

SEGUNDA PARTE

ESTUDIO DE MEJORA DEL ACUEDUCTO DE MEDELLIN MEDIANTE UNA PRESA EN PIEDRAS BLANCAS

CAPITULO I.

ESTUDIO DE LA CAPACIDAD DE ABASTO DE LA QUEBRADA DE PIEDRAS BLANCAS

Como es natural en una ciudad de tan rápido crecimiento, en que la población se duplica en períodos relativamente cortos, en Medellín comienza a notarse escasez de agua para atender a todas sus necesidades. Para suplir esta falta se han propuesto algunas soluciones que pueden de momento resolver el problema; como captar varias corrientes de caudal pequeño, muy contaminadas. Esto implicaría la construcción de una red grande de tubería para conducir estas corrientes al través de zonas muy pobladas, costo que no guarda proporción con la mejora que traería.

Debo advertir que con algunas reformas introducidas en el tanque de «Santa Elena», en que se captó casi totalmente una fuga muy considerable, la cantidad de agua disponible en las sequías ha aumentado algo.

También conviene apuntar que a consecuencia de algunos trabajos de arborización en la hoya de «Piedras Blancas», el caudal mínimo de esta quebrada parece haber aumentado apreciablemente, pues lo cierto es que desde 1930, a pesar de haber aumentado la población y las industrias, no se ha presentado escasez apreciable de agua, y en cambio en aquel año hubo necesidad de someter las diversas partes de la ciudad a un molesto turno para el servicio del agua, pues ésta no alcanzaba a surtir las a todas eficientemente.

Pero se comprende que estas mejoras no alcancen a remediar las cosas por mucho tiempo, dado el intenso desarrollo industrial que está adquiriendo Medellín y convie-

ne que la ciudad se prepare para resolver este problema en tiempo no muy largo.

Ya está dicho que las diversas corrientes con que piensan resolverlo algunos, no deben tenerse en cuenta por el gran costo que implica su colección.

La primera solución completa la da un estudio del aprovechamiento de las aguas del río Medellín, hecho por el señor George Bunker, ingeniero sanitario de la Zona del Canal de Panamá.

Como en este río la descarga mínima es muy grande, el único problema es el costo de la purificación de estas aguas, y el bombeo para elevarlas a un tanque con altura suficiente para distribuir las a la ciudad, fuera del cambio en el sistema de distribución, pues ese tanque está muy lejos de los actuales.

Interesado en resolver este problema en forma económica, el señor ingeniero Gabriel Hernández, entonces Ingeniero Jefe de la Sección Técnica del Municipio, me encomendó en febrero de este año, el estudio de la capacidad de abastecimiento de la quebrada de «Piedras Blancas», el valor a que pudiera elevarse su caudal mínimo mediante una presa de embalse en la toma actual del acueducto, y una comparación de costos con el proyecto del Sr. Bunker.

Este estudio constituye la segunda parte de esta tesis, aunque presenta cambios y correcciones impuestos por estudios posteriores, con las cuales espero dejar las cosas en forma satisfactoria.

Dividiré esta parte de la tesis en dos capítulos: en el primero haré el estudio hidrológico de la hoya de «Piedras Blancas», para deducir la capacidad de abastecimiento de la quebrada, y en el segundo haré un antepresupuesto de la obra, y luego algunas consideraciones sobre este proyecto comparado con el del río Medellín.

CAPITULO I.

La hoya de «Piedras Blancas» está situada hacia el Noreste de Medellín, con una altura en la toma del acueducto de 2.328 mts., sobre el nivel del mar.

El área tributaria hasta la toma del acueducto es de 29,650.780 m².

La máxima diferencia de niveles en la hoya, según un plano topográfico de la Sección Técnica, es de 207 mts.

Así resulta la pendiente hidráulica de la hoya, como la supone la fórmula de Justin:

$$\frac{h}{\sqrt{A}} = \frac{207}{\sqrt{29.650780}} = \frac{1}{26,366}$$

La temperatura de la hoya puede suponerse aproximadamente de 17° C = 62,6° Fahr. Los datos pluviométricos disponibles en la Escuela Nacional de Minas y en la hoya de «Piedras Blancas», son los siguientes:

Año.	Lluvia en mm. en Piedras Blancas.	Lluvia en mm. en la Escuela de Minas.
1925	1387.5
1926	1334.5
1927	1966
1928	1604
19291979.1	1654
19301352.3	1126
1931	1412.6
1932	1433.9
19332428.7	1531.5

Es digno de observarse la proporción en que las cifras disponibles en «Piedras Blancas» aventajan la de los años correspondientes en la Escuela de Minas. Así tenemos en estos años transcritos un excedente en % de la lluvia en la Escuela, como sigue:

1929	19,6 %
1930	20. %
1933	58,6 %

El promedio de estos excesos es de 32,7%, pero como se trata de un número tan reducido de observaciones,

no se pueden deducir conclusiones seguras sobre el exceso probable en un año determinado. Es de presumir que en una serie grande de años este promedio baje a acercarse a los dos primeros excesos de la serie.

Dice Mr. Maury, ingeniero consultor que estudió el problema en Bogotá, que según la práctica en los Estados Unidos es aceptable un abastecimiento que según los registros de aforos, pueda atender el consumo a la rata escogida durante 19 años, de 20 registrados.

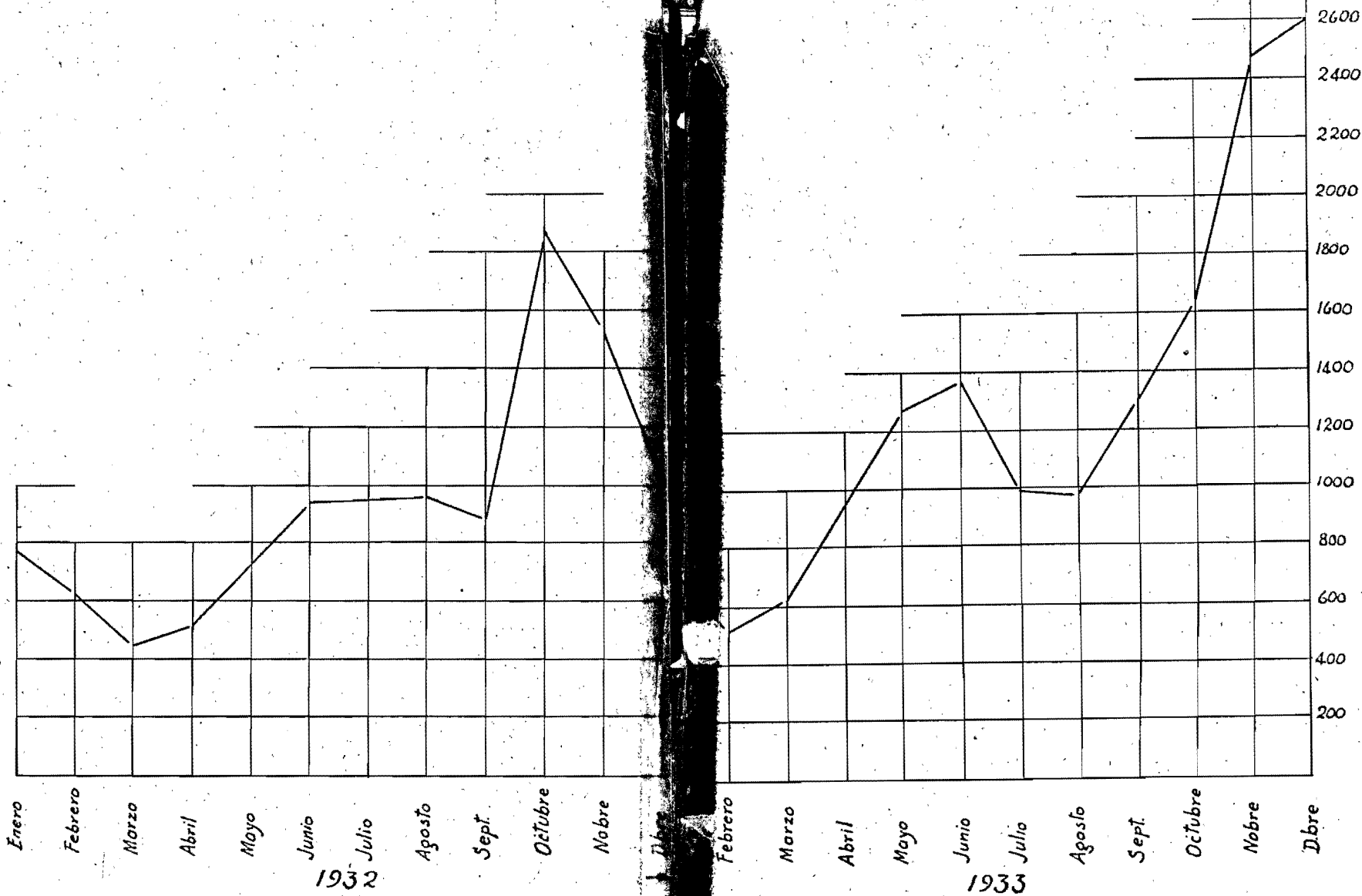
Hubiera sido, pues, muy conveniente disponer de registros de aforos, en una serie grande de años. Desgraciadamente las estadísticas relativas a estas cuestiones son muy incompletas, y no disponemos siquiera de los aforos de la serie de años en que se midió la lluvia.

Como se ve en la serie, el año de lluvia mínima en la Escuela fue el de 1930, y precisamente en ese año se presentó una sequía muy prolongada y hubo que someter a las diversas partes de esta ciudad a un enojoso turno para el servicio de agua.

Considero que un abastecimiento que hubiera atendido ese año, sería muy aceptable para Medellín, pues fué extremadamente seco.

Interesa, pues, tratar de indagar el caudal descargado por la quebrada en ese año, para acomodar a él nuestros cálculos, pero como en ese año no se efectuaron aforos, tendré que apelar a algunas de las diversas fórmulas propuestas para deducir el caudal descargado en un año por una corriente, de la lluvia en la cuenca tributaria de la corriente, en ese mismo año, pero como las fórmulas más conocidas, como son las de Vermente, Justin y Grunsky, fueron propuestas para regiones de condiciones climatológicas y geológicas muy distintas de las de la hoya de «Piedras Blancas», es preciso ver cuál es aquí más aproximada, y qué correcciones necesita en nuestro caso. Desgraciadamente, ni esto puede hacerse en forma satisfactoria, pues sólo tenemos registro de aforos en dos años, y eso no completos: los de 1932 y 1933. En 1932, falta el dato de Julio, y en 1933, el de Abril.

Para llenar estas lagunas, he promediado en cada año el dato del mes inmediatamente anterior y el del siguiente al mes desconocido, con lo cual puede esperarse que el



PROMEDIOS MENSUALES EN SEGUNDOS POR SEGUNDO, DE LAS
DESCARGAS REUNIDAS DE LAS CARRADAS PIEDRAS BLANCAS
Y CHORRILLOS EN LOS AÑOS DE 1932 Y 1933

error cometido representa una fracción muy pequeña del caudal de todo el año.

Podemos, pues, considerar completos los datos de aforos en 1932 y 1933.

En cuanto al otro dato necesario para el examen de las fórmulas, es decir, las lluvias en «Piedras Blancas» en esos mismos años sólo está completo el registro de 1933. En el de 1932 faltan los datos de Julio y Agosto. Como aquí ya se trata de dos meses, no es de esperar buena aproximación promediando los datos de Junio y de Septiembre, pero podemos sin embargo formarnos una idea, comparando la variación en esos meses de la lluvia en «Piedras Blancas» con la registrada en la Escuela, y con la de los meses correspondientes de 1933 en «Piedras Blancas».

Los datos disponibles para 1932 son los siguientes:

Enero	102 mm.
Febrero	23 “
Marzo	109 “
Abril	322 “
Mayo	270 “
Junio	170 “
Septiembre	193 “
Octubre	284 “
Noviembre	142 “
Diciembre	103 “

En la Escuela en ese mismo año se registró:

Junio	120 mm.
Julio	85 “
Agosto	156 “
Septiembre	110 “

Como puede observarse, no pueden interpolarse entre Junio y Septiembre de «Piedras Blancas» 2 meses de modo

de tener una serie proporcional a la de la Escuela, pues la relación de aquellos meses está invertida en esas dos estaciones. Observando los excesos que se definieron antes, se tiene:

Exceso en Junio	41,7 %
“ “ Septiembre	74,5 %

A juzgar por estos dos meses, los excesos para Julio y Agosto de 1932 podrían suponerse superiores a 41,7 %, pero conviene tener en cuenta los de esos meses de 1933, que fueron de 13,2 % y 23 %. En estos dos meses de 1933 los excesos quedan comprendidos entre los de Junio y Septiembre, que son de 12,7 % y 68 %, de modo que si los valores de los de Julio y Agosto nos inducen por lo bajo a rebajar los de 1932 por debajo de 40 %, nos induce en cambio a mantenerlos algo elevados la observación de que en 1933 estaban comprendidos entre el anterior y el siguiente.

Por todo lo anterior supondré a estos excesos un valor de 40 %, y es bueno recordar que si en esto puede haber error, como no se trata sino de dos meses dudosos, su valor representará una proporción muy pequeña de la lluvia en todo el año, que es el dato que nos interesa.

Con esto, el valor para Julio y Agosto del 32 será $85 \times 1,4$ y $156 \times 1,4$, = 119 mm. y 218 mm. respectivamente.

Estos valores sumados a los 10 meses citados dan una lluvia en todo el año de 1932 de 2055 mm = 81 pulgadas aproximadamente.

Completados así los datos de 1932 y 1933, podemos proceder a hacer el examen de las fórmulas.

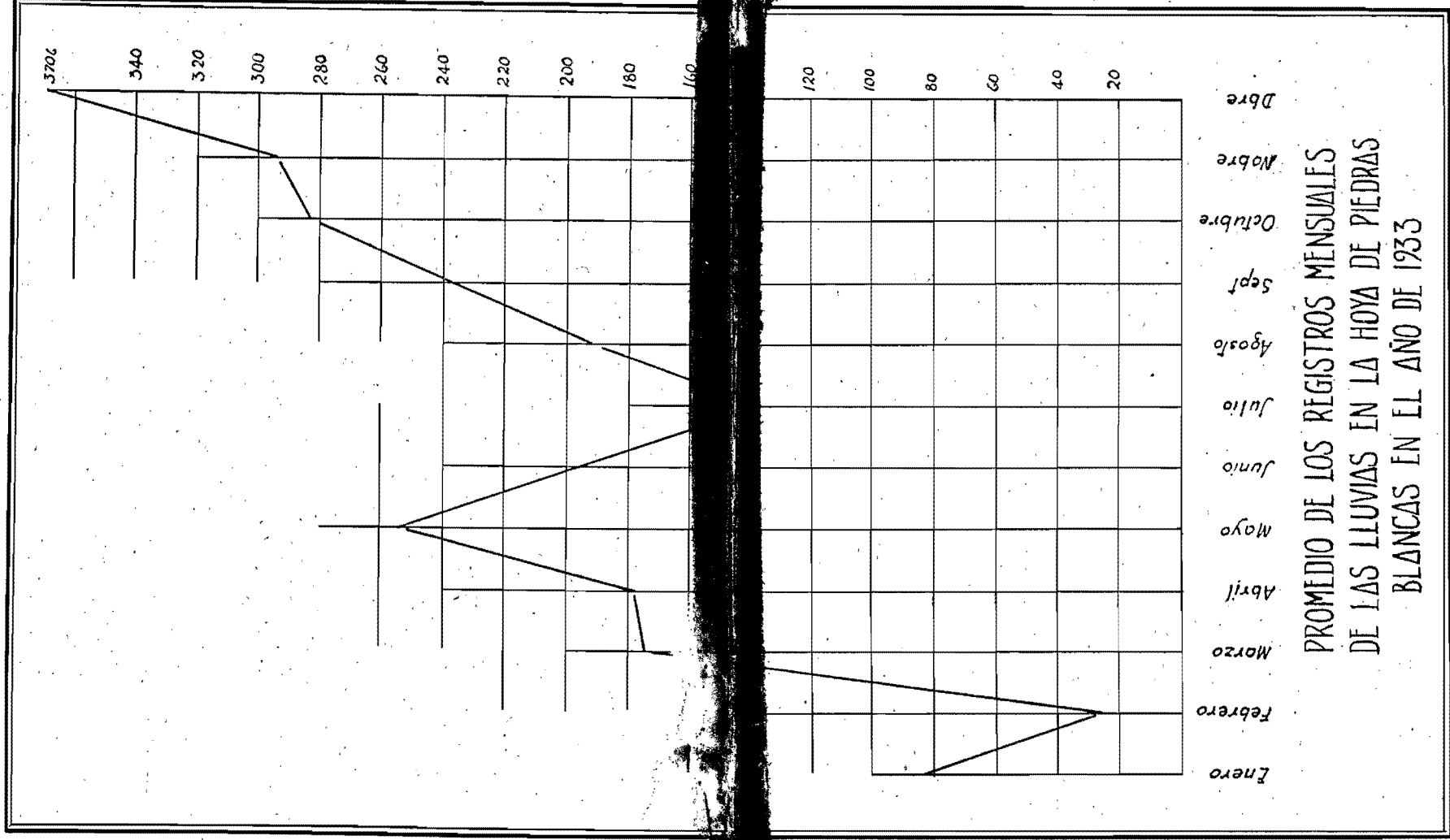
Las fórmulas que mencioné atrás son:

Vermente:

$$F = R - (11 + 0,29 R) (0,035 \times T - 0,65)$$

Justin:

$$F = 0,934 \frac{R^2}{T} \cdot S^{0,155}$$



PROMEDIO DE LOS REGISTROS MENSUALES
 DE LAS LLUVIAS EN LA HOJA DE PIEDRAS
 BLANCAS EN EL AÑO DE 1933

La fórmula rápida de Grunsky puede escribirse:

$$F = \frac{R^2}{100}, \text{ si } R < 50; F = R - 25, \text{ si } R > 50$$

En estas fórmulas R es la lluvia en la hoya durante el año, y F es la porción de esa lluvia que rueda por la corriente en el transcurso del año. Ambas deben expresarse en pulgadas.

T es la temperatura media en la región, en grados Fahr.

S es la pendiente de la hoya expresada como la máxima diferencia en alturas en la región, dividida por la raíz cuadrada del área.

Aplicando estas fórmulas al año de 1932, se tiene:

La de Vermente:

$$F = 81 - (11 + 0,29 \times 81) (0,035 \times 62,6 - 0,65) \\ = 29,2'' = 741 \text{ mm.}$$

La de Justin:

$$F = \frac{0,934}{62,6} \times \frac{2055^2}{25,4^2} \times \left(\frac{1}{26,36} \right) 0,155$$

Convirtiendo en mm y haciendo:

$$\frac{0,934}{62,6} \times \left(\frac{1}{26,36} \right) 0,155 \times \frac{1}{25,4} = 0,003537 = J \\ \text{Log } J = 4,5486924$$

Se tiene:

$$F = J \times 2055^2 \text{ mm} = 1494 \text{ mm}$$

La de Grunsky:

$$F = 81 - 25 = 56'' = 1422,4 \text{ mm}$$

Veamos ahora la descarga medida en el vertedero en ese mismo año.

Según los registros, las ratas medias de descarga en los diversos meses del año, en m por segundo fueron las siguientes:

1932	Enero	0,789
	Febrero	0,627
	Marzo	0,446
	Abril	0,510
	Mayo	1,768
	Junio	0,947
	Julio	0,953
	Agosto	0,960
	Septiembre	0,894
	Octubre	1,874
	Noviembre	1,528
	Diciembre	1,011
	Suma		<u>12,307</u>

Promedio 1,0256

La descarga en m³ resulta así:

$$\text{de } 1,0256 \times 366 \times 86,400 = 32.432.000 \text{ m}^3.$$

Esto corresponde a una altura de

$$\frac{32.432.000 \times 1.000}{22.650.780} = 1.094 \text{ mm.}$$

Como vemos, esta cifra queda comprendida entre las dadas por las fórmulas de Vermente y Grunsky.

Examinemos ahora el año de 1933.

En este año la lluvia en "Piedras Blancas" fue de 2428,7 mm = 95,6".

Resulta así, convirtiendo directamente a milímetros.

Vermente:

$$F = 25,4 [95,6 - (11 + 0,29 \times 95,6) (0,035 \times 62,6 - 0,65)] \\ = 914 \text{ mm}$$

Grunsky:

$$F = (95,6 - 25) 25,4 = 1793 \text{ mm.}$$

Justin:

$$F = J \times \frac{\quad}{2} = 2086 \text{ mm.}$$

Las descargas medias medidas fueron:

1933 Enero	0,743 m. seg.
Febrero	0,516
Marzo	0,621
Abril	0,944
Mayo	1,267
Junio	1,373
Julio	0,894
Agosto	0,872
Septiembre	1,310
Octubre	1,639
Noviembre	2,482
Diciembre	2,499
	Suma	<u>15.160</u>
	Promedio	1,263

La descarga total en el año resulta:

$$1,263 \times 365 \times 86.400 = 39.830.000. \text{ m}^3$$

La altura en milímetros será:

$$\frac{39.830.000 \times 1.000}{29.650.780} = 1.343 \text{ mm.}$$

En este año la descarga registrada también está comprendida entre la dada por las fórmulas de Vermente y Grunsky.

Volviendo sobre los resultados obtenidos en ambos años tenemos lo siguiente: en 1932 el promedio entre los resultados de las fórmulas de Vermente y Grunsky es de 1081,2 mm. y el obtenido por los registros es de 1094 mm. Difieren en poco más de 1 centímetro.

En el 33 el promedio de las mismas fórmulas es de 1353 mm. y el dato sacado de los registros es de 1343 mm., también con una diferencia de 1 centímetro, esta vez en contra de los registros.

Como se ve, es demasiada concordancia para un fenómeno tan complejo, y sobre todo cuando la estadística disponible es de una pobreza tan extremada.

Este resultado creo que me autoriza para aplicar el promedio mencionado de las fórmulas de Vermente y Grunsky a los datos de 1930, para averiguar la descarga en ese año.

Aplicando, pues, el proceso indicado a ese año, se tiene:

Lluvia en «Piedras Blancas»: 1352,3 mm = 53,2''

Descarga según Vermente:

$$F = 53,2 - (11 + 0,29 \times 53,2) (0,035 \times 62,6 - 0,65) = 12,5''$$

Según Grunsky:

$$F = 53,2 - 25 = 28,2''$$

Promedio: 20,35'' = 516,9 mm.

Así la descarga para toda la hoya sería en 1930 de

$$29.650.800 \times 0,5169 = 15,326.500 \text{ m}^3$$

Pero este caudal es un límite inferior, muy bajo por cierto, aun para año muy seco, y se puede apreciar esto sabiendo que el vertedero de «Piedras Blancas», que en época de lluvias representa al rededor de las tres cuartas partes del total, es insuficiente, y cuando el caudal de la quebrada crece mucho vierte parte por un lado del vertedero de aforo de modo que los caudales registrados en 1932 y 1933 se quedan cortos, y como de estos años se sacó el procedimiento para apreciar el del año 30, es de suponer que éste también se quede corto.

Me confirma en esta suposición, la comparación entre este caudal y el obtenido por el señor ingeniero S. V. Medina en las corrientes de San Cristóbal y San Francisco, en Bogotá, descargas consignadas por Mr. Maury, ingeniero consultor en su estudio sobre el abastecimiento en esa ciudad.

En efecto, con una lluvia en el año 1927 de 912 mm., halló para esos ríos caudales medios de 14,4 y 15 metros cúbicos diarios por hectárea de cuenca tributaria, respectivamente. Conviene advertir, según lo anota el mismo Mr. Maury, que estos caudales también están muy por debajo de los reales, pues lo medido no fué el caudal de estas corrientes, sino lo que en las bocatomas entraba al acueducto de Bogotá, y en la mayor parte del año mucho caudal excedente corría por el cauce.

En cambio en «Piedras Blancas», con una lluvia en el año de 1,352 mm., en lugar de los 912 mm. citados, se tendría solamente un caudal medio de

$$\frac{0,5169 \times 10,000}{365} = 14,1 \text{ m}^3$$

diarios por hectáreas, y es sabido que a medida que crece la lluvia en milímetros, crece también la proporción de ésta utilizable como caudal en las corrientes.

En el estudio citado, Mr. Maury considera modesto un caudal específico propuesto por el Señor ingeniero Medina de 18 m. diarios por hectárea, para año normal, correspondiente a menos de un metro de lluvia.

De modo que en «Piedras Blancas», con lluvia mínima muy superior al metro, el caudal específico debe ser superior a los 18 m³ diarios.



Pero hay todavía hechos más elocuentes que confirman lo que vengo diciendo.

Es un hecho reconocido por todos los habitantes de la región de «Piedras Blancas», que el caudal mínimo de esta quebrada ha mermado alarmantemente del valor que tenía hace unos 20 años, debido sin duda a la tala inmisericorde de los bosques.

Y no se trata sólo de una apreciación personal, sujeta a errores grandes, como vamos a verlo. En efecto, en el año de 1909 presentó la casa Schloss Brothers, en comunicación firmada en Londres el 26 de Marzo, las bases para un contrato con el Municipio de Medellín, para construir el acueducto de la ciudad. En esa comunicación se lee lo siguiente: "Nuestros ingenieros calcularon con mucha exactitud la cantidad de agua que pasa en 24 horas poco más arriba del punto de la toma, y a pesar de haber hecho sus estudios antes del invierno, dió un resultado de 78,980.000 litros. Como la estación en cuestión fué de los más fuertes veranos que ha habido, es justo tomar esta cantidad como base mínima del rendimiento de las aguas". Más adelante agregan: "Es de notarse que en las cifras del rendimiento de agua, no se comprenden ni las aguas del Chorrillo, ni las de la hacienda de D. Vicente Restrepo, ni las de La Ladera".

De modo que la medida, de haber sido hecha abajo de la desembocadura Chorrillos, habría arrojado mucho más de 80.000 m³. por día.

Posteriormente, en 1913, el señor ingeniero René Rigal estudió esta misma cuestión en proyecto de acueducto y alcantarillado, y obtuvo cifras un poco inferiores, probablemente a causa de haber empezado a sentirse el efecto del desmonte. En efecto, dice así el Señor Rigal: "En los períodos más desfavorables, es decir en los fuertes veranos, la descarga de la quebrada de «Piedras Blancas» es de cerca de 80.000 metros cúbicos por día".

Como el señor Rigal se refiere al caudal de la quebrada abajo de la desembocadura de Chorrillos, esta cifra representa en ese punto un caudal inferior a los 78.981 m. arriba de esta quebrada, de que habla la Casa Schloss.

Los registros del vertedero nos han conducido a un caudal en 1930 de 15.326.500 m³., que corresponden a una

descarga *media* de 41.900 m³ por día, lo que representa la mitad de los caudales *mínimos* de que hablan las comunicaciones anteriores. Esto nos muestra, pues, de manera palpable la influencia del defecto en el vertedero de «Piedras Blancas»; pues en cuanto al efecto de la desarborización de la hoya, parece que en el promedio anual no tiene tanta influencia como en los mínimos.

Me hace creer esto el pensar que sí es cierto que algunos experimentos modernos parecen demostrar que la desnudez de la hoya disminuye algo la precipitación de agua sobre ella, puede compensarse mucho esta diferencia por el hecho de que el agua que cae en una hoya algo desnuda rueda rápidamente hacia los cauces de las corrientes, dando así menos oportunidades a la evaporación y a la absorción que en un hoyo de vegetación abundante. El efecto de la vegetación parece ser principalmente *regular* el caudal a lo largo del año, y prevenir los mínimos muy bajos, pero sin que probablemente aumente mucho la descarga total en el año.

Con lo anterior, puede verse la pequeñez de la cifra anteriormente hallada de 15.326.500 de m³. para todo un año, lo que daría un *promedio* de 41.990 m³., ya que en las cifras anteriormente citadas, se habla de mínimos caudales obtenidos en sequías prolongadas, y son el doble de aquella. Ya expliqué atrás que dicho promedio está afectado por un error apreciable en el vertedero de «Piedras Blancas».

Por tanto, y con la seguridad de quedarme muy por debajo de la realidad, podemos suponer un caudal unitario de 20 m³. diarios por hectárea. Recuérdese que la lluvia mínima en «Piedras Blancas» es de 1315 mm, y que en Bogotá, con menos de 1.000 mm. supusieron corta la cifra de 18 m³. y se verá que hago un supuesto más que seguro.

Así se puede contar en la hoya con $20 \times 29,65 = 59,300$ m³. diarios.

Si dejamos 4.300 m³. diarios para abastecer el acueducto de Copacabana, cifra muy amplia, podemos disponer para Medellín de 55,000 m³. por día.

Para saber el abastecimiento total que se podría tener así, es preciso agregar lo correspondiente a los acueductos de «Santa Elena» y de «San Cristóbal».

En el primero la descarga mínima en el vertedero de entrada al tanque de clorización ha sido de 107 litros por segundo. Pero como la acequia en sus cuatro kilómetros tiene muchas fugas considerable y además lo medido no es el caudal de la quebrada sino lo que corre por la acequia, se puede dar por más que seguro que al cegar esas fugas puede contarse con más de 200 litros por segundo. En el de «San Cristóbal», el caudal suministrado por la tubería puede subir a unos 16 litros por segundo, lo que hace un total de 216 litros; o en m^3 por día serían $0,216 \times 86.400 = 18.662$.

El total en la ciudad sería de 73.662 m^3 por día. Este caudal, distribuido en una población de 300.000 habitantes, los abastecería a algo más de 245 litros por habitante por día.

Este consumo no sería pequeño cuando Medellín tuviera esos habitantes, pues en realidad representaría un gasto unitario mayor, ya que hay en el Municipio muchas partes que no pueden abastecerse razonablemente de este acueducto, y el verdadero divisor será menor de los 300.000 habitantes. De modo que es muy aceptable para Medellín, pues como aquí una proporción muy alta de las instalaciones tienen contador, no es de creer que el consumo pase de esa cifra.

Veamos ahora qué sería necesario hacer para abastecer a la ciudad dentro de un plazo amplio.

Ya dije varias veces que el mínimo parece haber aumentado en forma apreciable. Sin embargo no disponemos de una estadística suficiente para fijar el valor de este mínimo, y menos para aplicar el método científico que se emplea para calcular los embalses, y sus capacidades necesarias a fin de obtener determinada rata de consumo. Este método llamado de descargas acumuladas, es el más lógico y es el que emplearía en caso de disponer de los materiales necesarios de análisis.

A falta de éstos, emplearé un expediente muy seguro, y es suponer un número de gran sequía sostenido por mucho tiempo.

A este respecto me informa el señor ingeniero Antonio Villa, que en 1926 midió en «Piedras Blancas» un caudal de menos de 300 litros por segundo.

Como hemos visto es lo más probable que no vuelva a bajar la descarga, ni siquiera a 300 litros, por lo cual podemos suponer un caudal de 300 litros por segundo, como seguro. En cuanto a lo que pueda durar esta sequía, observando el gráfico No. 1 se ve que en los dos años a que se refiere, presentan sendos períodos de 3 meses, en que los caudales medios, si bien no bajan hasta los 300 litros por segundo, sí quedan en cambio muy por debajo de los meses vecinos. Así vemos por ejemplo que en el 32, los meses de Febrero, Marzo y Abril tienen valores de 627,446 y 510 litros por segundo, respectivamente. Ya en Marzo sube considerablemente el caudal.

Lo mismo en el 33: Enero, Febrero y Marzo tienen valores de 743,516 y 621, respectivamente. En Abril aumenta el caudal en gran proporción. Parece, pues, probable que en un año seco el caudal mínimo disminuya de los transcritos, pero presentando siempre un período bajo de 3 meses.

Como las cifras calculadas atrás para el rendimiento de aguas se referían a toda el agua caída en el año, supuesta regulada con un embalse, conviene mermar un poco esta cifra, y calcular el abastecimiento para que atienda a las necesidades en un futuro remoto, siquiera dentro de unos 20 años.

Aunque, como puede suponerse, en una ciudad de la actividad de Medellín, es muy aventurado hacer cálculos de población probable, podemos hacer algunas consideraciones sobre la probable dentro de un período de unos 50 años, para no correr el riesgo de calcular el abastecimiento dentro de límites demasiado mezquinos.

La población de Medellín se estimaba en Junio de 1933 en 129.342 habitantes.

La rata de aumento de 1918 a 1928 según los censos de esos años, fue de 42 por mil en un año. Considero que no podemos hacer nuestros cálculos con esta rata, que corresponde a un período excepcional de actividad en la inmigración, y no puede asegurarse que se sostenga en la misma proporción.

La Oficina de Estadista calcula que del 1928 al 33, la escasa inmigración se compensaba con la emigración, y que sólo intervenía para el aumento de población, el

crecimiento vegetativo de ésta, que fué en ese período de 14,5 por mil. Sobre esa base se calculó la mencionada población en 1933. Tampoco podríamos hacer uso de esta rata, pues es tan anormal como la anterior, o más aún, y corresponde a un período de extrema depresión y paralización de toda actividad comercial. Ya hoy empiezan a notarse síntomas de actividad, y naturalmente la mencionada rata habrá sido sobrepasada.

Creo que haciendo los cálculos con un 30 por mil no nos alejemos mucho de la realidad.

Tendríamos así para 1953:

$$\text{Población } P = 129.342 \times (1,030)^{20}$$

$$\text{Log } 129.342 = 5,1117396$$

$$\text{Log } (1,030) \dots\dots\dots 0,0128372$$

$$\text{Log } (1,030)^{20} = 0,2567440$$

$$\text{Log } P \dots = 5,3684836.$$

$$\therefore P = 233.600 \text{ habitantes.}$$

Conviene advertir de nuevo que no presto mucha atención a si esta población se presenta en Medellín precisamente dentro de 20 años, pues ya se sabe cuán inciertos son estos cálculos. Lo único que deseo es tener un punto de apoyo para acercarme algo al verdadero valor de las cantidades.

El cómputo anterior nos indica que no podría ser tachado de mezquino un acueducto calculado para 250.000 habitantes, pues probablemente da margen para más de veinte años. Sobre esta base efectuaré el cálculo, a razón de 250 litros por habitante por día.

Estos habitantes necesitarían para su abastecimiento un caudal de $250.000 \times 0,250 \text{ m}^3 = 62.500 \text{ m}^3$ por día = 723 litros por segundo.

Ya se vió antes que con facilidad se puede garantizar en los acueductos de "Santa Elena" y "San Cristóbal" 216 litros por segundo. De modo que "Piedras Blancas" tendría que abastecer el exceso, es decir 507 litros por segundo.

Podemos suponer que el consumo en "Copacabana"

y las pérdidas por evaporación aumenten esta cifra a 600 litros, con la certeza de dejar suficiente amplitud para prevenir cualquier error.

Así tendríamos un déficit en las sequías de 300 litros, que tendría que ser suministrado del agua almacenada.

En cuanto al tiempo que pueda durar este déficit, aunque los registros de lluvias y aforos arrojan un período de escasas lluvias de tres meses, relativamente bien definido; como estos datos no se refieren propiamente a año seco, hay la posibilidad de que en un año seco, este mínimo se prolongue más de lo supuesto. Para atender esta posibilidad extenderé el plazo a 100 días.

Así el volumen que necesitaría embalsarse sería de: $0,300 \times 100 \times 86.400 = 2,592.00 \text{ m}^3$.

De un plano topográfico de la hoya, que existe en la sección Técnica, y cuya equidistancia es de 2 metros, se calculó el volumen embalsado a distintos niveles del agua, y se obtuvo que por la cota 66 de tal plano, se almacenan 2,686.184 m³. Para calcularlo se emplearon la fórmula prismoidal, y la de la base media, considerando como tal, el promedio de cada dos curvas de nivel consecutivas.

De modo que por esta curva quedaría suficiente el embalse, con un pequeño margen para sedimentación.

Esta cota 66 tiene una altura aproximada de 26 metros sobre el lecho actual de la quebrada.

Considero así suficientemente analizada la parte hidrológica de la cuestión, y creo haber demostrado la capacidad de abasto de la quebrada. En el capítulo siguiente hablaré sobre la manera de aumentar esta capacidad con fuentes extrañas, al hacer la comparación con el proyecto del río Medellín.

Antes de entrar al ante presupuesto es preciso discutir la situación conveniente de la presa.

Examinando el curso de la quebrada, se encuentran tres puntos que llaman la atención por parecer aconsejables para la presa, pues son sitios en que la corriente corre por una garganta estrecha, arriba de la cual se abre un valle de buena amplitud.

Estos puntos son: 1.º la toma actual del acueducto, situada unos 100 metros abajo de la confluencia de la quebrada de Chorrillos con la de "Piedras Blancas"; 2.º la desembocadura de la quebrada El Rosario; y 3.º

cerca de la quebrada "El Chontal". Especialmente este último tiene aguas arriba un valle muy amplio.

La distancia de la toma actual a la desembocadura de El Rosario, es de unos 1.800 mts. La distancia de la toma hasta la desembocadura de "El Chontal" es de unos 2.200 mts.

En la toma del acueducto se dispone de una área tributaria de 29,65 kilómetros.

En la desembocadura de El Rosario, el área es de unos 17,18 kms., 1.718 hectáreas.

En la desembocadura de El Chontal el área es de 8,7 kms.

En el estudio que precede, se vió que la capacidad de abasto de la hoya de "Piedras Blancas", puede estimarse en unos 20 m. diarios por hectárea. En esta proporción en El Rosario se dispondría, al año de un caudal de $17,18 \times 20 = 34.360$ m³ diarios. Si a esta cantidad se le merman las pérdidas y lo que necesita Copacabana, queda una cantidad que en promedio es inferior al mínimo que se tiene hoy sin embalse ninguno.

Esta observación vale con mayor razón para el Chontal, donde el área tributaria es inferior a la mitad de la de El Rosario.

Es inútil, pues, hacer más comparaciones para desechar estos proyectos, y es que conviene partir de la base de que en el embalse no debe abandonarse el caudal de Chorrillos, que es de mucha consideración.

Si se quiere hacer una obra que atienda un plazo amplio, hay que buscar su situación abajo de la desembocadura de Chorrillos, pero no puede ser muy lejos de ella, porque unos 100 metros abajo de la confluencia de las dos quebradas empieza una fuerte pendiente en el lecho de la quebrada, que no cesa hasta su descenso al valle del río Medellín; y se comprende que esto implica mayor altura de la presa mientras más se baja el lecho.

Queda, pues, a mi modo de ver, establecido que la presa debe hacerse entre la toma actual del acueducto y la desembocadura de las dos quebradas, y está, pues, localizada en pocas decenas de metros.

Olvidaba decir que los proyectos de El Rosario y El Chontal, tienen en contra la mayor longitud de tubería, pues se vió que de la toma a uno de los sitios hay 1.800 metros y al otro 2.200, y la tubería para estas obras es costosa.

Para dar por terminada esta parte hidrológica del estudio, quiero hacer una aplicación del embalse propuesto a un año corriente, como 1932, pues aunque éste no sea un mínimo, sí puede dar una idea de la amplitud del almacenamiento.

Para hacerlo, daré un cuadro con las descargas acumuladas desde el principio del año hasta el fin de cada mes. Se da también la demanda acumulada desde el principio del año hasta el mismo momento. La diferencia de estos caudales marcará el déficit o lo que es lo mismo, el almacenamiento necesario. Podrá apreciarse así la gran amplitud del embalse propuesto.

En el abastecimiento calculado, se hicieron los estudios a base de un consumo de 600 litros por segundo, incluyendo pérdidas. Sin embargo haré el cálculo del consumo acumulado para un año como 1932 a razón de 650 litros, para que se aprecie mejor la capacidad del abasto.

<i>Año de 1932</i>	<i>Descarga desde el principio del año.</i>	<i>Consumo desde el prin- cipio del año, a 650 litros por segundo.</i>	<i>Excesos mts. cúbs.</i>	<i>Déficits mts. cúbs.</i>
Enero	2.021.000	1.684.000	337.000	
Febrero	3.628.000	3.368.000	260.000	
Marzo	4.794.000	5.052.000	258.000
Abril	6.116.000	6.736.000	620.000
Mayo	10.678.000	8.420.000	2.258.000	
Junio	13.166.000	10.104.000	3.062.000	
Julio	15.654.000	11.788.000	3.866.000	
Agosto	18.143.000	13.472.000	4.671.000	
Septiembre	20.460.000	15.157.000	5.303.000	
Octubre	25.479.000	16.898.000	8.518.000	
Noviembre	29.449.000	18.582.000	10.858.000	
Diciembre	32.148.000	20.323.000	11.825.000	

Como se puede ver en la columna de los déficits, con ese consumo y un rendimiento como el de 1932 bastaría un almacenamiento de menos de 1.000.000 m³. De modo que con un año igual al estudiado, pudiera excederse mucho el consumo de 650 litros por segundo.

CAPITULO II

ANTEPROYECTO Y PRESUPUESTO APROXIMADO DE LA PRESA Y VENTAJAS DEL PROYECTO

De acuerdo con lo establecido en el capítulo anterior se situó la presa en la desembocadura de Chorrillos.

Había pensado al principio que se podría utilizar como apoyo de una doble bóveda el extremo de la lengua de tierra que separa las dos quebradas, pero rondeada esta parte, se encontró que la roca está por debajo del nivel de las quebradas en su confluencia, por lo cual me pareció más conveniente una presa sencilla abajo de la confluencia, de cualquier tipo suficientemente seguro.

Como todavía falta información para trazar con precisión el perfil de la roca, no puedo decir con exactitud cuál será el tipo más apropiado. Lo único que se debe tener presente es que como a poca distancia y aguas abajo del sitio escogido está la población de Copacabana, es preciso construir el tipo de presa que más garantías de seguridad ofrezca. Por eso he elegido para hacer el presente antepresupuesto el tipo de bóveda sencilla, con una sección en presa-aliviadero, pues esto da mucha seguridad, aunque, como dije, es probable que con mejor información haya que cambiar muchos detalles, y talvez hasta el mismo tipo de la presa.

Es interesante advertir que, respecto de la seguridad, una casa extranjera, interesada en construcciones de esta índole, propone una presa de gravedad aligerada, y sostiene que en caso de un terremoto este tipo es el que resiste mejor las severas condiciones de trabajo. Aunque esto contradice lo expuesto atrás, no son despreciables las razones aducidas, y da idea de la diversidad de criterios que existe en esta materia. En efecto, se ha sostenido que en caso de rotura de una presa, el tipo que causa menores daños es el de tierra o escollera, pues no se arruinan de

un golpe sino lentamente, y por consiguiente no producen la tremenda oleada que se origina con la rotura de una presa de gravedad, pero hay que ver que una presa de tierra o escollera, una vez en principio de desintegración, es casi imposible de reparar. Se ha probado también que no son las que mejor soportan un terremoto. En cambio las macizas de gravedad, aunque resisten más inicialmente, cuando al fin se rompen, se arruinan en trechos muy grandes, con lo cual se pierde la presa y se ponen en peligro muchas vidas y casas con la oleada producida. En cambio en el tipo de pantalla soportada en contrafuertes o machones, en caso de una fractura, ésta se limita a una brecha relativamente pequeña, pues puede perderse un machón sin poner en peligro los vecinos.

De modo que parece conveniente aplazar la decisión entre este tipo y el de arco, para cuando los sondeos que se proyectan den la situación de la roca. Sin embargo los sondeos practicados en las inmediaciones del sitio elegido permiten trazar aproximadamente el perfil de la roca, en que se fundan los cálculos, y como sólo busco el probable costo de la obra, sin aventurar una elección definitiva del tipo, y como en todo caso el arco es también de una gran seguridad, acepto este sistema en los cálculos que siguen.

El arco tiene en su parte más alta 37,50 mts., sobre la fundación, y unos 26 mts. sobre el nivel actual del piso.

El radio, para lograr un ángulo grande, resulta de 56 mts.

En la sección máxima, la roca está a 34,50 de profundidad.

Supongo un esfuerzo en el hormigón de 20 kgs. por cm.

Se tiene así para el espesor al nivel de la roca:

$$e = \frac{R \cdot h}{10 \cdot S} \text{ (reduciendo m}^3 \text{ de agua a kgs/cm}^2 \text{)}$$

$$e = \frac{56 \times 34,50}{10 \times 20} = 9,76 \text{ mts.}$$

La sección se deja arriba con ancho suficiente para un andén de 1,50 m. La sección de vertedero se hizo

de acuerdo con la curva que trae Creager en «Masonry dams», con una carga de 1,80 mts., y tres tramos de a 6,50 mts. que suponiendo aristas especialmente redondeadas, dejan una luz efectiva de $19,50 - 6 \times 0,4 \times 1,80 = 19,07$ mts.

Se descarga así un caudal de $2,17 \times 19,07 \times 1,80 = 100$ m³ por segundo aproximadamente, lo cual deja un amplio margen para avenidas, como puede verse, comparando con las descargas fuertes en época de lluvia.

La cubicación de la presa da 14.100 m³ de hormigón.

El hormigón necesario no vá a soportar una carga considerable: sólo 20 kgs. cm², por lo cual creo que podría obtenerse con sólo 260 kgs. de cemento por m³, pues empleando métodos modernos de vibración, se obtienen con esta dosificación resistencias de trabajos muy altas.

La excavación necesaria es de unos 8.600 m³ entre tierra y roca, fuera del túnel de desviación.

El túnel de desviación resulta de unos 35 metros de longitud.

Con esto podemos entrar a calcular el cálculo del costo de la obra.

Como el hormigón sólo requiere 2,60 kgs. de cemento por m³ que en el sitio de la presa puede estimarse en \$ 51.00 por tonelada, creo que con formaletas puede obtenerse a \$ 20.00 por m³ de hormigón.

El costo de la presa resulta:

Estudios preliminares:	\$	1.000
Vía de acceso, desde el sitio de la presa hasta empalmar con el Tranvía de Oriente	"	8.000
Campamentos.....	"	2.000
Excavación: 8.600 m ³ de tierra y roca a \$ 3 =	"	25.800
14.100 m ³ de hormigón a \$ 20..... =	"	282.000
Túnel de desviación: 35 mts. lineales a \$ 100	"	3.500
Válvula del túnel.....	"	5.000
Presas de desviación.....	"	2.000
Administración e imprevistos: 15 %..... =	"	49.245
Total..... =	\$	377.545

TUBERIA

Disponiendo en la toma una boquilla o válvula que limite la salida del agua, puede hacerse que ésta entre sin carga apreciable a la tubería de hormigón existente, cuya descarga, por la sola pendiente de 2 por 1.000, sin carga inicial es de unos 460 litros por segundo. Como se ve, esto será suficiente por algún tiempo.

Para el resto de la descarga, como la tubería no puede trabajar a presión, es preciso hacer otra tubería. La actual tiene una longitud aproximada de 7.300 m. hasta el alto de «El Toldo».

En este trayecto es preciso distinguir dos secciones distintas: desde la toma hasta la quebrada de «El Graniel», y desde esta quebrada hasta «El Toldo».

La primera parte comprende el viaducto «Molina», obra de arte muy costosa, y en general la brecha es muy costosa.

La distancia de la toma a la quebrada de «El Graniel», por la tubería es de unos 4.700 mts., y en línea recta resulta de unos 1.480 mts.

Es interesante, pues, estudiar si es el caso de unir, para la segunda tubería, la presa con el cruce de la quebrada por medio de una acequia en túnel.

Como esta obra requiere una sección amplia para capacidad de vagonetas, y al unir directamente los dos puntos la pendiente se aumenta a 3 por mil, en un túnel relativamente pequeño (1.60 m \times 1.60 m) cabría acequia y andén de inspección, con capacidad muy superior a la necesaria.

La tubería cuesta, con los anillos de unión, a unos \$ 15.00, que con transporte, ensanche de brecha e instalación, no puede resultar a menos de \$ 20.00. Fuera de este precio general, está el recargo del viaducto, que con las otras obras de arte de este trayecto, no es de esperarse que baje de \$ 6.000 en total.

Así se tendría para la tubería un valor de $47.00 \times 20 + 6.000 = \$ 100.000$.

En cambio el túnel, según la práctica existente en gale-

rías de minas en material análogo a la diorita que atraviesa el túnel, puede estimarse de un costo de perforación de \$ 30.00.

Suponiendo que la labrada y revocada del canal cuesten a \$ 20 por metro lineal, se tiene en total un precio de \$ 50, por metro que en 1.480 mts., dan para todo el túnel un valor de \$ 74.000.

Me parece, pues, muy difícil que pueda justificarse la construcción de la tubería a la del túnel, pues la única desventaja que pudiera tener el segundo, la demora en la construcción, no es digna de tenerse en cuenta, pues la maquinaria moderna la ha reducido considerablemente, ya que puede estimarse en cada boca un avance diario, con dos turnos, de unos 3 mts., lo que supone en un plazo para toda obra muy inferior al necesario para construir la presa.

Podemos suponer, pues, para la tubería el siguiente costo:

Túnel = 1.480 mts. a \$ 50.....	= \$	74.000
2.600 mts. de tubería de hormigón hasta el tanque de presión, y 1570 más del tanque de la Tablaza hasta el tanque de presión de la planta del Orfanato, ambas a \$ 20 por metro.....	"	83.200
Para obras de arte en estas tuberías.....	"	5.000
Boquillas en las entradas del túnel y de la tubería actual, con sus válvulas.....	"	5.000
Imprevistos y administración	"	25.000
Total.....	\$	<u>192.200</u>

Queda por considerar, para poder comparar el presente proyecto con el del río Medellín, el posible costo de la planta de purificación, pues hay que tener en cuenta que en este último proyecto está incluida una planta muy completa y eficiente.

Ante todo hay que recordar que como en el embalse se obtiene una considerable sedimentación y con ella una autopurificación notable del agua, parece posible la instalación de una batería de filtros de presión, lo que, como

es sabido, resulta más económico que el sistema de filtros comunes de arena.

Sin embargo, suponiendo que no sea posible lo anterior, podemos partir del presupuesto de una planta de filtración, presentado por el ingeniero señor Julián de la Cuesta el 9 de Junio de 1933, con capacidad para 36.000 m³ por 24 horas. El valor de la planta resulta de \$ 125.699. Nosotros necesitamos tratar 55.000 m³ por 24 horas, pero en circunstancias muy favorables, por la sedimentación de las aguas. Por lo cual considero que un cálculo de \$ 160.000 es suficientemente amplio para atender a las contingencias.

El costo de la obra total resulta:

Presas.....	\$ 377.545
Tubería y túnel.....	" 192.200
Planta de filtración.....	" 160.000
Total.....	\$ 729.745

Como esta cifra es realmente alta para las capacidades económicas actuales del Municipio, y aún para las necesidades del momento, es preciso pensar en la conveniencia de limitar la obra a lo estrictamente indispensable.

Considero que sería práctico hacer la presa hasta el nivel 52, como lo recomendé a la Sección Técnica en el primer estudio, con lo cual se obtiene un volumen embalsado de cerca de 250.000 m³. Como el aumento del caudal por segundo obtenido en este primer desarrollo no será lo suficiente para que se sobrepasen los 460 litros por segundo que puede descargar la tubería actual, aunque sí atienden las necesidades de la ciudad en un plazo halagador, no habrá razón por el momento para construir el túnel y el nuevo tramo de tubería. Considero que limitada la obra en esa forma, y aplazada la construcción de la planta de filtración, el primer desarrollo no costaría más de \$ 100.000.

La disposición anterior de los trabajos, no perjudica en nada la solidez de la obra definitiva, y esta limitación es frecuente en presas de grandes proporciones. En cambio, el servicio que prestaría esta primera parte sería enorme, pues haría muy eficaz la actual clorización del agua,

por la sedimentación obtenida. Hay que tener presente que hoy en época de lluvias, aunque se gaste mucha cantidad de cloro, no se obtiene purificación satisfactoria, y sólo se logra elevar desproporcionadamente los gastos de operación.

Con esto podemos entrar a hacer la comparación entre la obra estudiada y el proyecto de utilización de las aguas del río Medellín.

Según se vió atrás, una vez construída la presa, puede dar la quebrada un gasto para Medellín de 55.000 m³ por día, que corresponde a 636 litros por segundo.

En cambio la obra estudiada por el señor Bunker abastece a razón de unos 800 litros por segundo. Por lo demás, el río puede rendir un número talvez de más de los mil litros.

Sin embargo la desigualdad puede mermarse vaciando en la hoya de «Piedras Blancas», o en la quebrada de «Santa Elena», según se estimara más conveniente, siquiera parte del caudal de la quebrada «La Honda», mediante un túnel que no alcanzaría un costo desproporcionado a la mejora.

En cuanto a la calidad de las aguas disponibles en ambos proyectos, me permitiré hacer las citas necesarias del informe del señor Bunker, presentado el 27 de abril de 1931 al señor Superintendente de las Empresas. Emplearé el texto traducido que reposa en la Sección Técnica.

Más interesante que el costo inicial, en esta clase de obras es el costo de purificación de las aguas, que aumenta considerablemente con su contaminación. Respecto de ésta, dice el señor Bunker: «El significado de esto es importante por el hecho de que la cantidad de contaminación producida en una hoya hidrográfica, varía directamente con la densidad de población».

Pues bien: hoy, según se desprende del estudio del Sr. Bunker, la contaminación de las aguas del río es enorme, lo que implica un alto costo de la purificación. Y es natural que así sea, dada la alta densidad de la población en el valle del río de 182 habitantes por km². Lo más grave de la rapidez con que aumenta y aumentará dicha densidad de población, pues el dato de 128 habitantes se re-

fiere a 1931, época del informe. Hay que pensar qué resultados darían los análisis del agua cuando escribo esta tesis.

En cambio en «Piedras Blancas» la situación es diametralmente opuesta, pues la densidad de la población de la hoya es muy baja.

En el informe del Sr. Bunker está dada como de 32,8 habitantes por km².-Dato de 1930. Como se ve, ya hay una gran diferencia, pero lo más interesante es que esta densidad puede rebajarse en la medida que se quiera, pues ya se ve la posibilidad de que el Municipio se haga dueño único de la parte de hoya situada arriba de la toma del acueducto.

Como lo recomienda el Sr Joaquín Jaramillo S. en informe rendido a la S. de M. P. en Septiembre de 1933, el Municipio podría con muy bajo costo comprar los terrenos de propiedad particular situados en esa región, y en efecto ya ha comprado mucha parte de ellos.

De modo que en «Piedras Blancas» puede mejorarse considerablemente la calidad de las aguas, ya hoy buena, con sólo despoblar la región y mucho más aún haciendo un embalse donde se unirán el efecto de la decantación y el de la acción de la luz solar para rebajar grandemente la cuenta bacteriana.

Para apreciar el interés que esto tiene, véase el siguiente dato sobre el acueducto de Albany, Nueva York, que trae el Sr. Bunker en la pág. 45 de su informe: «Actualmente se trabaja en el desarrollo de una fuente de abasto en las montañas de Helderberg, para reemplazar la existente agua del río, altamente contaminada, que ha sido clasificada entre las más malas en los Estados Unidos. Es éste un ejemplo del abandono de un abasto de agua tomado de un río tan altamente contaminado que es mirado como inconveniente para usarlo, *a pesar de ser sujeto a purificación*» (El subrayado es mío). Y cuenta que el río Medellín no sale muy bien librado en este aspecto comparado con los de los Estados Unidos.

En efecto: después de estudiar tres posibles sitios para la bocátoma, concluye el Sr. Bunker lo siguiente:

Respecto de la 1^a. (pág. 45): «*Teniendo en cuenta todos los datos recogidos, la única conclusión que puede sacarse*

es que un abasto del río Medellín, tomado en la Planta de Vapor estaría altamente contaminado»

Respecto de la 2ª. (pág. 46): *«Teniendo en cuenta todos los datos recogidos, la única conclusión que puede sacarse es que un abasto de agua tomado del río Medellín cerca del Puente de Envigado estaría altamente contaminado».*

Respecto de la 3ª. (pág. 47): *«Teniendo en cuenta todos los datos recogidos, la única conclusión a que puede llegarse, es que un abasto de agua tomado del río Medellín en el Ancón, estaría altamente contaminado».* (Subraya el Sr. Bunker).

Estas conclusiones fueron impuestas por observaciones hechas ya hace cerca de cuatro años; piénsese cómo estarán las cosas hoy y se verá cuál es la respuesta a la siguiente pregunta: ¿Podría Medellín estar seguro, en caso de tomar el agua del río, de no verse relativamente pronto en el mismo caso de Albany, y sobre todo de no tener nunca que tomar la drástica y costosa medida adoptada en aquella ciudad?

Sin embargo, en la pág. 57 de su informe, después de diversas consideraciones, llega el Sr. Bunker a las siguientes conclusiones:

«Tal como yo veo el problema ahora, la ciudad tiene dos alternativas: una, desarrollar un abasto del río Medellín, y la otra, utilizar los abastos de «Piedras Blancas» y de «Santa Elena», como base para desarrollar un abasto con una planta de purificación localizada arriba de los tanques del Orfanato y trayendo a esa planta agua de otras fuentes. La escogencia del abasto que debe desarrollarse debe decidirse sobre la base del costo total más bien que sobre lo que puede considerarse como un extra-costo de la purificación del agua del río Medellín por tener que agregar un tanque de almacenaje preliminar para el agua cruda»

«No entro en una discusión detallada de los méritos relativos de los dos abastos, pero antes de condenar el abasto del río Medellín, por razón de su alta contaminación, debe considerarse cuidadosamente los siguientes puntos:

- 1) El costo para obtener agua de otras fuentes para

aumentar los abastos de «Santa Elena» y de «Piedras Blancas», será alto.

2) No hay información detallada sobre la descarga mínima de la Quebrada Honda, cuyo desarrollo ha sido propuesto.

3) La construcción de represas y embalses es costosa.

.....

6) Sin construir un tanque de almacenaje preliminar para las aguas de «Piedras Blancas» y de «Santa Elena», su alta turbidez, después de las lluvias, aumentará el consumo de alumbre y el costo de operación.

.....

“Para concluir, yo recomiendo que se busque un sitio conveniente para un tanque para el almacenaje preliminar de aguas del río y que se prepare un presupuesto de costo aproximado, antes de condenar el río como fuente de abasto por el hecho de que su agua altamente contaminada aumenta el costo de purificación. Siempre que no se encuentra otra fuente de abasto sino un río contaminado, o cuando es muy costoso ir a mayores distancias para traer fuentes menos contaminadas, no solamente es económico sino aconsejable escoger el abasto contaminado y purificarlo usando almacenamiento preliminar y doble o triple aereación como ayuda a la filtración rápida de arena”.

Como se ve, el Sr. Bunker se decidió por la fuente contaminada, pero es de advertir que no parece muy conveniente una decisión basada en consideraciones como la del punto 3. En efecto: ¿cómo puede tacharse de costosa la construcción de una presa, cuyo valor, según se vió, puede estimarse a lo sumo en \$ 378.000, cuando en la otra obra hay un solo renglón, único que presupuesta el Sr. Bunker, de \$ 232.020,10, correspondiente al tanque de almacenamiento, y naturalmente representa una proporción baja de la obra total?

En cuanto a los otros puntos cabe observar lo siguiente:

La construcción de una presa o embalse no puede ser considerada independientemente como costosa o barata, sino que su costo depende de muchos factores, y debe ser estudiada antes de desecharla rotundamente como hace el Sr. Bunker en el punto 3.

En cuanto al punto 6, tiene fuerza probatoria sólo en el caso de que debe ser desechada la presa de que habla el punto 3, ya que una vez construída la presa, se dispone del tanque exigido en el punto 6.

Respecto del punto 1, me parece que si el Sr. Bunker se refiere a las aguas de La Ladera, tiene razón en su apreciación, pues como dichas aguas están muy dispersas, el reunir las sería tarea costosa. Si se trata de la quebrada La Honda, no participo del concepto, pero eso es objeto del punto 2.

Respecto del punto 2, no puedo explicarme cómo se estampó en dicho informe, pues pretender negar la importancia de un caudal de aguas, sólo porque no se conoce exactamente su valor, no es actitud muy razonable.

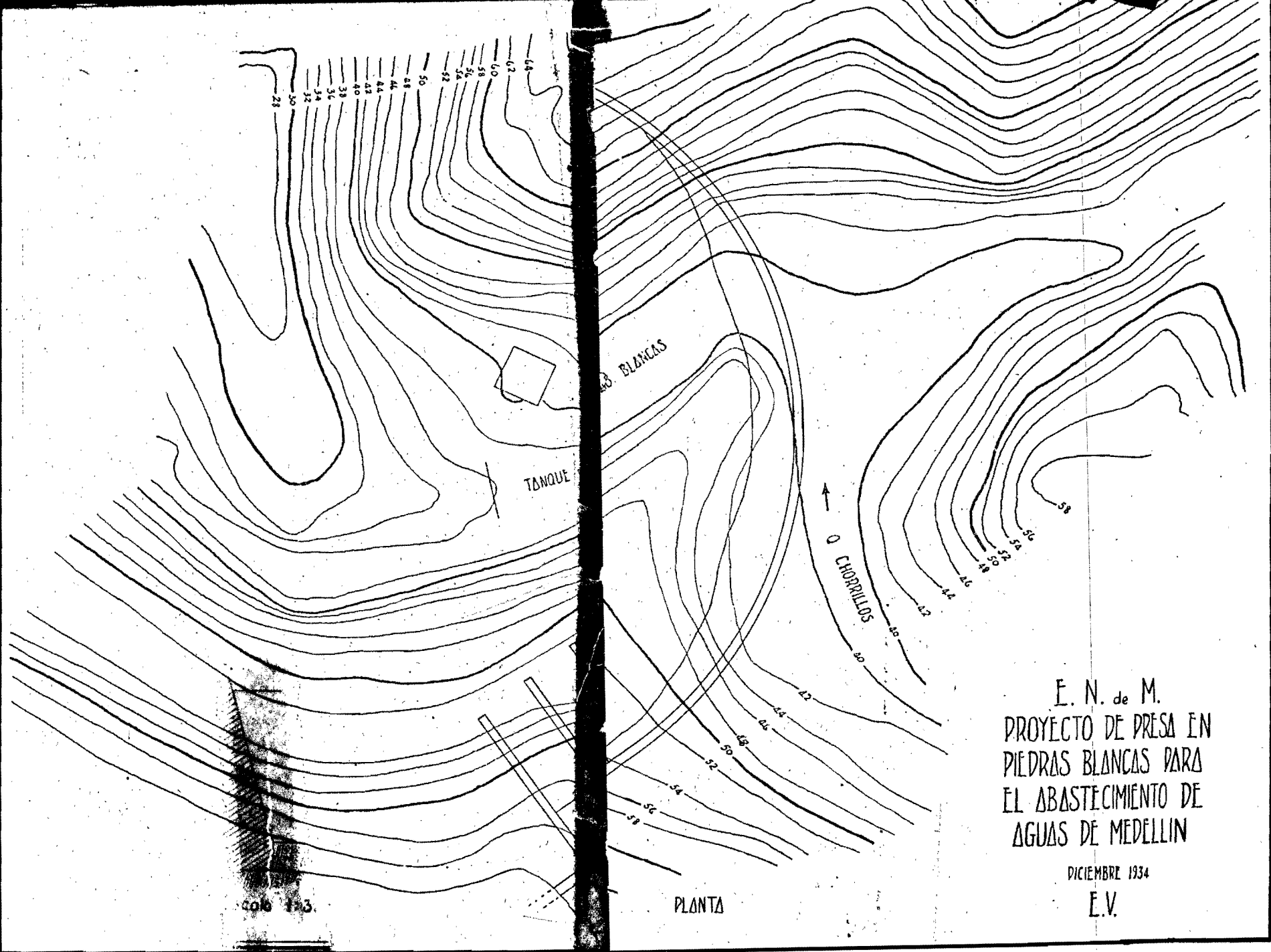
Lo correcto, si era que quería destacarse esta quebrada, habría sido aprovechar la época de fuerte sequía en que se hizo el estudio del río para efectuar el aforo de dicha quebrada, y en vista del resultado, si era muy pequeño, ya hubiera podido desecharse su utilización, de manera razonable.

Yo, aunque no conozco tal quebrada, la he mencionado como posible auxilio para «Piedras Blancas», por informes que me han dado ingenieros que la conocen y que hasta han medido su caudal, aunque no pude conseguir el dato exacto.

Por todo lo anterior, me parece que los puntos enumerados por el Sr. Bunker, lejos de conducir lógicamente a la solución del río, desvían de ella el ánimo desprevenido.

En cuanto a lo de ir a buscar fuentes lejanas, aunque de baja contaminación, me parece que no es ese nuestro caso, pues hasta el punto de la presa hay actualmente una tubería capaz de descargar unos 460 litros por segundo, y se vió atrás que el complementarla con otra igual, no constituye un problema serio.

En conclusión, me parece que el Municipio debe proceder a hacer los estudios encaminados a la construcción de la presa en la toma actual, y mientras se construye dicha obra, es de suma urgencia continuar la labor emprendida de ir adquiriendo el dominio de las tierras de la hoya, para poder conseguir el doble objetivo de mejorar la calidad y la cantidad del agua disponible para el abasto de la ciudad.



TANQUE

PIEDRAS BLANCAS

CERRILLOS

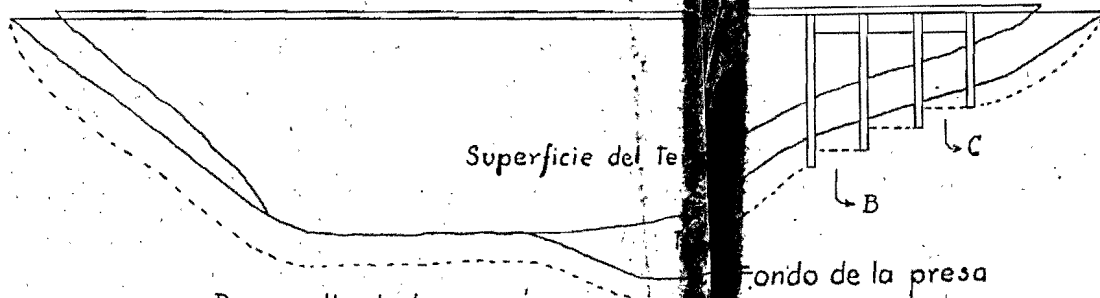
E. N. de M.
PROYECTO DE PRESA EN
PIEDRAS BLANCAS PARA
EL ABASTECIMIENTO DE
AGUAS DE MEDELLIN

DICIEMBRE 1934

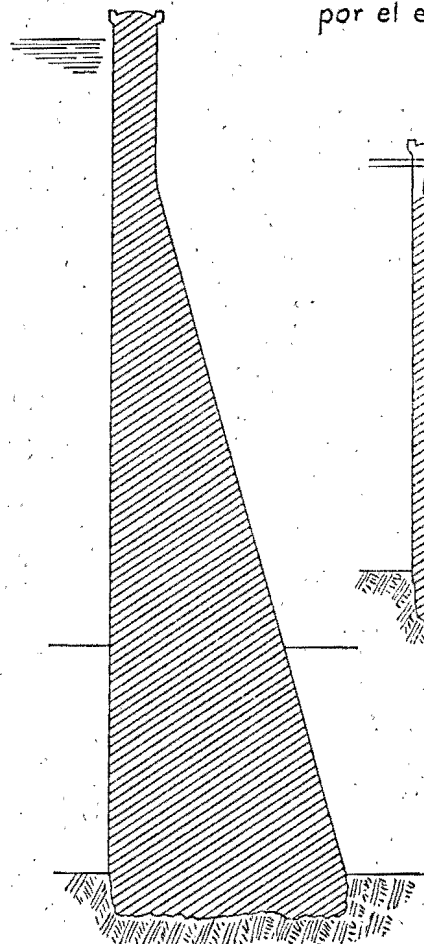
E.V.

PLANTA

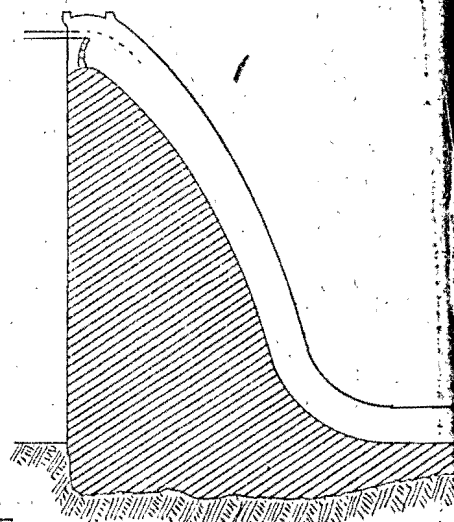
1:3



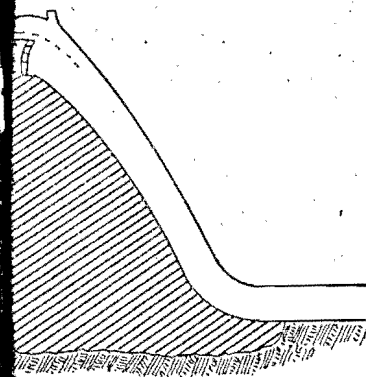
Desarrollo de la sección
por el eje Escala 1:1000



Sección AA. Escala 1:300



Sección BB
Escala 1:300



Sección CC
Escala 1:300

EN de M
PROYECTO DE PRESA
EN PIEDRAS BLANCAS
PARA EL ABASTECIMIENTO DE
AGUA DE MEDELLIN
ENRIQUE VELASQUEZ