5 km. del punto N donde el nivel de estiaje del rio se halle á 25 m. sobre el punto D es decir, que se halle en las mismas

condiciones que los puquios.

C .- tomar el agua de los puquios.

D .- tomar el agua de los puquios y del rio.

Ahora veamos las obras que habria que ejecutar al adoptar cualquiera de éstas cuatro soluciones:

A .- en éste caso tendríamos que instalar un aparato que nos elevara el agua unos 20 m. mínimo, tender una cañeria de 1500 m., construir tanques de decantamiento, ^{claro} de filtración, un depósito de distribución y una cañeria madre de unos 650 m. de S á D .

B .- Aquí tendríamos que construir una toma de agua, tanques de decantamiento y filtración, depósito de distribución y unos 6 km. de cañeria madre.

C .- Al adoptar esta solución se construiria ya sea galerias filtrantes con pozos de acceso ó pozos filtrantes, un depósito de distribución y 1600 m. de cañeria madre, pero hemos adoptado los pozos por ser más usados en la actualidad y más económicos.

D .- en este caso, suponiendo el mejor de los casos posibles ó sea aquél ~~en que no haya~~ en que no haya necesidad de emplear bombas, habria que construir una toma de agua, tanques de decantamiento y filtración para el agua del rio, una toma para el agua de los puquios con tanques de decantamiento, un depósito de distribución y unos 3000 m. de cañeria madre descompuestos asi: 1600 m. de los puquios á D y unos 1400 m. del rio á los puquios.

El cuadro adjunto nos dá una comparación entre las obras que habria que ejecutar en cada una de las soluciones:

Solución A	Solución B	Solución C	Solución D
Bomba para elevar el agua 20 m. toma de agua 2 Tomas de agua
Tanques de decantamiento	Tanques de decantamiento.....	Tanques de decantamiento.
ranque de filtración	ranques de filtración pozo de filtración.	ranques de filtración
depósito de distribución	depósito de distribución.	Depósito de distribución. madre	depósito de distribución.
Cañería madre 2150 m.	Cañería madre 6000 m.	Cañería/1600 m.	Cañería madre 3000 m.

Como se vé basta una simple mirada para convencerse de la bondad de la solución C que á la economía de la construcción une la mejor calidad de las aguas pues es sabido, que siempre se prefieren las aguas subterráneas á las que corren por la superficie del terreno.

- CAPTACION DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS -

Por lo dicho anteriormente se ha visto que lo más conveniente es aprovechar el agua de los puquios, pero como sabemos que esta solo es suficiente en tiempo de aguas subterránea es necesario ejecutar ciertos trabajos de captación para que el agua sea abundante en todo tiempo.

se presentan dos soluciones, á saber: Captación de las aguas por medio de galerías filtrantes y pozos de acceso y captación por medio de pozos de filtración. examinemos ambas soluciones.

es un hecho conocido hoy que los pozos de filtración reemplazan con ventaja á las galerías filtrantes por las razones siguientes: la.- la filtración en las galerías no es

proporcional á su longitud como indica la teoria; muchas son las causas que intervienen para dar lugar á esta alteración como son: que los terrenos son por lo general desigualmente permeables en toda la longitud de la galeria, además se necesitan terrenos desprovistos de limo y compuestos unicamente de grava y arena fina en una palabra se necesitan terrenos especiales que no siempre se encuentran. 2º.- Como el factor principal es el gasto, tenemos que en la época de estiaje como la galeria corre casi horizontal el rendimiento disminuye de una manera considerable de manera que para tener un gasto uniforme habria que colocar la galeria á una gran profundidad.

En cambio los pozos son de un rendimiento superior y más uniforme.

Esto en cuanto á la cantidad y uniformidad del rendimiento.

Examinemos ahora la parte económica y para esto veamos las obras que habria que ejecutar en uno y otro caso. En el caso de las galerias tendriamos que ejecutar una que corriera con una pequeña pendiente y en sentido transversal á la capa acuifera y cuyo fondo y pared opuesta estuviera revestida de manera que la filtración solo se efectue por un solo lado y por consiguiente aumenta considerablemente el desarrollo de la galeria; además habria necesidad de construir varios pozos de acceso y por último un pozo colector.

En el 2º caso, no tendriamos que construir sino uno ó dos pozos de filtración.

Ahora, en la construcción de galerias subterranas el precio de la excavación por m³. es mayor que el precio del m³. perforado verticalmente esto para la superficie de filtración; además en el caso de las galerias habria que construir, como hemos dicho, tambien pozos verticales de manera que los gastos son pues mucho mayores.

Actualmente la construcción de pozos de filtración de 3 m. de diámetro y de 10 á 12 m. de profundidad es un trabajo ordinario y de poco costo.

Por todas estas consideraciones es que me he decidido á adoptar los pozos filtrantes como sistema de captación para dar agua á la población.

- POZO FILTRANTE -

(Lámina 2,

Para construir un pozo se necesita conocer la extensión de la capa acuífera, su potencia, pendiente, permeabilidad del terreno y dirección de la corriente; una vez en posesión de estos datos todo se reduce á calcular una superficie de filtración capaz de suministrar una cantidad de agua igual ó un poco mayor de la del consumo.

Supongamos que la potencia filtrante que hemos hallado sea de 0,381 litros por metro cuadrado y por segundo de manera que como se necesitan 80 litros por segundo tendrá necesidad de una superficie de filtración igual á $\frac{80}{0,381} = 209,988 \text{ m}^2$ que sería la de un pozo de 5 m. de diámetro y unos 12 m. de profundidad solamente á partir del nivel de estiaje ó sea 21,75 m. de profundidad total; en lugar de hacer un pozo de estas dimensiones he resuelto ejecutar dos de 3,10 m. de diámetro y 10,25 de profundidad á partir del nivel de estiaje ó sea 20,50 m. desde la superficie del terreno, por ser más económica la construcción de pozos de pequeños diámetros; de manera que cada pozo dé un gasto de 40 litros por segundo.

Una vez conocida la longitud y el diámetro del pozo vamos á calcular el número de aspilleras necesarias para dejar pasar estos 40 litros en un segundo.

Supongamos que cada aspillerera tenga $0,07 \text{ m}$ de diámetro y que la velocidad de pasaje del agua por ella sea de 0,03 m. por segundo es claro que cada una dejará pasar 0,115 litros por segundo y como son 40 litros los que se necesitan habría necesidad de $\frac{40}{0,115} = 347$ aspilleras tomo para seguridad 360, que repartidas entre 15 circunferencias nos dán 24 aspilleras para cada una y que colocadas éstas cada 30 cms. de altura y alternados los orificios de manera que entre uno y otro vertical tengamos 60 cms. nos dá una altura total ocupada por las aspilleras de 4,50 m, de manera que sobre la primera circunferencia de aspilleras se tiene una altura de carga de 4,75 m.

Estos pozos son de concreto y solamente la parte superior está revestida exteriormente de mampostería de ladrillo hasta una profundidad de 13,25 m.

La boca del pozo que tiene 2 m. de diámetro está cubierta por una tapa de madera, levantada esta da acceso á una grada por la cual se puede pasar fácilmente á la escalera que sirve para bajar al pozo.

El tubo para la extracción del agua es de 0,35 m. de diámetro parte á 7,50 m. bajo el nivel de estiaje donde está la canasta y sube hasta 1 m. bajo el mismo nivel donde es encurvado para dirigirlo al reservorio de distribución.

Los tubos que salen de ambos pozos se reúnen en uno de 50 cms. de diámetro al que se le dá una pendiente de 1 en 1000 para que conduzca el agua hasta el reservorio; estos tubos á partir de los pozos son de gres cerámica por que ván á estar en terrenos que en ciertas épocas están cubiertos de agua.

- RESERVORIO DE DISTRIBUCION -

(Lámina 3)

El reservorio se halla á 782 m. de los pozos es de concreto tiene una longitud de 62 m un ancho de 30 m. y una altura de 4 m. lo que nos dá un volúmen de 7440 m³. y como solo se necesitan 6900 queda una altura libre de 0,30 m.

Está dividido en dos compartimentos de 31 x 30 m. cada uno, separados por un muro que tiene 90 cms. de espesor en la cumbre y 3 m. en la base; los muros laterales tienen 60 cms. en la cumbre, 90 al nivel del terreno y 1,50 m. en la base. Tanto los muros laterales como el intermedio están sobre un cimiento general de 1,50 m. de altura y cuyo ancho es para los muros laterales de 2,10 m. y para el intermedio de 3,60 m.

Veamos si estos espesores de los muros nos dán la estabilidad suficiente para impedir el volcamiento de ellos, para esto examinemos si la resultante de las acciones ejercidas por el peso del muro y la presión del agua sobre él pasa por el tercio central de la base.

En los muros laterales calculemos estas acciones solamente en la parte más débil ó sea aquella que está afuera del terreno. (Lámina 4). En esta parte la sección es un trapecio cuyas bases tienen 0,60 y 0,90 m. y cuya altura es de 1 m. de manera que el peso del muro por metro corrido es $\frac{0,90 + 0,60}{2} \times 1 \times 1 \times 2200 = 1650$ kgs. siendo 2200 peso del metro cúbico de la mampostería de betón; la acción del agua sobre el muro se calcula por la fórmula: $q = \frac{1000 z^2}{2}$ siendo z la altura del agua, así es que $q = \frac{1000 \times 0,70^2}{2} = 245$ kilogramos. Estas fuerzas se consideran aplicadas en el centro de gravedad de la sección y construyendo sobre ellas el paralelogramo de las fuerzas tenemos que la resultante es igual á 1700 kilogramos y que pasa por el tercio central.

Para el muro intermedio tenemos: $\frac{3 + 0,90}{2} \times 4 \times 1 \times 2200 = 17160$ kilogramos peso del muro y $\frac{1000 \times 4^2}{2} = 8000$ kilogramos peso del agua.

Tomando estas fuerzas á escala como se vé en la misma lámina se tiene que la resultante también pasa por el tercio central.

Estos espesores han sido calculados aplicando el método indicado en el curso de G. Dariés sobre distribución de aguas, página 509.

El fondo del reservorio está formado por un solado general de 0,25 m. de espesor que tiene una pendiente general en el sentido P T y además otras muy pequeñas en la dirección del muro intermedio para facilitar la limpia.

Esta división en dos del reservorio se hace para ejecutar la limpia de él sin tener necesidad de paralizar el servicio, medida que habría que adoptarse al no ser sino uno el reservorio.

veamos ahora como se efectúan tanto el almacenamiento como la distribución.

El tubo que viene de los pozos al llegar á unos 15 m. antes del reservorio se divide en dos del mismo diámetro los cuales se dirigen uno á cada reservorio. Cada una de estas bifurcaciones está provista de una llave compuerta de manera que á voluntad pueda ó

dejarse llenar ambos á la vez ó hacerlo uno por uno y tambien para que durante la limpia de uno de los reservorios el otro pueda suministrar el mismo gasto, al mismo tiempo que dejar en seco el otro.

El agua que viene de los pozos llenará los reservorios y llegará á tener el mismo nivel que tiene en ellos.

La distribución la efectua por medio de las cañerías A y B provistas de sus respectivas llaves y que se hallan á 0,15 m. del fondo, estas dos cañerías se unen en una que es la que lleva el agua hasta la población.

La purga se efectua por medio de las cañerías C y D que parten al nivel del fondo, provistas tambien de sus respectivas llaves y que se reunen en una que es la que lleva el agua hasta el sitio designado para el desague, estas cañerías son de 0,50 m. de diámetro.

El reservorio está situado de tal manera que tanto en tiempo de estiaje como en el de aguas subterráneas, el nivel del agua se halle á una altura de 15 m. sobre la población, altura suficiente para servir á casas hasta de 2 pisos.

Esta altura de 15 m. corresponde al nivel mínimo que puede llegar á tener el agua en los pozos sin exceptuar la depresión del nivel que se verifica siempre que se ejecuta un trabajo de esta naturaleza; ahora para impedir que en tiempos de aguas subterráneas el nivel suba en los reservorios y se produzca un derrame he colocado en la parte posterior del reservorio á 10 cms. sobre el nivel del agua y en cada uno de los compartimentos unas cañerías de 0,30 m. de diámetro achatadas hasta tomar la sección una forma de elipse cuyo eje menor sea de 0,12 m. de manera que queda todavia sobre ella $0,08^m$ de muro; esta sección que corresponde al círculo de 0,30 m. de diámetro es suficiente para desaguar hasta 50 litros por segundo con una velocidad de 0,70 m. y como el mayor gasto que habria seria de 32 litros, puesto que, si por 10 m. de altura del pozo pasan 40 litros por segundo por 4 m. que seria lo que subiria el agua, pasarían solo 16 litros en

cada pozo de manera que con dicha sección está impedida el agua de subir hasta derramarse por la parte superior de los muros.

Estas dos cañerías se reúnen en una del mismo diámetro que á su vez se une á la cañería de purga. Del punto de unión de estas dos cañerías se continua por medio de una acequia descubierta el desagüe hasta llegar á la acequia de desagüe de los puquios.

Cubertura:-

El reservorio está cubierto por un techo formado por armaduras Polonceau de 15,50 m. de luz colocadas en el sentido longitudinal del reservorio y espaciadas de 10 m. y cubiertas de calamina. Estas armaduras están apoyadas por un lado sobre los muros y por el otro sobre pilares.

vamos á calcular tanto la sección de los pilares como las de las diversas piezas de la armadura.

Pilares:- Vamos á ver primero que peso ván á soportar. cada pilar recibe el peso de una superficie de 16,80 m. de largo y 10 m. de ancho lo que nos dá 168 m². y como cada m². de una cobertura formada por armaduras de madera y fierro y laminas de zinc es de 32 kgs á lo que hay que agregar una sobrecarga debida á la acción del viento y al peso de los operarios en las composturas; esta sobrecarga se puede estimar en 40 kgs. por m². descompuesta asi: 30 kgs. sobrecarga de los operarios y 10 kgs. debida á la acción del viento lo que nos dá un total de 72 kgs. de peso total por metro cuadrado de cobertura, he tomado sin embargo 75 kgs. que multiplicado por los 168 m². de superficie de la cobertura nos dá un total de 12600 kilogramos que será el peso que soportará cada pilar.

Ahora, como la mampostería trabaja perfectamente á la compresión con 2,5 kgs. por cm². se necesitará una sección de $\frac{12600}{2,5} = 0,5040$ ó sea una superficie de 0,72 x 0,70.

Armaduras:- Para el cálculo de ellas he empleado la estática gráfica como se vé en la lámina 6.

Considero que los 12600 kgs. se reparten de la siguiente manera: sobre cada una de las fuerzas 1 y 3 accionan $\frac{2}{5}$ del total y sobre la 2. $\frac{1}{5}$; las reacciones 4 y 5 son

iguales cada una á la mitad del total.

De manera que los valores de las fuerzas serán: 1 = 5040 kgs.; 2 = 2520 kgs; 3 = 5040
4 = 6300; 5 = 6300 kgs.

Con estos valores construyo el poligono de las fuerzas y la figura recíproca la que nos dá la magnitud de las fuerzas que actuan sobre las diferentes partes de la armadura y que son:

fuerzas N°	long. m.	esfuerzo kgs.	Fuerza N°	long. m.	esfuerzo kgs.
6	4,20	18000	12	4,50	7500
7	4,50	16400	13	4,20	15900
8	1,60	4600	14	1,60	4600
9	6,40	9300	15	4,50	16400
10	4,50	7500	16	4,20	18000
11	4,20	15900			

Conociendo estos valores y sabiendo que el coeficiente de trabajo de la madera á la compresión es de 30 kgs. por cm². y el del fierro á la tensión de 10 kgs. por mm². se tiene las secciones siguientes:

Fuerza N°	Sección cm ² .	Escuadria	Fuerza N°	Sección cm ² .	Escuadria
6	600	8" x 12"	12	750 mm ²	30 mm.
7	1640 mm ²	45 mm.	13	530	8" x 12"
8	153,3	4" x 6"	14	153,3	4" x 6"
9	930 mm ²	45 mm.	15	1640 mm ²	45 mm.
10	750 "	30 "	16	600	8" x 12"
11	530	8" x 12"			

Solamente me falta para dejar terminado el techo el cálculo de la sección de los largueros que ván de una armadura á otra y de los cuartones que unen á los largueros.

Como estas piezas trabajan á la flexión para el cálculo de su sección he empleado la fórmula siguiente: $\frac{p l^2}{8} = \frac{R I}{z}$

Para los largueros los valores que toman p , l , R , $\frac{i}{z}$ son:

$$p = 40 \text{ kgs.}, \quad l = 10 \text{ m}, \quad R = 0,5, \quad \frac{i}{z} = \frac{b h^2}{6}$$
 de manera que reemplazando

estos valores en la fórmula anterior dá: $\frac{40 \times 10^2}{8} = 0,5 \times \frac{b h^2}{6}$, simplificando :

$$6000 = b h^2 \quad \text{ó sea una sección de } 0,25 \times 0,096 \text{ reduciendola á pulgadas serán } 10" \times 4.$$

De la misma manera he calculado la sección de los cuarterones y tengo para ellos una sección de 4×2 .

- DISTRIBUCION DEL AGUA -

Solamente me voy á ocupar de la distribución de la red de cañerías principales ya que tanto para los ramales secundarios como para los particulares habria que hacer un estudio detenido de las necesidades de cada barrio.

Esta distribución la he hecho de la siguiente manera: llegada la cañería madre al extremo Norte de la población se bifurca; una bifurcación sigue costeando el lado este hasta el girón 23 y la otra que entra por la avenida principal hasta el girón 10 donde se bifurca, un ramal sigue por dicho girón hasta el punto 7 y el otro sigue avanzando por la avenida hasta la avenida transversal donde vuelve á bifurcarse, un ramal sigue la avenida transversal y el otro continua por la principal hasta el girón 24 donde sufre una ultima bifurcación uno de cuyos ramales sigue dicho girón hasta el punto 9 y el otro continua hasta el crucero de la avenida principal con el girón 23. Por último el primer ramal longitudinal se une con el ramal que avanza por la avenida principal por medio de una cañería situada en el girón 23, y los puntos 7,8,y 9 de los ramales transversales se unen por medio de otra cañería de modo que todo forma una red continua.

Conocida la distribución de la red vamos á calcular los diámetros de las cañerías.

Comencemos por la cañería madre que trae el agua desde el reservorio hasta el punto 1 situado en la entrada de la población y á 1,25 m. de profundidad.

Tenemos los datos siguientes: Distancia del reservorio al punto 1, 808 m; Diferencia de nivel 16,25 m; Gasto 80 litros y $J = \frac{808}{16,25} = 0,02$ pendiente por metro.

Para calcular el diámetro aplico la fórmula: $D = \frac{64 b q^2}{\pi^2 J}$ usada en la practica

$$= \frac{J}{q^2} = \frac{0,02}{0,080^2} = 3,125$$

Buscando este valor en la tabla de Darcy vemos que está comprendido entre los siguientes:

	D
tes:	3.7052 0,25
	<u>1.4677</u> <u>0,30</u>
	2.2375 0,05

De manera que formamos la proporción siguiente: $\frac{2,2375}{0,05} = \frac{0,5802}{x}$,

$$x = \frac{0,05 \times 0,5802}{2,2375} = 0,013 \text{ que agregados á los } 0,25 \text{ nos dá } D = 0,263$$

Este diámetro sería para un gasto uniforme de 80 litros, pero como en ciertas horas del día el gasto aumenta considerablemente he adoptado para la cañería madre un diámetro de

0,35. Para calcular la velocidad tengo que: $u = \frac{0,080}{1/4 \times 3,14 \times 0,35^2} = 0,832$

Conocidos el diámetro y la velocidad vamos á calcular la pérdida de carga por rozamiento sobre las paredes del tubo.

Para esto tenemos que $1/4 D J = b u^2$ donde $D = 0,35$, $u = 0,832$ y b para un diámetro de 0,35 es igual á 0,000543 de manera que $1/4 \times 0,35 \times J = 0,000543 \times 0,832^2$,

$$J = \frac{4 \times 0,000543 \times 0,692224}{0,35} = 0,004 \text{ pérdida de carga por metro. La pérdida de carga total será } J = 0,004 \times 808 = 3,232 \text{ y por consiguiente la altura de carga en el punto 1}$$

$$\text{será llamándola } A = 16,25 - 3,232 = 13,018.$$

Así es que tenemos para la cañería madre: Gasto = 80 litros, diámetro = 0,35 m., Velocidad = 0,832, pendiente por metro = 0,02 y pérdida de carga por metro = 0,004.

En el punto 1 la cañería se divide en dos ramales, uno que vá á servir á los barrios obrero y de la clase media y al cual asignamos un gasto de 30 litros por segundo y el

otro que vá á servir á los barrios comercial y de la gente acomodada y al que damos un gasto de 50 litros por segundo, por que si es verdad que el número de sus habitantes es inferior al de los otros barrios, en cambio tienen usos y costumbres que los hace consumir mayor cantidad de agua.

Calculemos el primer ramal ó sea el 1,2,6 que es el que vá al barrio más alto de la población, tenemos: $q = 30$ litros, altura de carga $A = 13,018$ más la diferencia de nivel entre 1 y 6 que es de 0,95 nos dá 14,038 m., longitud del ramal = 1572 m. lo que nos dá $J = \frac{14}{1572} = 0,0089 = 0,009$ y $\frac{J}{q^2} = \frac{0,009}{0,030^2} = 10,0000$ que está comprendido entre

los siguientes de la tabla: 11.5710 y 9.0185 que son para los diámetros 0,20 y 0,21 ; tomo 0,21 y para prevenir el mayor gasto lo aumento á 0,25 lo que nos dá una velocidad

$$u = \frac{0,030}{1/4 \times 3,14 \times 0,25^2} = 0,612$$

pérdida de carga por metro por rozamiento $1/4 0,25 \times J = 0,000558 \times 0,374544$;

$$J = \frac{4 \times 0,000558 \times 0,374544}{0,25} = 0,0033$$

pérdida total $0,0033 \times 1484 = 4,897$ de manera que queda en 6 una altura de carga libre de 9,141 m.

de la misma manera cálculo los demás ramales de manera que tengo en total las siguientes alturas de carga ó niveles piezométricos en los diferentes puntos de la ciudad, así como también en 3 de los del ramal que vá á los barrios más elevados de la población.

Ramal	Puntos	Longitud m.	Gasto l.p.s	Diámetro cms.	Velocidad m.	Pérdida de carga. m.	Pérdida total m.	Altura de carga m.
1,2,6	a	216	30	25	0,612	0,0033	0,713	9,905
	2	554	30	25	0,612	0,0033	1,86	9,458
	6	920	30	25	0,612	0,0033	3,036	9,141
1,3	3	242	50	30	0,70	0,0034	0,82	13,198
3,4	4	480	35	25	0,71	0,0045	2,16	11,618
3,7	7	664	15	15	0,85	0,011	7,304	9,694
4,5	5	440	15	20	0,48	0,0026	1,144	11,074
4,8	8	676	20	20	0,64	0,0046	3,11	11,808
5,9	9	576	15	20	0,477	0,0026	1,50	12,354
7,8,9	.	936	..	15
5,6	.	356	..	20

Como se vé por el cuadro anterior el punto más desfavorecido es el 6 que solo tiene una altura de carga de 9,141 m. se halla esta carga, sin embargo de ser suficiente para servir hasta segundos pisos, ayudada por el ramal que corre por la avenida principal y que en su extremidad tiene una carga de 11,064 m.

- APARATOS ACCESORIOS -

Solo nos resta la colocación de las válvulas de aire, de limpieza, grifos y llaves de interrupción.

Válvulas de aire:-

Estas se colocan en los puntos altos de la cañería de manera que tendremos una en la cañería madre, otra en el ramal 1,2 y por último otra en el 7,8.

Válvulas de limpieza:-

Estas se colocan en los puntos bajos por consiguiente tendremos una en el punto 7, otra en el ramal 8,9 y otra en el 5,6.

Grifos:-

De estos tendremos 3 en el ramal 1,2,6; uno en el 1,3; dos en el 3,7; uno en el 3,4; dos en el 4,8; uno en el 4,5; dos en el 5,9 y por último otro en la cañería que corre por el girón 23.

Llaves de interrupción:-

Estas se colocarán al principio y al fin de cada circuito para aislarlos en caso necesario esto en los ramales cortos, en los de gran longitud se colocarán otros intermedios

- CONSIDERACIONES GENERALES -

Para concluir debo agregar algunas otras razones en favor de la solución que he adoptado en mi proyecto.

1°.- En todo tiempo la población está dotada de agua de la mejor calidad como es el agua sacada del subsuelo después de haber sufrido una gran filtración, lo que no sucedería si se hubiera aprovechado ya sea el agua del río ó el agua del manantial en tiempo de abundancia de ellas pues por estar al descubierto ya habrán sufrido alguna contaminación.

2°.- En todo tiempo también la dotación de agua en la ciudad es abundante y uniforme pues he tomado como nivel del agua en el reservorio el que corresponde al nivel mínimo en los pozos.

3°.- La economía y;

4°.- Por la solución que he adoptado se evita el empleo de bombas lo cual trae como consecuencia un menor gasto en el sostenimiento.

De manera que mi solución satisface hasta cierto punto las mejores condiciones que

... satisfacer un proyecto de dotación de agua á una población como son: Agua abundante y de la mejor calidad, economía en la instalación y por último menor gasto en el sostenimiento y conservación.

... 0

- Presupuesto -

Mamposteria

Partidas	Unidad	Nº de unidades	Precio por unidad Ep.	Precio total Ep.
2 pozos	m3.	183	1-800	329-400
Reservorio	"	2360	1-800	4248-000
Enlucido	m2.	350	0-025	8-750
" en el reservorio..	"	3272	0-025	<u>81-800</u>
Suma	Ep. 4667-950

Excavaciones y rellenos

Partidas	Unidad	Nº de unidades	Precio por unidad Ep.	Precio total Ep.
excavación 2 pozos	m3.	270	0-060	16-200
" del reservorio	m3.	9178	0-040	367-120
" para cañerías	"	18991	0-050	949-600
relleno en cañerías.....	"	14244	0-040	<u>569-760</u>
Suma.....	Ep. 1902-680

Tuberia

Dímetros cms.	unidad	Nº de unidades	precio de la unidad Sp.	precio total Sp.
35	m.	808	2*000	1616*000
30	"	242	1*600	387*200
25	"	2052	1*200	2462*400
20	"	2048	0*950	1945*600
15	"	1600	0*700	1120*000
35 (gres)	"	312	0*900	280*800
50 "	"	512	1*400	<u>726*800</u>
Suma.....	Sp. 8536*800

Madera

partidas	unidad	Nº de unidades	precio de la unidad Sp.	precio total Sp.
Armaduras.....	pie cuadrado	7328	0*008	58*624
Margueros.....	"	14520	0*008	113*160
Quartones.....	"	8960	0*008	71*680
POZO	"	74	0*008	<u>0*592</u>
Suma.....	Sp. 244*056

Metal

partidas	unidad	Nº de unidades	precio de la unidad Sp.	precio total Sp.
Calamina.....	qq	74	0*850	62*900
Hierro....(pozo).....	kgs.	429	0*175	75*075
" armaduras.....	"	3792	0*200	<u>758*400</u>
Suma....	Sp. 896*375

Accesorios

Partidas	Nº de unidades	precio de la unidad Sp.	precio total Sp.
válvulas de aire.....	3	1'000	3'000
" " limpia.....	3	1'500	4'500
Grifos.....	13	8'000	104'000
Claves de interrupción....	11	5'500	60'500
Canastas	2	1'500	3'000
Compuertas.....	2	10'000	20'000
Costo, plomo, etc. 10% del valor de la tubería.....	653'780
SUMA.....Sp.	847'780

RESUMEN

mampostería	Sp.	4667'950	
excavaciones y rellenos.....	"	1902'680	
tubería.....	"	8538'800	
madera	"	244'056	
metal	"	896'375	
Accesorios.....	"	<u>847'780</u>	Sp. 17097'641
Imprevistos 10%	<u>1709'764</u>
SUMA total	<u>Sp. 18807'405</u>

En el presente presupuesto que asciende á la suma de DESE Y OCHO MIL OCHOCIENTAS SIETE libras peruanas de oro queda incluida la mano de obra.

Calificado con veintisiete Lima, Julio 3 de 1911
 Lima, Julio 11/1911 Aprueba Enrique Cáster
Revisado por
Diego Ruiz