

620.82  
F34  
169, c.1



FACULTAD NACIONAL DE MINAS.  
MEDELLIN.

17081

ESTUDIO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE  
COLECTORES PARA MEDELLIN.

Tesis de grado

JOSE TEJADA SAENZ.



Medellin, enero de 1944

ESTATUTOS UNIVERSIDAD NACIONAL

"Art. 200 - El Presidente de Tesis, el Consejo de  
Jueces de Tesis y el Consejo Examinador NO serán  
responsables de las ideas emitidas por el Candidato."

A MIS PADRES.

enero de 1.944

T  
628.14  
734  
v. 1 g. 1

## I n t r o d u c c i o n

Son innumerables los inconvenientes que representa para Medellín el actual sistema de alcantarillado. Todavía corren por el centro de la ciudad los zanjones y pequeñas quebradas convertidos en alcantarillas abiertas que constituyen una amenaza constante y verdadera para la salubridad de la población.-

El caudal de la quebrada Santa Helena es insuficiente para diluir las aguas negras que desaguan en su cauce, observándose las molestias consiguientes.-

Debemos admitir que en un futuro el río estará expuesto a una contaminación semejante. Este será, pues, un problema para el Medellín futuro: la contaminación del río por las aguas sucias provenientes de la ciudad, el cual debe resolverse en armonía con todos los otros problemas que el río Medellín presenta.-

Este trabajo, sin mayores pretensiones, quiere presentar un estudio preliminar del sistema de Colectores para Medellín, y la solución o posibles soluciones aparentemente más indicadas para los problemas relacionados con dicho tema. Su carácter de estudio preliminar no le permite dar soluciones definitivas, que sólo se podrían obtener con un estudio detenido de cada problema. Sin embargo, es de esperarse que los datos obtenidos en este trabajo sirvan de orientación para un estudio formal de los colectores, que indudablemente son ya una necesidad para Medellín.-

### ESTATUTOS UNIVERSIDAD NACIONAL

"Art. 200 - El Presidente de Tesis, el Consejo de Jueces de Tesis y el Consejo Examinador NO son responsables de las ideas emitidas por el Candidato."

12041

PROBLEMAS RELATIVOS AL RIO MEDELLIN

En un principio, la finalidad de este trabajo fue la de tratar lo mas detalladamente posible todos los problemas del rio Medellín. Desgraciadamente, la extensión y complejidad del tema, ya que cada uno de los problemas del rio puede dar origen a un tratado voluminoso sobre el mismo, no permitió, unido al poco tiempo disponible, desarrollar el tema primitivo en toda su extensión. En consecuencia escogí uno de los problemas, el que me pareció mas importante técnicamente, como tema principal de este trabajo. El problema escogido fue el relativo a la contaminación del rio debida a las aguas negras provenientes de la ciudad o en otros términos el estudio de un SISTEMA DE COLECTORES PARA MEDELLIN.

Sin embargo trataré brevemente los distintos problemas relativos al Río, los que pueden resumirse en los siguientes:

1<sup>o</sup>.- PROBLEMAS HIGIENICOS Y SANITARIOS.

- a).- sanificación del rio y sus alrededores.-
- b).- contaminación del agua en las cabeceras.
- c).- contaminación debida a las aguas negras domésticas e industriales provenientes de la ciudad.-
- d).- el rio como abasto de aguas para el acueducto de Medellín.-
- e).- contaminación por basuras.-

UNIVERSIDAD NACIONAL  
Facultad de Minas  
Zona de Medellín

2<sup>o</sup>.- PROBLEMAS HIDROLOGICOS.-

- a).-Regularización del caudal y repoblación forestal de las vertientes.-
- b).-rectificación y cuelga del Río.-

3<sup>o</sup>.- PROBLEMAS URBANISTICOS.-

- a).- Avenidas paralelas - Arborización - Zonas verdes en el sector de la ciudad.-Parques.-
- b).- El rio como eje de la ciudad futura. Problemas d' tráfico consiguientes-
- c).- El Ferrocarril. Localización definitiva de las líneas.-
- d).- Solución de pasos a nivel, puentes &.

4<sup>o</sup>.- PROBLEMAS ECONOMICOS Y LEGALES.-

- a).- Valorización.
- b).- Instrumentos legales necesarios para protección = del rio y para solución de los otros problemas del

mismo;-

a).- SANIFICACION DEL RIO Y DE SUS ALREDEDORES.

Debido a los focos de infección palúdica se observa que los terrenos aledaños al río están casi totalmente despoblados, notándose más bien la tendencia de los pobladores a buscar terrenos más altos. A causa de la dificultad de drenaje de los terrenos bajos, se forman en éstos charcos y pantanos, que luego van a ser criaderos ideales de mosquitos. Por la misma causa de la insalubridad de

estas tierras se observa que terrenos muy bien situados respecto de la ciudad, donde por la cercanía al centro de la misma, se podrían planear urbanizaciones de un valor potencial muy elevado, - están hoy totalmente abandonados. Estos terrenos con un saneamiento adecuado, permitirían el acomodo de un número bastante elevado de habitantes, los que hoy tienen que buscar su casa de habitación en parajes relativamente distantes ( Belén, América, Robledo, Poblado.) con las dificultades consiguientes de transporte.-

Naturalmente la cuelga del Río contribuiría enormemente al saneamiento de estos terrenos, ayudando a su desecación. Pero aquélla debe ir acompañada de una campaña sanitaria intensiva, una ampliación a grande escala de la llevada a efecto por la Oficina de Ingeniería Sanitaria Seccional de Antioquia en la región de Guayabal; veamos a propósito lo que dice el informe sobre el referido proyecto: "... un gran núcleo de población que podríamos estimar en 150000 habitantes desde la población de Caldas hasta Barbosa, se vé amenazada permanentemente de paludismo, por los ~~criaderos~~ de mosquitos que producen las inundaciones del Río Medellín, las quebradas y riachuelos afluentes del río, la explotación incontrolada de numerosos tejares sin obras adecuadas de saneamiento, y los grandes cultivos de caña de azúcar y plátano, que traen consigo problemas de riego y aguas estancadas. Estos factores, unidos a la ninguna campaña sanitaria de quinización; obras de drenajes, alcantarillados y desecación de pantanos, habitaciones sin anjeo, y ninguna petrolización de predios y solares, agudizan el-

problema del paludismo en el valle del río Medellín.- "un estudio cuidadoso sobre el terreno ... llevo a la conclusión de que la causa de la insalubridad de toda esta zona estribaba en que los tejares actuales no poseían desagües adecuados; que la quebrada "El Manzanillo" no poseía la capacidad transportadora que debe tener, que su curso era demasiado irregular y que su fondo estaba muy por encima del nivel de cierto número de tejares. Por lo tanto el programa de saneamiento debe consistir en: Mejorar el alineamiento de la quebrada; bajar el fondo de la misma, cambiar la pendiente para que no haya sedimentación y aguas estancadas; darle la capacidad necesaria; proyectar los desagües de los distintos tejares a la quebrada; hacer que en todos los tejares las zanjas para desagües superficiales sean en tejones de barro cocido; todos los hoyos y zanjas deben tener su desagüe, y los que no lo permitan deben rellenarse hasta donde lo faciliten.".-

Para el canal se adoptó en el fondo media sección de atanores de 16" ( sexta) y paredes con talud de 3/2 hechas con ladrillo.-

Utilizando la experiencia adquirida en la campaña en referencia se deben proyectar obras de recolección de aguas de todos los puntos en donde puedan estancarse; se debe estudiar la mejora y rectificación de las quebradas que conducen estas aguas al río; utilizando, si es necesario, canales artificiales de ladrillo, piedra o el material que demuestre ser más económico según las circunstancias.-

b y c).- CONTAMINACION DE LAS AGUAS DEL RIO.-

En relación con la contaminación de las aguas del río en las cabeceras, existe un notable trabajo muy completo del ingeniero George C. Bunker, quien estuvo encargado en el año de 1.931 del estudio de la posible utilización del río Medellín como abasto de aguas para el consumo de la ciudad. En este trabajo, Mr. Bunker estudia la contaminación de las aguas del río en el primer sector (hasta la planta de Vapor), haciendo análisis bacteriológicos de las aguas en distintos puntos; un resumen de estos análisis es el cuadro # 3. El informe de Mr. Bunker describe también detalladamente las características hidrológicas del río en este sector; puede considerarse este informe como uno de los trabajos más completos y más conscientes hechos con referencia al río Medellín.-

Lo que sigue es un resumen de la parte del informe relacionado con la contaminación de las aguas del río (debe tenerse en cuenta que Bunker estudia las aguas del río desde el punto de vista de su posible utilización como abasto, por consiguiente es muy riguroso al considerar la contaminación ):

"Las fuentes de contaminación pueden separarse en dos grandes clases, a saber:

- a).- Contaminación por descarga de alcantarillas o desperdicios industriales, directamente al río; y
- b).- Contaminación por drenaje natural solamente.-



En la primera clase los más importantes son los desagües de habitaciones, los excrementos de animales y los desperdicios orgánicos de ciertos procesos industriales, tales como mataderos y tenerías. La contaminación de fuentes humanas es el origen más serio de la infección potencial y actual de los abastecimientos de aguas.-"

Las fuentes de la segunda clase contribuyen también a la contaminación elevada de las aguas, especialmente en la época de las lluvias, en que éstas lavan la superficie de la hoya hidrográfica arrastrando hacia el río las materias orgánicas perjudiciales (excrementos) depositados en aquélla."

"La forma más concentrada de contaminación de la clase a) es la que proviene de alcantarillas que desagüen directamente al río. Hay solamente dos puntos ( en 1.931 ) en que los desagües descargan directamente al río en forma concentrada y en volumen relativamente grande. Uno de estos puntos es Caldas, en donde dos alcantarillas principales y seis pequeñas, llevan la mayor parte de los desagües de la población y descargan directamente al río. El otro punto es Envigado; los desagües de esta población son llevados al río por un canal que desagua un poco a arriba de la quebrada Ayurá.-"

"Después de la contaminación por materias excrementicias de origen humano, la fuente más importante de contaminación son las materias excrementicias de los animales. Pero en cuanto-

concierno a gérmenes de enfermedades específicas introducidos al agua del río, la contaminación procedente de animales no es de mucha importancia."

DESPERDICIOS INDUSTRIALES.- El número de establecimientos industriales en la parte de la hoya estudiada por Mr. Bunker en 1.931 era en total de 63, entre los que se contaban 25 tejares, 16 máquinas de caña, 3 tenerías, y 5 mataderos, una cervecería. De estos pueden considerarse los mataderos y las tenerías como las fuentes más importantes de contaminación industrial de las aguas del río en este sector.-

Existen además otras fuentes varias de contaminación a saber: lavado de ropas, lavado de animales, baños, lavados de caminos en la hoya, materia orgánica llevada por el agua que viene de los diques de irrigación, cañamelares y tierras de pastos.-

Para el análisis bacteriológico de las aguas, se determinan las proporciones de dos tipos diferentes de bacterias.-

a).- Bacterias que se desarrollan en colonias en 24 horas en un medio de cultivo de agar-agar y a la temperatura de la sangre 37<sup>o</sup>. Estas indican el número de bacterias rechazables por posiblemente perjudiciales, ya que prosperan a la temperatura del cuerpo humano.-

b).- Las bacterias del grupo B-Coli son habitantes regulares del intestino del hombre y de muchos animales de sangre

caliente, y aparecen regularmente en sus excrementos. No son indicio cierto de contaminación por gérmenes patógenos, pero sí lo son de la contaminación de las aguas por materias fecales. Debe tenerse en cuenta que la contaminación por descargas intestinales es no sólo la más ofensiva sino también la más peligrosa de las contaminaciones a que pueden exponerse las aguas.-

Mr. Bunker, del estudio bacteriológico deduce la siguiente conclusión:

"El alto número de bacterias de las muestras recogidas en los tres últimos puntos ( ver cuadro # 3 ), junto con los índices de B-Coli, demuestran de manera concluyente que la densidad de contaminación del agua del rio es demasiado alta.-"

En relación con la contaminación de las aguas, transcribo el artículo # 3., de la Resolución nº 11 de 1.914, emanada del Consejo Superior de Sanidad: "art. 3º.- Prohíbese también establecer excusados en las partes altas de las fuentes o corrientes de agua que sirven para el uso de varios moradores de predios vecinos, y derramar directamente en ellas toda materia excrementicia, los excusados se establecerán a distancias convenientes de las fuentes y corrientes de agua, de modo que no pueda contaminarlas con sus productos.-"

De lo que se ha visto se deduce: si se quiere evitar la contaminación de las aguas del rio cumpliendo con las disposiciones legales sobre la materia, debe estudiarse la construcción de -

cámaras o pozos sépticos para tratar las guas negras de las pequeñas comunidades; y de plantas de depuración pequeñas para poblaciones tales como Caldas y Envigado. Las aguas negras provenientes de la fracción del Poblado irán directamente al colector paralelo al río Medellín. Lo mismo puede decirse del sector de Guayabal con relación al colector izquierdo paralelo al río.-

Estas mismas consideraciones se aplican a las aguas de alcantarilla, que provenientes de la ciudad, descargan en el río Medellín: debe evitarse su desagüe directo al río reuniéndolas por medio de colectores y llevándolas a un sitio apropiado, donde debe montarse una planta para tratamiento y depuración de las mismas. No se exige que el afluyente resultante después del tratamiento sea totalmente inocuo, pero sí lo suficiente como para no causar molestias aguas abajo.-

d).- EL RIO COMO ABASTO DE AGUAS PARA EL CONSUMO DE MED-  
DELLIN.-

Bunker, en su estudio ya mencionado, considera que el volumen combinado de las aguas de Santa Helena y Piedras Blancas será insuficiente para el abasto de la ciudad. Calcula que en el río se dispondrá de una cantidad de agua suficiente para una población de 400.000 habitantes, partiendo de un consumo de 250 litros por día, por cabeza, teniendo en cuenta un 20% de exceso.-

El sistema de purificación propuesto es el siguiente: -

1º.- aireación del agua cruda, con o sin adición de cloro.-

- 2<sup>o</sup>.- Almacenaje del agua aireada durante un período de cinco días aproximadamente en tanque cubierto.- -
- 3<sup>o</sup>.- Aireación del agua tomada del tanque de almacenamiento, con o sin adición de cloro.-
- 4<sup>o</sup>.- Aplicación de alumbre al agua tomada del tanque .
- 5<sup>o</sup>.- Sedimentación.-
- 6<sup>o</sup>.- Filtración a través de filtros rápidos de arena.-
- 7<sup>o</sup>.- Desinfección con cloro del agua filtrada.-
- 8<sup>o</sup>.- Aireación del agua filtrada.-
- 9<sup>o</sup>.- Almacenaje en tanque cubierto, del agua desinfectada y aireada.-

La primera aireación suplirá cualquier deficiencia de oxígeno en el agua del río al entrar al tanque de almacenamiento

El almacenamiento preliminar efectuará una purificación parcial del agua cruda por la oxidación de la materia orgánica inestable, reducción del número de bacterias, incluyendo los Colibacilos y reducción de la cantidad de lodo en suspensión por sedimentación.-

El bosquejo de las unidades que componen el sistema de purificación propuesto es el siguiente:

- 1<sup>o</sup>.- Una boca-toma en el río arriba de la Q. Muñoz.-
- 2<sup>o</sup>.- Un aireador y un depósito para el almacenamiento preliminar de agua cruda. Sería en la orilla iz -

quiera del río, al lado Norte del puente de Envigado.-

3º.- Tubería de gravedad de este tanque a la Planta de Purificación.-

4º.- Planta de Purificación localizada en los llanos de "El Rodeo" al frente del K. 4.6 de la carretera de Medellín a Caldas.-

5º.- Una tubería de gravedad de la Planta de Purificación a una estación de bombas situada cerca de la Planta de Vapor.-

6º.- División del sistema de distribución en distritos de servicio alto y bajo con sus tanques correspondientes, e intercomunicados.-

A pesar de que las recomendaciones de Bunker no se siguieron, ya que se prefirió establecer la Planta de Purificación, tratando las aguas de las Quebradas Santa Helena y Piedras Blancas, no debe dejar de tenerse en cuenta este estudio porque el río puede considerarse como una reserva de emergencia para el abasto futuro de aguas de la ciudad, considerando que según los cálculos para el acueducto, el caudal disponible de Santa Helena y Piedras Blancas estará copado en el año de 1.958.-

e).- CONTAMINACION POR BASURAS.

En la actualidad, muchas de las basuras recolectadas en Medellín, se están botando directamente al río y algunas a la quebrada Santa Helena. Esta es una práctica altamente perju

dicial que debe eliminarse totalmente, aplicando rígidamente las disposiciones legales sobre protección de las corrientes de agua. Saltan a la vista los perjuicios que pueden ocasionar el sistema de arrojar las basuras al río, pues arrastradas por el agua van a depositarse más o menos lejos del punto donde fueron vertidas, creando focos de infección por la putrefacción de la materia orgánica de las mismas.-

En seguida copio algunas disposiciones vigentes relativas a este problema:

" No podrán arrojarse las basuras de las poblaciones-- sino en sitios distantes por lo menos un kilómetro de las vías públicas, y dos kilómetros de las habitaciones y las fuentes de aguas potables".- Resolución # 18 de 1.914 de la Junta Central de Higiene.-

"Es prohibido arrojar a las corrientes de agua de uso común los despojos industriales, tales como la cereza proveniente del café despulpado, el bagazo de caña de azúcar, basuras, inmundicias, o cualquiera otra materia orgánica en descomposición que la altere o la haga im potable.-

" Los despojos industriales, cereza del café, bagazo de caña de azúcar, etc., se colocarán en depósitos o fosas apropiadas, mezclados con cal y tierra para ser transformados en abono. Estos depósitos de abono deben estar colocados lejos de las casas de habitación y situados de manera que sus productos no se =

mezclen con las aguas de consumo." Resolución # 11 de 1.914 de -  
El Consejo Superior de Sanidad.-

"Queda terminantemente prohibido arrojar la cereza o pulpa del café, el bagazo de caña y desperdicios del fique y demás detritus vegetales a los cursos de agua o amontonarlos en sitios que por su topografía permiten el fácil arrastre hacia aquellos, o regarlos sobre el terreno sin haber sido convenientemente descompuestos en fozos, zanjás, chiqueros o depósitos similares." Resolución # 218 de 1.936 del Departamento Nacional de Higiene. -

"En las poblaciones principales de la República se construirán uno o más hornos destinados a la cremación de las basuras y desperdicios que no se utilicen inmediatamente como abono para la agricultura.-

"Estos hornos se construirán por lo menos a un kilómetro fuera del perímetro de la población."

"Todas las basuras y desperdicios serán conducidos al sitio en que esté establecido el horno, y serán incinerados a más tardar veinticuatro horas después de haber sido conducidos allí.-"Acuerdo del 4 de mayo de 1.897. Junta Central de Higiene.-

La cantidad de basuras por cabeza y por año oscila entre 100 y 375 libras, o sean de 120 a 460 gramos por habitante y por día. En promedio de 250 gramos, variando bastante este valor, según el carácter de la población. Algunos dan un valor pro-



medio que oscila entre 500 y 600 gramos.-

La población urbana actual de Medellín con las fracciones puede asumirse 160.000 a 180.000 personas; o sea que la producción diaria de basuras sería aproximadamente de unas 40 toneladas diarias. Según esta cuenta aproximada, si suponemos que solamente el 50% se bota al río tenemos un total de 20 toneladas diarias de basuras contaminando el mismo.-

Para una cantidad tan grande de desperdicios, puede estudiarse perfectamente un aprovechamiento industrial, que por lo menos alcance a compensar los costos de la recolección de los mismos.-

Los sistemas de la eliminación de las basuras son muy numerosos, a saber: utilización para rellenar terrenos bajos. Entierro y transformación en abonos. Empleo para la alimentación de cerdos. Reducción que consiste en extraer la grasa, remover el agua y utilizar el residuo seco como alimento de animales o como fertilizante. Incineración. Reducción en depósitos cerrados por un proceso semejante al del tratamiento de aguas negras en tanques sépticos.

Algunos de estos sistemas presuponen una selección de las basuras para recuperar en ellas algunos componentes que pueden representar algún valor, tales como botellas, metales, papeles, trapos, etc.-

Creo que en Medellín daría resultado, el segundo sistema, haciendo zanjales en algunos terrenos bajos, arrojando la ba-

sura en ellas y tapando luego con una capa delgada de tierra, para impedir la procreación de las moscas pero en tal forma que no estorbe totalmente el acceso de aire a las basuras. Estas sufrirían así una descomposición provocada por bacterias aeróbicas, - que las habrán transformado totalmente al cabo de dos a cuatro años en materias minerales ricas en nitrógeno, nitritos y nitratos. que sirven como abono.-

Los sistemas que exigen una transformación artificial, son de costo elevado, por requerir plantas de tratamiento y equipo especiales.

## II.-PROBLEMAS HIDROLOGICOS.

La mayor parte de los árboles de la hoya hidrográfica han sido destruídos, las vertientes de la hoya en la primera parte, son bastante pendientes; por consiguiente, al faltar el efecto regularizador de la vegetación las aguas superficiales ocasionadas por una lluvia fuerte encontrarán rápido acceso al río dando lugar a grandes crecientes y borrascas. El arbolado y la vegetación retienen el agua, favoreciendo así la infiltración, demorando el tiempo de concentración y contribuyendo por lo tanto a que las crecientes, si las hay, sean menos violentas. En tiempo de estiaje también se experimentará una regularización debida al aumento de las aguas subterráneas, por la mayor cantidad de infiltración en un terreno protegido por vegetación, que en uno que no lo sea.-

Esta consideración es especialmente importante en el caso de la quebrada Iguaná, la que frecuentemente experimenta unas crecidas bastante fuertes, arrastrando cantidades de piedra y cascajo, que riega en parte a lo largo de su curso en el valle, y que en parte deposita en el lecho del río Medellín, formando una barrera natural en él, como puede observarse en los perfiles del lecho del mismo ( Plancha # 6 ). Este efecto perjudicial debe tenerse en cuenta al considerar la proyectada Cuelga del Río, porque si el lecho de éste tiende a bajar por el aumento de velocidad de las aguas al crecer la pendiente, también es cierto que a cada crecida de la Iguaná, recibirá una cantidad bastante grande de cascajo y piedras, que constituirán un estorbo en el proceso natural del ajuste del lecho del río a su nueva pendiente. Para corregir este defecto deben combinarse dos remedios:

- a).- Regularizar y controlar en lo posible el flujo de aguas de la quebrada La Iguaná.-
- b).- Ayudar mecánicamente a la cuelga o profundización del lecho del río.-

Para la regularización del caudal de la quebrada La Iguaná, debe llevarse a efecto un plan completo de control, el cual puede dividirse en dos partes.-

- 1º.- Repoblación forestal de toda la cuenca de la quebrada. Lo que contribuirá a disminuir los caudales máximos en tiempos de lluvia.-

2<sup>o</sup>.- Control de la velocidad de las aguas para disminuir el poder de arrastre de las mismas. Esto podrá hacerse por una serie de muros transversales escalonados a lo largo del curso de la quebrada.-

Creo que este sistema sería particularmente efectivo en el valle, a partir de Robledo hacia abajo; porque allí explaya en tal forma que la velocidad se reduce considerablemente por el aumento de sección y disminución de pendiente efectuados. Los muros o pequeñas represas cumplirían el doble objeto de controlar por una parte la velocidad de la corriente, y por otra, servir de base para el acumulamiento de los materiales arrastrados por la misma; podrían servir también para una clasificación basta del cascajo y la piedra, se tendría así en los primeros muros, en los que la velocidad es mayor, el depósito de los materiales gruesos; el tamaño de estos iría disminuyendo aguas abajo, a medida que la velocidad de la corriente fuera menor. Naturalmente, la selección no sería muy precisa porque no se tendría la misma velocidad para el mismo punto en dos crecientes distintas. Pero sí sería una ayuda para una clasificación posterior, facilitando así la explotación de las cascajeras, que constituyen una de las mayores riquezas naturales de Medellín. Es posible que en las condiciones actuales esta obra no se podría emprender todavía, porque su costo sería alto, a pesar de tener prácticamente los materiales de construcción a la mano. Pero creo que en un futuro de unos quince a veinte años sería una verdadera necesidad. Naturalmente no podría hacerse -

sin un estudio muy detenido del problema, relacionándole con el de la cuelga del río; viendo si es más económico remover el cascajo que se pueda acumular en el río por las crecientes de la Iguaná o el de construir las obras de control permanentes en el lecho de la quebrada.-

C CUELGA.

Quizá es el problema más importante que tiene el río, pues de su solución depende la solución de muchos de los otros, como son por ejemplo, los de drenaje de terrenos bajos y sanificación de zonas aledañas al río. Afortunadamente este problema se está atacando, aunque actualmente lo único que se ha verificado es la rectificación de muchas de sus partes; pero propiamente hasta ahora no se ha hecho nada para bajar el nivel del río, como sería la voladura de la barrera natural en el Angón de Copacabana. Lograda ésta, bajando siquiera en dos metros el lecho del río en este punto, puede esperarse, que la corriente se acomode a un nuevo cauce más profundo que el actual. Para obtener esto sin ayudar mecánicamente al río hay que contar con el poder de arrastre del mismo, el cual en tiempo normal es muy reducido por la poca velocidad media de la corriente.-

PODER DE ARRASTRE.-

El poder de arrastre de una corriente está dado por la fórmula siguiente:

$$D = \frac{v^2}{5.67^2 G} \quad (\text{Chailly})$$

En la que D es diámetro en pies, V velocidad en pies por segundo y G gravedad específica del material ( 2.5 )

Aplicando esta fórmula para la velocidad media del río en tiempo normal ( 0.67 mts/s = 2.2/s. ) , obtendremos un diámetro de 0.05' ( 1,9 cms )

Aplicando la fórmula para aguas altas ( V = 7.65' / s. = 2.31 m/s. ) se obtiene un diámetro máximo de 0.73' ( 22 cms ).

En consecuencia se observa que el poder de arrastres muy pequeño en tiempo de flujo normal y que aumenta considerablemente en una creciente. Pero también se observa que la quebrada Iguaná en una de sus grandes crecidas puede llegar fácilmente a velocidades de 3.00 m/s. ( 10/s. ) Con esta velocidad de 10' / s. la corriente puede arrastrar bloques que alcancen un diámetro de 1.25' ( 38 cms. ) los que ya el río no podría transportar. =

De estas consideraciones se deduce que si se quiere obtener la rápida cuelga del río existe la necesidad de ayudar al poder de arrastre de la corriente dragando el fondo por medios mecánicos. Posiblemente con un equipo permanente compuesto por una o dos palas mecánicas destinadas únicamente a remover constantemente cascajo y piedras del lecho del río, se podría lograr este objeto. =

Para el cálculo de la velocidad de la corriente del río durante las aguas altas, aplicamos la fórmula de Mannings:-

$$V = \frac{1.486 r^{2/3}}{n} s^{1/2}$$

En que v y r están dados en medidas inglesas. =

Debemos asumir o calcular el valor de  $n$ . Este valor se puede deducir fácilmente de los datos de aforos del cuadro # 4.

Escogemos el último punto ( cien metros arriba de la Planta de Vapor ) Del cual tenemos los siguientes datos:

Ancho $a$	16.00 mts.
Area sección $A$	4.345 " 2
Velocidad media $v$	0.586 m/s. = 1.91°/s.
Caudal $Q$	2.540 m <sup>3</sup> /s
Altura media $h$	4.345/16.00 = 0.27 mts.
Perímetro mojado $p$	16.54
Radio hidráulico $r$	4.345/16.54 = 0.26 mts. = 0.8°
Pendiente $s$	0.005

De la fórmula, para  $r = 0.8°$  y  $s = 0.005$  obtenemos :

$$Vn = 0.0906 \text{ y } n = 0.0906/1.91 = \underline{0.0475} \text{ (King.tablas)}$$

Con los valores de:

$$A = 5.240 \text{ mts}^2; v = 0.717 \text{ mts/s} = 2.35°/\text{s}; Q = 3.757 \text{ M}^3/\text{s}.$$

$$\text{Se obtiene: } n = 0.046$$

Y con los valores de:

$$A = 5.040 \text{ mts}^2; v = 0.658 \text{ mts/s} = 2.16°/\text{s}; Q = 3.315 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Se deduce: } n = 0.0485$$

Admitimos como valor promedio de  $n$  para el río Medellín el de 0.0475, el que chequea bastante bien con los valores dados por Horton.-

Consideremos una sección del río frente a la calle -

de Ayacucho:

Altura de aguas máximas		2.50 mts.
Ancho medio		23.00 "
Ancho fondo		20.00 "
Sección	23.00x2.50	57.5 "
Pendiente		0.004
Perímetro mojado		25.00 mts
Radio hidráulico	$57.5/25.00$	2.3 mts = $7.55^\circ$
<u>n</u>		0.0475

Se deduce:

Velocidad  $0.3633/0.0475 = 7.65'/s. = 2.31 \text{ mts}/s.^{\circ}$

Caudal de aguas máxima  $57.5 \times 2.31 = 136.0 \text{ m}^3/s.$

### PROBLEMAS URBANISTIVOS

El río Medellín, con amplias avenidas paralelas, dispuestas en forma de aprovechar al máximo la belleza natural del mismo; con arborización en sus márgenes, estudiada estéticamente; con una cadena de parques y zonas verdes en toda su longitud; cruzado por una serie de puentes diseñados para armonizar con el conjunto etc., será en un futuro un paseo bellísimo, para la ciudad y un verdadero motivo de orgullo para ella.-



A pesar de las zonas insalubres de la parte occidental del río, se nota cada vez más, la tendencia muy marcada a edificar en ese sector; indudablemente con el tiempo y con las obras de saneamiento de esos terrenos, esta tendencia aumentará considerablemente. Se puede afirmar, entonces, que en el Medellín del futuro, el río Medellín desempeñará el papel de eje central y arteria principalísima.-

Por consiguiente los problemas urbanísticos del río deben resolverse teniendo en cuenta una visión muy amplia de las posibilidades futuras. Planear el desarrollo de los terrenos adyacentes en relación con el río, creando hasta donde sea posible, una zona de jardines y bosques paralelos al mismo; buscando la coordinación de las zonas existentes y las futuras en un todo armónico. Reservar, cuando todavía exista la oportunidad, el terreno para las zonas-jardines venideras. Entre estas podrían incluirse:

Empate de la zona verde de Nutibara, con la posible zona verde de El Volador por una faja de jardines.-

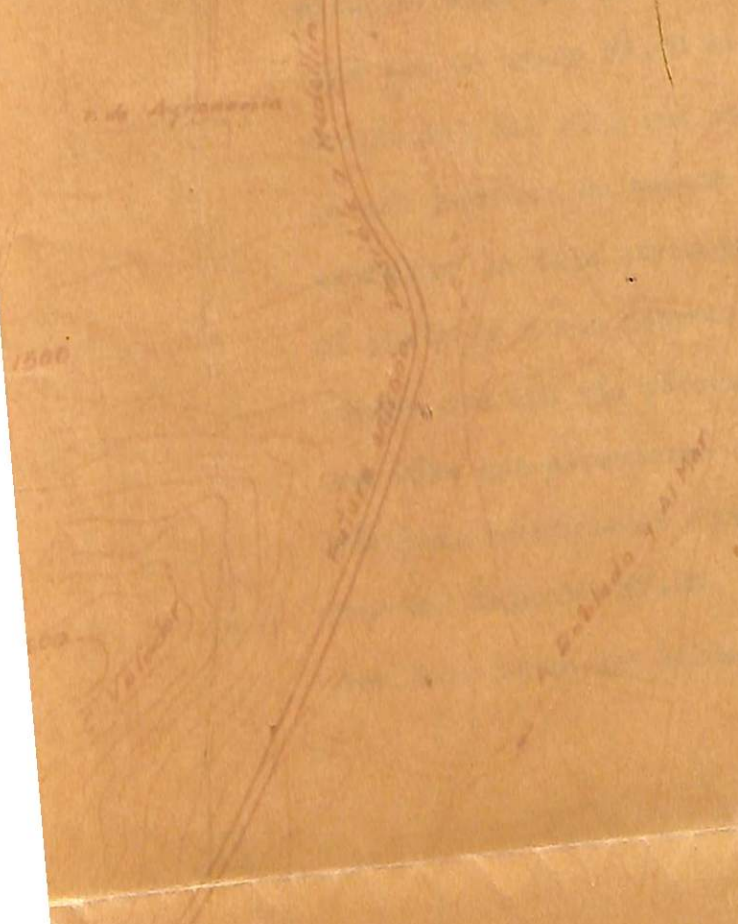
Prolongación de El Bosque actual hasta empatar con la zona del río.

Empate de las avenidas del río con las avenidas de la quebrada Santa Helena, haciendo de esta intersección un punto de interés.-

Según croquis adjunto se observa que la carretera al mar, se puede continuar bordeando la quebrada de la Iguaná por la orilla izquierda de la misma, a cruzar el río aproximadamente al frente de la quebrada Santa Helena. Sería necesario únicamente un pequeño movimiento de tierras en la ladera del cerro del Volador y un puente cerca de la desembocadura de la quebrada. Quedaría la entrada de la carretera siguiendo las avenidas de la quebrada Santa Helena directamente hasta pleno centro de la ciudad; creo que no podría conseguirse otra entrada más interesante y más bonita para los viajeros que llegarán del mar por la carretera a Medellín.-

Un punto bastante delicado, y que requiere un estudio detenido es el de la arborización de las avenidas del río. Hay que tener en cuenta que la longitud de las avenidas en la parte que corresponde a la ciudad, va a ser de unos ~~17~~ <sup>(7)</sup> siete kilómetros desde la Planta de Vapor hasta el puente del Mico: con un alineamiento recto y de por sí monótono. Hay que procurar entonces el introducir motivos de variación para que al recorrer las avenidas se encuentra en cada momento una perspectiva atrayente, un punto de vista distinto, que sostenga el interés a todo lo largo de ella. Esta variación se puede introducir en parte por el arbolado.-

Piénsese en lo que constituiría una longitud tan grande sembrada toda por una hilera de árboles colocados a distancias rigurosamente iguales y con una simetría perfecta a lado y lado del río. Sería sencillamente aterrador por su monotonía en el problema que nos ocupa podría utilizarse el sistema del "group planting" en-



PROYECTO DE LA  
CONTINUACION DE LA  
CARRETERA AL MAR  
POR LA ORILLA IZQUIERDA  
DE LA Q. LA IGUALA  
E.S.C. 1:10,000  
Nov. 1953

el que se considera el árbol no como una unidad aislada sino como el componente de una masa o grupo. Este sistema distribuye los árboles en una forma más natural; es mucho menos monótono, por la variedad de formas y follajes que se pueden introducir. Además está más de acuerdo con la misma naturaleza de la corriente que se desea ornamentar.-

Se podría dedicar una faja de ocho a 10 metros a lo largo y lado del río, para la arborización en esta forma viendo el modo de conservar y aprovechar muchos de los árboles que hoy lo bordean. Para mayor flexibilidad y variedad, podrán alternarse sectores en los que la distribución del arbolado sea puramente geométrica.-

El Ferrocarril paralelo al río por la orilla del mismo es algo que podría eliminarse. Existen algunos estudios hechos por el mismo FF.CC de Antioquia por 2 variantes por el sector occidental del río, que aunque más costosas que la solución actual ya que demandan un puente sobre la quebrada Iguaná y el comprar o expropiar la faja correspondiente, son mucho más ventajosas desde el punto de vista futuro. Por una parte se evitará el afear la avenida con una vía férrea; por otra la solución de los cruces de las vías que atraviesan el río con la del FF.CC. serían mucho más fáciles, requiriendo obras menos costosas. Se puede entonces resolver las fajas del FF.CC. en el lado citado occidental, por medio de una zona verde que aisle la vía citada del sector residencial.-

En cuanto a los puentes que cruzan el río, debe verse el modo de reemplazar los metálicos actuales por puentes de concreto diseñados especialmente para armonizar estéticamente entre sí y con los alrededores. Lo mismo para los puentes en los puntos en que sea necesario establecer nuevos cruces sobre el río.-

Las torres de la línea de transmisión de Guadalupe podrían retirarse de la avenida izquierda; para localizarlas utilizando la misma faja futura del Ferrocarril.-

#### PROBLEMAS LEGALES Y ECONOMICOS

Las obras ejecutadas en el río van a beneficiar directamente a los terrenos aledaños e indirectamente a toda la ciudad. Como son obras en general de mucho costo y extensión el Municipio debe emprenderlas por el sistema del impuesto de Valorización; la repartición del impuesto o contribución correspondiente debe ser hecha afectando una zona muy extensa a lado y lado del río para la valorización directa correspondiente, e inclusive toda la ciudad para la llamada valorización refleja o indirecta. El estatuto de valorización será entonces el instrumento legal que permitirá emprender estas obras y financiar su construcción. Ya he mencionado algunas disposiciones legales vigentes que pueden ser aplicadas en conexión con el río; y algunas otras que puedan crearse en relación con los distintos problemas (reforestación por ejemplo) contribuirán a la rápida solución de los mismos.-

RIO MEDELLIN.-

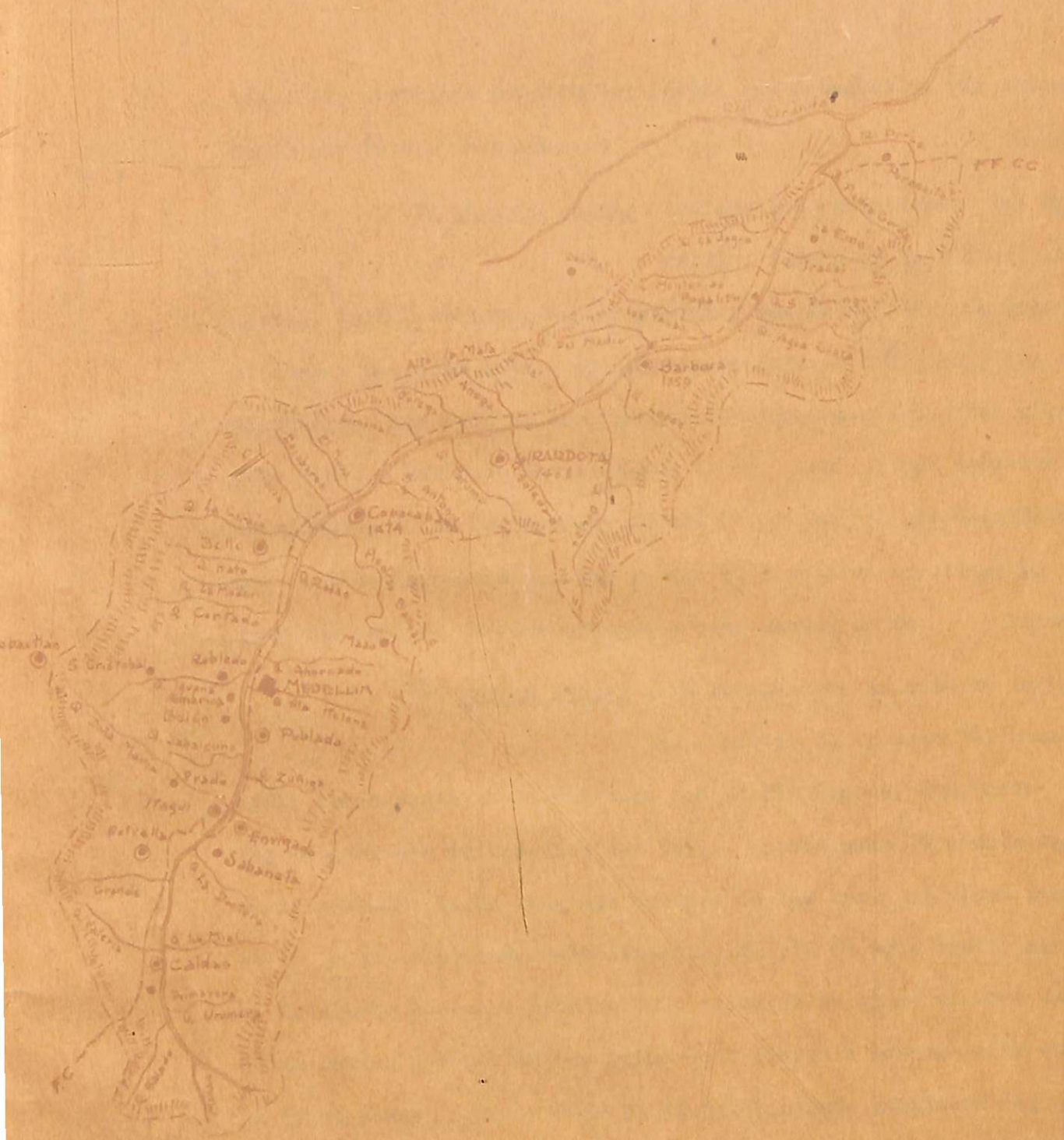
El río Medellín está formado por la unión de varias pequeñas quebradas (San Miguel, Cañahonda, La Mina y la Clara) las que nacen al lado oriental de la carretera a Santa Bárbara.-

Su curso es en dirección Noroeste hasta Caldas de ahí en adelante tuerce hacia el Norte hasta Medellín, sigue de ahí en adelante describiendo una amplia curva en dirección Nordeste, hasta su confluencia con el Rio Grande, donde toma el nombre de Force.-

Para los fines de este trabajo, la hoya del río puede dividirse en tres sectores, de acuerdo con su posición relativa respecto a Medellín:

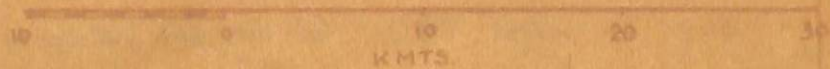
- 1º.- Desde las cabeceras hasta el principio de la ciudad (Planta de Vapor).
- 2º.- Desde la Planta de Vapor hasta el puente "El Mico".-
- 3º.- Desde el puente "El Mico" hasta la confluencia con el Rio Grande.-

El primer sector comprende una área tributaria de 328 kms<sup>2</sup>, que corresponde a una longitud del río de 39.5 kilómetros a partir de la quebrada La Mina. Tiene una densidad de población bastante alta, relativamente (135 hab/km<sup>2</sup>). Los principales centros poblados en esta zona son: Caldas, Itagüí, La Estrella, Envigado, Sabaneta, Poblado, Guayabal, Prado.



MOYA DEL RIO MEDELLIN

Segun: R. Mesa, G. Palacio y G. Hernandez  
1935



Todos los distritos mencionados tienen sus desagües al río antes de llegar éste a la ciudad.-.

El segundo sector incluye las poblaciones de: Medellín, (casco de la ciudad), América, Belén, Robledo, San Cristóbal y San Sebastián. El área abarcada por este sector es aproximadamente de  $180 \text{ km}^2$ , comprendiendo las hoya de dos tributarios muy importantes del río como son: la Quebrada Santa Helena ( $72 \text{ km}^2$ ) que atraviesa la ciudad y la de la quebrada Iguaná ( $80 \text{ km}^2$ ) que desemboca por el lado izquierdo del río y casi al frente de aquella. La longitud del río correspondiente a este sector es de  $\text{kmts}$

El tercer sector está formado por la zona de la hoya, a partir del puente "El Mico" hacia abajo hasta la confluencia con el Río Grande. Comprende las poblaciones tributarias de: Bello, Copacabana, Girardota, Barbosa, Acevedo. Es la zona más extensa de las tres, al mismo tiempo es la menos poblada relativamente. El río en este sector recibe un número bastante crecido de corrientes de agua, algunas de ellas bastante importantes, y que contribuyen a que la parte baja de su cauce, ~~agua~~, tenga un caudal bastante considerable; mencionamos algunas de esas quebradas: quebrada el Hato, La García, Niquía, Ortega, Hatillo, Del Medio y la Jagua; que caen al río por el lado izquierdo. Por la margen derecha desaguan: Quebrada Rodas, Piedras Blancas, Totumo, López, Aguaclara &. El área comprendida en esta zona es de  $755 \text{ km}^2$  aproximadamente correspondiéndole una longitud del río de  $58 \text{ kmt.s}$



- -

C U A D R O # 1

POBLACION DE SECTOR I

1.938

	Poblacion			Edificios		
	Total	Urbanos	Rurales	Total	Urbanos	Rurales.
Caldas	8.626	2.847	5.779	1.614	503	1111
Envigado	14.022	4.253	9.769	2.617	692	1925
Itagüí	6.659		6.659	1.259	203	1056
La Estrella	5.753		5.753	1.163	189	974
Poblado	4.960	1.341	3.619	1.310		
Guayabal	2.503		2.903	463		
Prado	3.869			1.198		
<b>Total</b>	<b>44.392</b>	<b>8.441</b>				

POBLACION DE SECTOR II

1.938

	Población			Edificios		
	Total	Urbanos	Rurales	Total	Urbanos	Rurales
Medellin (casas)	121.079			17.817		
América	14.323	10.413	3.910	1.475		
Belén	10.223	7.016	3.207	992		
Robledo	6.054	1.152	4.902	1.520		
Sn. Cristóbal	4.540			1.198		
Sn Sebastián	3.071			808		
<b>Totales.</b>						

- - -  
CUADRO # 2

PENDIENTE PROMEDIA DE SECCIONES  
RIO MEDELLIN

Punto	Altura	Distancia	Pendiente promedia.
La Primavera	1827	5.5	22%
Tablaza	1205	4.05	20.5%
Ancón Tenería C.H	1623		
Ancón Fnte E.F.F.C	1610	5.5	13.7%
Pnte Envigado	1534	8.5	6.5%
Planta Vapor	1479	6.0	4.5%
Pnte El Mico	1452	1:750	5.7%
600 mts abajo Q.Es pinal	1443		

	SECTOR III			Población 1.938		
	Total	Urbanos	Rurales	Total	Urbanos	Rurales
Bello	12.803	1740	11.063	2.377	1423	954
Copacabana	7.639	1763	5.876	15.71	354	1217
Girardota	8.834	2038	6.796	21.01	472	1629
Barbosa	12.803	1740	11.063	2.657	543	2114
<b>Total</b>	<b>42.009</b>	<b>7281</b>	<b>34.798</b>			

El cuadro primero resume el número de habitantes y de edificios en cada uno de los tres sectores, según el censo de año de 1.938.-

Como puede observarse por los análisis del Geo Bunker del año de 1.931 ( cuadro # 3 ) la contaminación de las aguas del río en el primer sector es elevada, encontrándose un máximo de 100.000 colonias de bacterias B-Coli (intestinales ) por cada 100 centímetros cúbicos de muestra.-

El segundo sector va a recibir los desagües de las Aguas Negras de toda la ciudad, con los perjuicios consiguientes, contándose además la contaminación proveniente del primer sector.

El tercer sector (al menos en la primera parte) va a sufrir la casi totalidad de las consecuencias provenientes de la contaminación de las aguas en las dos zonas anteriores.-

La hoya hidrogárfica, especialmente la parte Sur, - está rodeada de montañas muy próximas y con terrenos muy pendientes. La pendiente alta de los taludes hace que las corrientes estén sujetas a cambios bruscos de volumen, ya que en estas circunstancias el tiempo de concentración de las aguas de la cuenca es muy corto, produciéndose grandes crecientes al ocurrir alguna lluvia fuerte enaquella.

En este problema de las crecientes influye también la falta casi total de vegetación en las vertientes, porque es bien sabido el efecto benéfico de los árboles en relación con este problema, ya que retardan el tiempo de concentración, por una-

C U A D R O # 3

RESUMEN DE EXAMENES BACTERIOLOGICOS

DE LAS AGUAS DEL RIO MEDELLIN

	Colonias de Bacterias p.c.c. Agar. 24 horas 37° C )			B-Coli Indice por 100/cc		
	Prome- dio	maxi- mo	mini- mo	Prome- dio	máximo	mini- mo
La Primavera - Opuesto a K. 27 FF.CC.	3820	8.450	1.195	4.027	10.000	1.00
Q. Tres Aguas Arriba Qbs. "LA Miel" y "Valeria"	11.379	17.500	3.900	82.000	100.000	10.000
Q. Tres Aguas Abajo Qbs. "La Miel" y "Valeria"	6.093	6.935	4.125	16.000	100.000	10.000
Arriba Matadero Caldas	11.757	24.500	3.900	30.000	100.000	10.000
Arriba Tenería Colombo-Alemana K 17 FF.CC.	5.380	14.700	1.170	44.200	100.000	1.000
Arriba y Abajo Fuente Envigado	9.080	28.550	2.580	16.463	100.000	100
Arriba Planta de Vapor	13.450	47.850	2.500	13.461	100.000	1.000

AFOROS DEL RIO MEDELLIN  
EFECTUADOS POR EL MUNICIPIO DE MEDELLIN EN 1.931

	Observ.	Fecha	Vel. media	Ancho mts.	Area Sección	Desc. lts.	Hora
300 mts. abajo Q. Uronera	Emp. inv.	abril 9	0.518	5.75	1,411	731	12-00
Primavera	" "	" 8	0.346	8.50	2,090	724	10-00
150 mts. arriba corte Ancón	Verano	marzo 10	0.374	8.35	3,643	1.362	8-30
30 mts. arriba desemb. Q. La Doctora	Invierno	Abril 22	0.680	10.00	3,850	2.436	11-15
80 mts. arriba Q. La Muñoz	Invierno	Abril 22	0.777	11.90	3,648	2.836	12-30
80 mts. abajo Pnte Envigado	Verano	Marzo 10	0.401	16.10	4,568	1.833	9-30
60 mts. arriba desemb. Q. Dña María	Emp. Inv.	Abril 7	0.509	17.50	5,832	1.970	1-30
10 mts. arriba desagüe Envigado	Emp. Inv.	Abril 6	0.511	9.85	3,890	1.989	12-00
20 mts. arriba desemb. Q. Ayurá	Emp. Inv.	Abril 6	0.591	13.60	3,548	2.098	12-30
100 mts. arriba Pnta Vapor	Verano	Enero 23	0.717	16.00	5,240	3.757	10-00
" " " " "	Verano	Febr. 3	0.658	16.00	5,040	3.315	11-20
" " " " "	Verano	Marzo 10	0.585	16.00	4,345	2.540	10-30
" " " " "	Verano	Marzo 21	0.612	16.10	5,268	3.224	11-00
" " " " "	Emp. Inv.	Abril 9	0.629	16.10	5,595	3.522	3-30

parte, y además facilitan la penetración del agua al suelo, que más tarde se va a filtrar en las fuentes regularizando el volumen de éstas.-

El lecho del río es de consistencia variable, alternando las partes en que el río tiene su cauce en cascajo y arena, con otras en que el río corre sobre roca viva. En la parte superior del cauce hay un sector que corresponde al valle de Medellín, en el cual predomina el lecho de cascajo, excepto en un punto (rocoso frente al cerro de Nutibara). De la quebrada La Clara hacia arriba el lecho también es rocoso.-

En el sector frente a Medellín el lecho está compuesto de rocas y arena, conservándose así más o menos hasta el llamado Ancón de Copacabana, donde cambia el carácter del cauce siendo rocoso de ahí en adelante.

Pendiente.- La pendiente promedio en distintos sectores está dada por el cuadro # 3.-  
Se observa que en el sector frente a Medellín es del 4.5%

CAUDAL DEL RIO

El cuadro # 4 es el resumen de algunos aforos hechos para el rio Medellín el año de 1.931. El caudal mínimo observado frente a la Planta de Vapor fue de 2540 lts/seg. Como este aforo fue hecho en época de estiaje y de un verano bastante fuerte, puede aceptarse como caudal mínimo en ese punto.-

No hay datos para el caudal del rio frente al puente "El Mico", pero de acuerdo con el dato anterior, y considerando las cantidades aportadas por los afluentes en los distintos sectores, podemos anunciar un aumento mínimo de 700 lts/s teniendo en cuenta que este es el aumento que recibe el rio en el trayecto de Fuente de Envigado, Planta de Vapor. En consecuencia asumimos un caudal mínimo de 3.250 lts/s. para ese punto .--

SEGUNDA PARTE.

SISTEMA DE COLECTORES PARA MEDELLIN

Generalidades.- Es notoria la necesidad que ha experimentado Medellín de aislar sus aguas negras de las aguas limpias de las quebradas. El caso de la quebrada Santa Helena está patente, en la cual el Municipio se ha visto obligado a tapar mucha parte de su curso para evitar los malos olores y peligros higiénicos que pueden derivarse de lo que se ha convertido en una alcantarilla abierta, invirtiendo en esta obra cantidades considerables de dinero. Pero no se crea que este problema es de hoy únicamente: veamos a este propósito lo que dice el Ingeniero Pedro A. Rodríguez el año de 1.908, es decir, hace 35 años.-

"..... lo que es verdaderamente la quebrada Santa-Helena en el trayecto comprendido más o menos desde donde está la Planta Eléctrica, hasta su desemboque en el Río Medellín, Es en esta extensión en donde en mayores proporciones recibe cuanta inmundicia puede ser imaginada, de tal manera, que de impotables sus aguas se convierten en fuentes de infección y en verdaderos semilleros de microorganismos; no es sino ver que en ella se arrojan las basuras que arrastran los carros que hacen el aseo de la ciudad; se la ha convertido en lavadero continuo de bestias y-



de ropa, haciendo ilusorios a este respecto cuantas disposiciones haya tomado la autoridad para hacer cesar el mal, y burlando los esfuerzos de la prensa y el médico del Municipio que claman a diario por la higiene de la ciudad y recuerdan la necesidad que hay de mantener limpio el cauce de la quebrada."

Plan Rigal.- En 1.913 vino a la ciudad M. René Rigal, ingeniero francés, contratado para que hiciera los estudios necesarios para establecer en Medellín servicios eficientes de acueducto y alcantarillado. El citado señor hizo sus estudios para las dos redes, presentó los planos y presupuestos correspondientes.-

En la memoria presentada, describe las condiciones higiénicas del alcantarillado y acueducto de Medellín en esa época.-.

"La ciudad de Medellín posee en la actualidad una red de alcantarillas de longitud relativamente pequeñas comparada con las de las calles, y cuyos colectores y emisarios están constituidos respectivamente por las quebradas (secundarias) de "El Ahorcado" "La Palencia", El Zanjón y la quebrada Santa Helena."-

"Las canalizaciones primarias y secundarias están constituidas por canales rectangulares en mampostería de ladrillo unido con mortero de cal. Este sistema es de tipo unitario: recibe a la vez las aguas de lluvia y las aguas usadas.-

"La red tiene dos inconvenientes principales:

la permeabilidad de las canalizaciones, a la cual se debe atribuir la propagación de la fiebre tifoidea a causa de la vecindad de los acueductos igualmente permeables; y la incomodidad que resulta de derramar a la quebrada Santa Helena las aguas usadas, - cuando la cantidad que corre por ella es insuficiente para diluirlas".-

En el proyecto referido, que en cuanto al alcantarillado se ajusta a las exigencias técnicas actuales, propone un sistema de colectores que describe en estos términos: (Véase plano adjunto).-

".... se han proyectado dos redes independientes. La primera que llamaremos Red Norte.... comprende dos colectores, trazado el uno por la calle b (actual Urabá) y el otro por las calles de Carabobo, La Paz, y J.M. Rodríguez (actual av. Echeverri): estos dos colectores desembocan en un emisario que ocupa una parte de la calle de Carabobo y derrama en la quebrada El-Ahorcado.-

" La segunda red o red del Sur, de mayor importancia que la anterior, consta de un colector principal trazado a lo largo de la Avenida Izquierda de la quebrada Santa Helena y que recibe un cierto número de colectores secundarios que sanifican las partes altas del camellón de "Buenos Aires" y de los barrios de "Gerona".-

"Otros colectores perpendiculares al río Mesellín en el saneamiento de los diferentes barrios situados al Sudoeste de la ciudad.-

"Los colectores primarios y secundarios ocu-

pan en todo o en parte, las calles de Carabobo, Maturín, San Juan, Ayacucho, Girardot, (colector en zig-zag) y la avenida derecha de la quebrada.-

" Todos ellos desembocan en un emisario que drena las aguas recibidas, provisionalmente en un punto de la quebrada Santa Helena situado fuera de las aglomeraciones. ( Pero que luego podrá ser retirado a un punto cualquiera del rio, cuando la extensión de la ciudad lo necesite.

" se ha adoptado para ciertas canalizaciones, en particular en las situadas al Norte de la quebrada Santa Helena, el trazado en zig-zag aplicado en Bruselas y generalizado en la red de alcantarillas construídas en Santiago de Chile.-

Rigal diseña la red de alcantarillado como alcantarillado combinado, y en el caso de los colectores los calcula para las aguas negras mas una cantidad de aguas lluvias correspondiente a 6 mm. por hora ( 16.8 lts./hec/seg.). Para aguas negras asume un máximo de cuatro litros por hect/s. Prevé también pozos de lavado para las partes altas del sistema, y además los aliviaderos correspondientes para los colectores.

En resumen, el trabajo de Rigal es muy interesante y bastante completo. El presupuesto hecho por él para la obra completa de alcantarillado era de \$ 555.000 y una longitud total de 43.2 km. para la red del Sur y de \$ 200.000.-para la red Norte, y una longitud total en esta red de 16.85 kms.

Es inexplicable el motivo por el cual Medellín no aplicó este plan de Rigal, el cual podía ejecutarse por partes;

es de lamentarse.

es de lamentarse, porque aún hoy, esta red prestaría sus servicios perfectamente y no tendría Medellín los problemas que actualmente enfrenta en relación con su alcantarillado.-

Alcantarillado actual. Sin ningún afán de criticar, se puede decir que Medellín actualmente no cuenta con una red de alcantarillado. Lo que aquí se llama así son una serie de alcantarillas diseñadas y conectadas entre sí sin ningún criterio técnico; hasta hace algún tiempo <sup>se</sup> seguía el sistema de proyectar alcantarillado para un sector determinado, sin tener en cuenta sus relaciones con los sectores vecinos y sin prever el desarrollo futuro de secciones situadas más arriba. Afortunadamente por lo general ha habido un exceso en el diseño, poniendo diámetros demasiado grandes, por lo que casi nunca se han presentado problemas por este motivo. El fondo de los pozos de inspección es plano, cruzándose las alcantarillas en estos en forma tal que nunca se puede saber ni aproximadamente la cantidad de aguas negras en cada una de ellas.-Según las circunstancias, circulará un exceso de volumen por algunas líneas, mientras que por otras apenas si pasará el agua, formándose depósitos en estas últimas, los cuales sufren descomposiciones y son causa de los malos olores que se observan en muchas calles de Medellín. Este defecto se elimina con líneas continuas y definidas (generalmente en zig-zag), por las cuales circulará siempre un caudal más o menos conocido.-

Es necesario, pues, como primera medida el re

calcular y diseñar de nuevo totalmente el alcantarillado de Medellín como una sola unidad, reformando los pozos de inspección en forma tal que la red se acomode en lo posible a las exigencias técnicas actuales.-

Colectores.- Relacionados con la red futura del alcantarillado estarán los colectores correspondientes, destinados a recoger las aguas negras, aislándolas de las corrientes de agua para así limpiar estas últimas. Estos colectores irán paralelos a las quebradas interceptando todas las alcantarillas que actualmente desaguan a éstas y sólo permitiendo la descarga en ellas cuando la dilución de las A. Negras por las A. Lluvias llegue a un límite mínimo prefijado

Serán dos las redes de colectores: una para el lado oriental del río, que es la de primera necesidad, por ser este sector el de mayor población actual; y otra para el lado occidental, cuyo estudio y construcción permiten todavía algún plazo para su ejecución.-

Estas redes tendrán como emisarios a lo largo del río un par de colectores paralelos al mismo, que irán a desaguar en éste provisionalmente en un punto cercano al puente de "El Mico" ( F. Gómez ), y más tarde llevarán las aguas negras a una planta de tratamiento situada más abajo.-

La red oriental queda dividida en dos sectores, separados entre sí por la Q. Santa Helena ( zonas Norte y Sur de Rigal. )

La red Occidental quedará así mismo dividida en dos sectores, con la Q. Iguaná como separación entre los dos.- En esta Red, el sector Sur ( comprende la América, Bolivariana, Belén, Guayabal & ) es el más importante de los dos.-

El colector derecho (Oriental) tiene como obstáculo natural el de la Q. Santa Helena; el colector izquierdo (Occidental) tiene como obstáculo la Q. Iguaná.-

Se presentan entonces, dos soluciones para el sistema de colectores:

A - Un par de colectores independientes, cada uno desaguando su sector correspondiente. El uno pasará por medio de un sifón invertido por debajo de la Q. Santa Helena; y el otro por un sistema semejante salvará el obstáculo de la Iguaná.

B - El colector izquierdo, en lugar de cruzar la Iguaná, cruzará el río Medellín para unirse al colector derecho. Habrá entonces un colector más pequeño, destinado a recoger las aguas de la zona Norte del sector Occidental, o sea de la Iguaná hacia abajo.-

Sería cuestión de consideraciones económicas cuál de los dos sistemas es el que debe adoptarse, teniendo en cuenta factores muy complejos como son:

a).- Aparentemente el lugar más apropiado para la Planta de tratamiento sería un punto situado en la margen derecha más o menos al frente del actual retén de la carretera de Bello ( aprox. 1.700 mts. hacia abajo del

pueblo del "Mico" (Puente F. Gómez). Por tanto, las aguas del sector occidental deben cruzar el río en algún punto.-

b).- Prácticamente el colector derecho, calculado para treinta años vendría a satisfacer la demanda última del sector Oriental. En tanto que la demanda última del sector Occidental es muy indefinida porque no se sabe qué tanto se extendería la ciudad en ese lado. Por consiguiente, el C. Derecho, a partir de su empate con el C. Izquierdo habría que calcularlo con un exceso de capacidad para una demanda que es difícil predecir cuándo ocurrirá. O calcularlo para una cantidad definida de aguas que le llegarían de ese sector, sometiéndose después a tener que construir el izquierdo en toda su longitud cuando esa cantidad sea excedida.-

c).- Los períodos de diseño son diferentes en los dos colectores, porque el Occidental podría demorarse perfectamente 10 años antes de ser construido, mientras que el Oriental ya es una necesidad. Podría ser más económico (aunque el gasto total fuera mayor) diseñar los dos colectores como completamente independientes.

d).- La red del sector occidental puede diseñarse totalmente como alcantarillado separado, reformando los pocos sectores que existen con alcantarillado combinado hoy en día; el colector izquierdo llevaría solamente Aguas Negras. Su diámetro sería relativamente pequeño. El colector derecho tendría que admitir una proporción de Aguas Lluvias del alcantarillado combinado, para aliviar en una relación dada (1:2, - 1:3) antes de llegar a la planta de depuración. Se perderían entonces, rendimiento si se agrega a

las aguas negras diluídas del colector derecho, las aguas negras concentradas del colector izquierdo, en lugar de llevar estas últimas directamente sin diluir a la Planta de depuración.-

Teniendo en cuenta estas consideraciones, elegí la solución de A - Es decir, el par de colectores independientes a lado y lado del río; entrando a estudiar únicamente la red Oriental, por ser la de necesidad más inmediata.-

COLECTORES PARA SECTOR ORIENTAL.

Tiempo de diseño.- Los colectores principales deben diseñarse para un tiempo de 30 a 50 años. Como se verá más adelante, la población estimada para el sector Oriental dentro de 30 años corresponde aproximadamente con el límite de saturación del mismo (200 habitantes por hectárea), por consiguiente, los colectores quedarán diseñados prácticamente para la capacidad última.-

Población futura. El diagrama adjunto muestra el movimiento de la población, pasado y futuro para Medellín, basado en los siguientes datos:

Año	Población	
1.913	35.000	estimado por Rigal
1.918	79.146	censo oficial
1.928	120.044	censo no aprobado
1.938	168.266	censo oficial



Años	Rata de crecimiento geom. por mil hab.
1.918-28	42.0
1.928-38	35.8
1.918-38	38.1

Para Medellín, el crecimiento variará según las ratas de 38.1 por mil y de 35.8 por mil ( este último dato es dudoso por ser el censo del 28.-

Según el crecimiento geométrico, la población total se calcula por la fórmula:

$$P = p ( 1 + r/100 )^n$$

r = crecimiento geométrico anual por mil habitantes.

n = número de años.

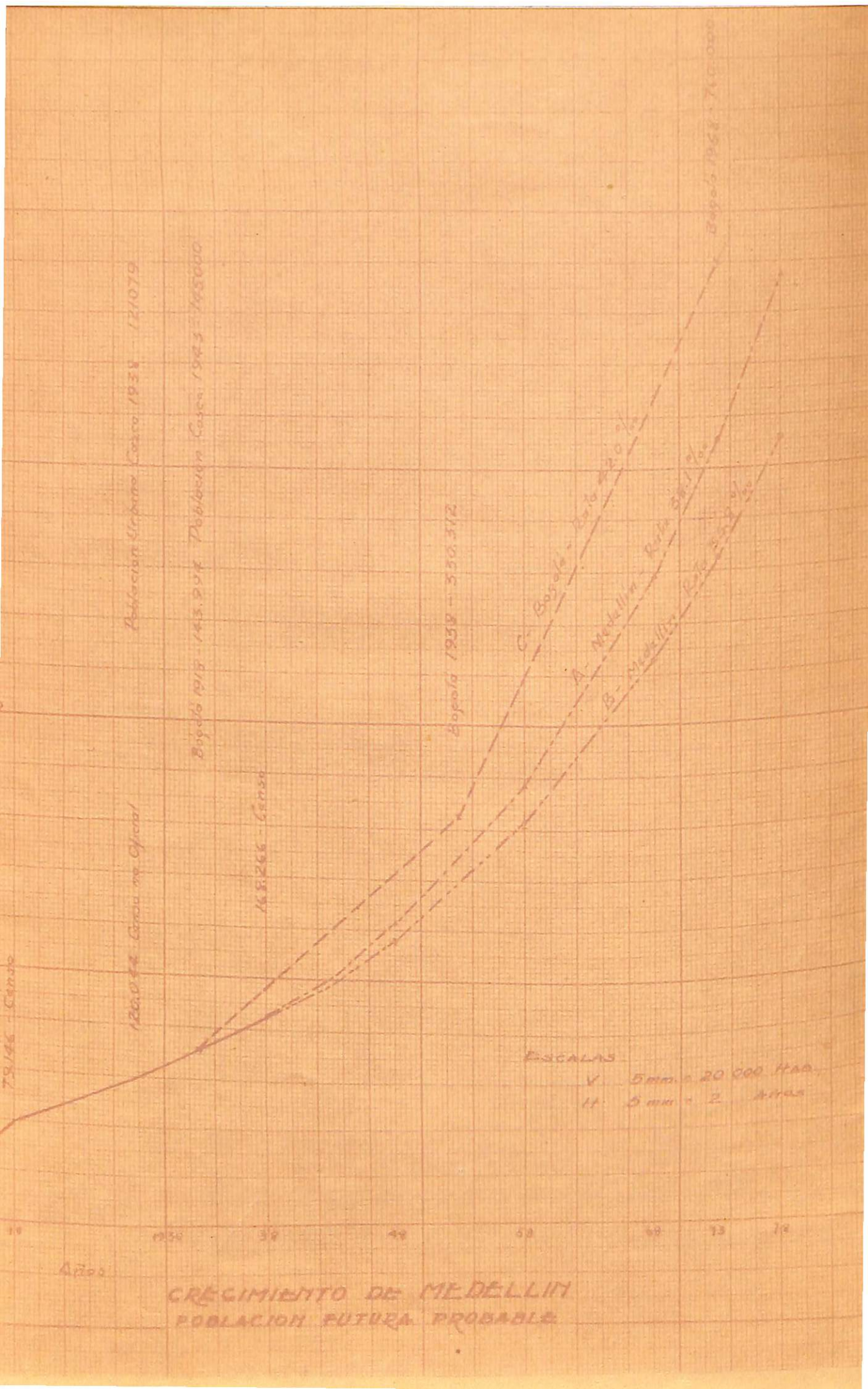
p = población al cabo de n años.

p = población actual.

Aplicandola misma fórmula se puede deducir el valor de r conociendo los valores de p, P y n. ( Poblaciones en dos censos e intervalo en años transcurridos ).-

Debe tenerse en cuenta que la rata de crecimiento no es constante, sino que tiende a descender para ciudades grandes.-

Sin embargo, la población para Medellín en 1.973 según la curva A es de 620.000 hab.; creo ésta la más probable teniendo en cuenta el posible desarrollo industrial futuro de la ciudad. En cambio, en Bogotá es dudoso que la rata tan alta de 42.0 hab/ mil permanezca constante.-



**CRECIMIENTO DE MEDELLIN  
POBLACION FUTURA PROBABLE**

Es todavía más difícil predecir la población futura del sector oriental de la ciudad. Según el censo de 1.938, la población era en este sector de 121.079 para Medellín y de 1.341 hab. urbanos para el Poblado. No puede aplicársele la rata de crecimiento del total, porque debido al posible rápido crecimiento del sector occidental, el sector oriental influido por esa circunstancia, tendrá un crecimiento según una rata rápidamente decreciente, o sea un crecimiento más lento.-

El área estudiada para ser drenada por los colectores suma un total de 1.800 hectáreas. Si admitimos una densidad máxima de 200 hab. por hectárea, tendremos en total una población de 360.000 habitantes.-

No fué posible hacer un cálculo más aproximado, debido a que los datos disponibles son muy escasos.-

El área cubierta por el alcantarillado actual, aunque no totalmente edificado es de 876 hectáreas. La extensión futura de la ciudad será de 1.800 hectáreas, incluyendo una zona que irá hasta el Poblado.-

Basado en la distribución de zonas actual y a falta del plano regulador de Medellín que las definirá, el plano # 2 presenta una posible distribución de zonas residenciales, obreras, comerciales e industriales para el futuro. (Veáse la tesis de C. Güendica sobre el asunto y de la cual he tomado algunos datos para este plano.-

Desde el punto de vista del alcantarillado debe tenerse en cuenta siempre la zona presente o futura que produzca el mayor -

gasto de A.Negras. Puede esto considerarse, por ejemplo en una zona fabril desplazable, la que va a ser en un futuro reemplazada por una zona residencial, de un gasto menor. (Coltejer, Fatesa, Vicuña etc.).-

Cantidad de A.Negras.- La relación del gasto de A.negras, al consumo de aguas oscila entre el 90% y el 100%. Siendo de 90% el valor más probable; a veces pasa del 100% debido a infiltraciones en las alcantarillas. Para el caso de Medellín, y para calcular los gastos de A.Negras en los distintos sectores se ha asumido que toda el agua que se consume va a las alcantarillas.-

A continuación incluyo algunos valores obtenidos para densidad de población en distintos sectores y para gastos de alcantarilla en los mismos. Se advierte que como varias de las cifras obtenidas en relativamente pocos datos, no deben tomarse como muy precisas y deben multiplicarse por un factor de seguridad para compensar los posibles errores.-

DENSIDAD DE POBLACION EN DISTINTOS SECTORES.-

Conociendo el número de habitantes por edificio, y el número de edificios por hectáreas, puede determinarse la densidad de población en un sector dado.-

Habitantes por edificio para Medellín en distintos años.-

<u>ños.</u>	Año	Hab.	Número de edificios		Total	hab/edif
			Urbanos	Rurales		
Casco	1.938	121.075	C. 17.817			6.8
América	1.9388	10.413	cen, 1.475			7.05

	Año	Hab.		Número de edificios Urbanos	Rurales	Total	Hab/Ed.
Belén	1.938	7.149	censo	992			7.21
Guayabal	"	2.503	"	463			6.15
Medellín	"	168.266	"			26.558	6.35
	1.939	178.031	Cale.	19.619	Ctro 8.049	27.668	6.43
	1.940	184.814	"	20.589	" 8.291	28.880	6.41
	1.941	191.855	"	21.535	" 8.348	29.883	6.40
	1.942	199.165	"	23.087	" 8.629	31.716	6.28

Número de edificios por hectárea en distintos sect.

Sector residencial muy poblado. Escogí el sector en

cerrado por las si-

guientes calles y arreras, el cual está muy densamente poblado: ca -  
lle 62. Cra 51, Calle 57, Cra. 50, Av. de Greiff, Cra. 53, Calle 58, -  
Cra. 62 y Calle 62:

Número total de manzanas-----	20
" de edificios-----	605
Area edificada-----	18.98 hect.
Area total ( más calles) -----	23.500 "
Relación de áreas: 23.5/18.98 --	1.24
Número de hab./ edif. adoptado--	7.0
Promedio casas por hectárea-----	25.5
Número de hab./hectárea 25.5x7 -	<u>179.0</u>

Descartando de éstas, las que tienen lotes grandes,  
obtenemos un total de 13 manzanas, con los datos siguientes:

Número de edificios-----	480
Area total-----	15;0 hect.

Edificio por hectárea-----	32.0
Habitantes id 32x 7 -----	<u>224.0</u>

Sector residencial de la. clase Barrio de "El Prado". Se obtuvo en 14 manzanas un promedio de 20 casas. O sea aproximadamente un total de 140 hab/hect.-

Barrios obreros.- Si suponemos una manzana de 80x80 mts. con calles de 16.00 mts., y un frente mínimo de 10 varas ( 8.00 mts ), vamos a tener un total de 36 casas por manzana, o sean  $36/96^2 = 39$  casas por hectárea. A razón de 7 hab. por casa se tendrán 273 hab/hect.

Consumo por cabeza.- El acueducto está calculado para un consumo promedio de 226 lts. por cabeza y por día. Pero este consumo promedio no es uniforme para los distintos tipos de residencias:

Lts. por habitantes y por día:

	Generalmente asumida	Adoptado p. - Med.
Casa de apartamentos	250	300
Residencias de la. clase	200	250
Residencias de 2a. "	150	200
Residencias inferiores ( obreros )	80	150

Gasto de sectores comercial e industrial.

El cuadro adjunto resume algunos datos del consumo de aguas industriales y edificios principales en Medellín (Octubre 1.943) - -

Se advierte que las áreas son únicamente aproximadas. Como los datos obtenidos son relativamente escasos, no deben considerarse como una base segura y debe adoptarse al menos el doble para salvar posibles errores.-

La práctica americana acepta para sectores comerciales el gasto 10 lts/m<sup>2</sup> de piso por día, lo que equivale a 0.91 ms/hect/seg.- O sea que un edificio de siete pisos tendrá un gasto por hect/ y por seg. de 6.37 lts.

Para la ciudad de Cincinnati U.S.A. se tomó como término medio un valor de 40.000 gal/día/acre como gasto comercial, lo que equivale a 4.65 lts/hect./seg.- Para la misma ciudad de Cincinnati, la base de diseño por sectores industriales fue de 9.000 galo/Acre/día; o sean 0.94 lts/hec/s.

Comparando estos valores con los valores obtenidos en el cuadro # se observa que el gasto comercial es tal vez un poco elevado, mientras que el industrial parece bajo.-

En los sectores industriales, las a.negras son muy variables - según el distinto tipo de industria, los siguientes son valores estimados para la ciudad de Milwaukee.-

Fabricación con maquinaria pesada	20.300 gal/día=	2.22 lts/ hec/s
Talleres varios, fundiciones etc.	11.000 "	1.2
Bebidas (Cervecerías)	137.000	14.8
Packing-houses	62.000	6.75

Para el caso de Medellín, se han adoptado los valores de: ind. ligera ( Tejidos, Refrigeradora) 3 lts./hect/seg.

CONSUMO DE AGUA POR ALGUNAS INDUSTRIAS  
Y EDIFICIOS.

		Consumo m <sup>3</sup>		Area edificada		Area total	
		Mensual	Diario	Area Hect.	Lts/s/hect.	Hectareas	Lts/s/hect.
<u>EDIFICIOS</u> 7 pisos							
	La Bastilla	298	10.0	0.06	1.9		
	Bnco Bogotá	438	14.7	0.06	2.8		
	Edf. Central	342	11.4	0.08	1.7		
	Total		36.1	0.20	2.1	0,25	1.7
=====							
<u>INDUSTRIAS</u>							
a)	Everfit	474	15.5	0.56	0.32		
	Nal Chococlates	521	17.4	0.36	0.56		
	C.Col. Tabacos	1525	50.1	0.64	0.91		
	Total		83.0	1.56	0.62	2.07	0.47
=====							
b)	<u>INDULANA</u>	4547	150.2	0.40	4.4		
	Vicuña	2695	89.8	0.25	4.2		
	Fatesa	652	29.7	0.13	2.0		
	Tejicondor	2787	92.0	1.50	0.72		
	Coltejer	12238	407.6	3.20	1.5		
	Pepalfa	1214	40.5	0.36	1.3		
	Total		802.7	5.84	1.6	7.6	1.05
=====							
c)	Refrig. Cent	10914	363.8	1.0	4.2		
	Pnta. Mpl. Lech	3000	100.0	0.48	2.4		
	Total		463.8	1.48	3.7	1.92	2.8
=====							
d)	Matadero	712	23.7	0.42	0.66	0.54	0.51
	Total Industrias		1373.2	9.30	1.7	12,0	1.35
=====							
<u>Hoteles</u>							
	Europa	1089	36.3	0.24	1.75		
	Continental	410	13.7	0.06	2.6		
	Bristol	563	18.5	0.12	1.8		
	Total		68.5	0.42	1.9	0.53	1.5



Industria pesada (cementos, siderúrgica )	1.5 lts/hect./seg.
Sector comercial denso	4.0 " " "
Sector comercial mediano	2.0 3.0
Zona hospital	1.0

Infiltración.- Para las redes de alcantarillado separado, se estima la infiltración en -  
1.000 gals/hect/día = 0.10 lts/hect/seg. Pero se ha previsto 1 litro  
hect/seg. para infiltración y para lo que puede entrarse a la red -  
por deficiencia de las alcantarillas, en tiempo de lluvia.- Conexio  
nes mal hechas (desgues de patios interiores por ejemplo) conexiones  
defectuosas. Tapas de pozos de infección.-

En la red de alcantarillado combinado, la infiltra  
ción no tiene importancia, ya que su volumen es muy pequeño en rela  
ción con el volumen de aguas lluvias que va a circular por aquél. La  
misma consideración puede hacerse para los colectores que van a lle  
var aguas negras y una parte de aguas lluvias. Se puede, entonces -  
despreciar el valor de la infiltración en dichos sectores.

Algunos valores adoptados por ciudades americanas pa  
ra infiltración son los siguientes:

Milwakes, Wis	720 gal/acre/día = 0.08 lts/hect/seg
Minneapolis/S. Paul	800 -300 id = 0.09 - 0.32 id
Madison. Wis	2000 id = 0.22 id

Por milla de alcantarillado, se toma un valor que -  
oscila entre 5.000 y 100.000 gal/milla/día = 0.22 y 4.5 lts milla/s.  
dependiendo de las condiciones del terreno, del nivel de las aguas -  
subterráneas y del material, más o menos permeable de que está he -  
cho el conducto. Estos valores son relativamente pequeños y no tia -

CUADRO # 6 GASTOS EN LITROS/HECT./SEG.  
VALORES ADOPTADOS PARA DISTINTOS SECTO -  
RES.

Tipo de sector		Dens.	Cons.hab/día en lts.	Gsts.hect por día . lts	Lts/hec. /seg.	Rata a- doptada
Obrero	dens.alta	280	150	42.000	0.49	0.5
"	dens.media	220	150	33.000	0.38	0.4
"	" baja	200	150	30.000	0.35	0.4
Residen	" alta	250	200	50.000	0.58	0.6
"	" media	200	250	50.000	0.58	0.6
"	" baja	150	250	37.500	0.43	0.45
Comercial	(8 pisos)					4.0
"	(6 pisos)					3.0
"	(4 pisos)					2.0
Industria liviana						3.0
"	pesada					1.5
Hospital						1.0
F.C Depositos						0.1
Infiltración				9.600	0.11	0.1
Infiltracion + entrada en alcantarillado sepa rado por deficiencia.						1.0

influencia en el diseño de los colectores.-

Gastos máximos residenciales: El gasto en áreas residenciales es el único que sigue una ley más o menos definida, ocurriendo su máximo alrededor de las 10 - 11 de la mañana, y el mínimo alrededor de las 3 de la mañana. La relación de máximo a promedio puede alcanzar un valor mayor, mientras más pequeña sea el área así: para áreas grandes la relación, puede ser de 1:5; para áreas pequeñas esta relación puede llegar a tener un valor de 4,0 o más. Esto se debe al efecto regularizador del gasto por una población grande, y también a que si bien los flujos máximos en los ramales pueden ocurrir a una misma hora, no llegarían al mismo tiempo a un punto determinado del colector principal, existiendo así una compensación por los diferentes tiempos de flujo.-

Para determinar el gasto máximo de acuerdo con la población tributaria se fijan coeficientes arbitrarios, o se aplican fórmulas empíricas como las que siguen:

$$\begin{aligned} \frac{G. \text{ Max}}{G. \text{ Prom}} &= \frac{5}{p^{1/5}} && \text{( Babbit )} \\ &= 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} && \text{( Harmon )} \end{aligned}$$

En que P = Población tributaria en miles.

Estas fórmulas se aplican únicamente a variaciones de flujo en sectores residenciales.-

Aplicando la fórmula de Harmon podremos hacer el siguiente cuadro, suponiendo una densidad de 200 habitantes por hectárea.-

---

P	Hect.	G/max. ÷ G/prom.	P	Hect.	G/max. ÷ G/prom.
1	5	3.8	40	200	2.4
5	25	3.2	60	300	2.2
10	50	3.0	100	500	2.0
15	75	2.8	200	1000	1.8
20	100	2.6	300	1500	1.65

---

Debe tenerse en cuenta que el Ministerio especifica una relación de 2.5 para alcantarillas primarias y secundarias, y de 4.0 para alcantarillas de tercer orden.-

Gasto máximo comercial.- Estas variaciones de flujo en los sectores comerciales son más difíciles de predecir, pues depende en mucho de las costumbres de la ciudad de que se trata. Se ha observado en ciudades americanas, que el máximo flujo ocurre durante un tiempo más largo que el que corresponde a sectores residenciales, y también que la relación de gasto máximo a gasto promedio es menor en sectores comerciales que en residenciales.-

Para el caso de Medellín, debe tenerse en cuenta que las actividades comerciales duran prácticamente doce horas al día ( de la 7 a.m. a las 7 p.m.) y que en las horas de la noche el gasto será muy poco, excepto el ocasionado por hoteles, cafés casas de familia y apartamentos dentro de la zona.-

Por lo tanto los resultados derivados de la práctica americana, para zonas comerciales no pueden aplicarse directamente a nuestras ciudades, sin un estudio previo de las condiciones diferentes de las-

mismas. Para tener datos que sirvan de orientación en cuanto al volumen y variación del flujo, deben estudiarse por medio de aforos a diferentes horas las variaciones de flujo en varias alcantarillas principales correspondientes al sector comercial actual, y de los resultados, deducir las posibles condiciones futuras. Como el sector comercial es el que mayor gasto de aguas negras va a proporcionar, debe estudiarse detenidamente su desarrollo futuro, determinando con el mayor cuidado posible las futuras áreas comerciales densas, 8-10 pisos comerciales medias, 4-6 pisos comerciales-residenciales y comerciales-industriales, y definir los gastos de las mismas.-

Gasto máximo Industrial: Las variaciones del gasto industrial no son tan acentuadas como las anteriores alejándose el máximo relativamente poco del promedio. Esto es debido a que en la mayoría de las industrias el trabajo es continuo. Por tanto el gasto industrial ejercerá una influencia regularizadora en las variaciones del flujo del total.-

A pesar de las condiciones anteriores, he aplicado la ecuación de Harmon a todas las zonas, lo que da cierto margen de seguridad. Excepto en el sector que dá de el puente "El Mico" a la Planta de tratamiento, en que he tomado un factor de máxima descarga de 1.5 en lugar de 1.65 que es el que corresponde según la zona.

#### ZANJON GUAYAQUIL. QUEBRADA PALENCIA. LA LOCA

Además de la quebrada Santa Helena, el sector oriental está drenado por varias pequeñas quebradas, a saber: quebrada La Palencia, Zanjón Guayaquil, quebrada La Guadita y quebrada La Loca, que desaguan actualmente en la quebrada santa Helena. Y las quebradas "El A -

orcado, el Bosque y Bermejál, que caen directamente al río. Fuera de estas hay otras de menor importancia.

Estas pequeñas quebradas han servido como colectores abiertos; y especialmente en verano, cuando el flujo de aguas es escaso, el aspecto que presentan es bastante desagradable tanto a la vista como al olfato. Aun que al cruzar las calles están tapadas, en el interior de las manzanas, no lo están, corriendo al descubierto por los solares de las casas. Son evidentes los inconvenientes y peligros que se derivan de estos colectores al aire libre. Por fortuna el Municipio ya ha emprendido la cobertura de algunos sectores; y tiene en estudio la cobertura y rectificación de la Q, La Loca, el Ahorcado, Q. Palencia y Zanjón Guayaquil.-

Zanjón Guayaquil: Recoge las aguas negras de un sector bastante poblado, como son los barrios de Colón y Guayaquil. Actualmente desagua en la quebrada Santa Helena, siguiendo, a partir de la plaza de Ferias, un curso paralelo al río Medellín, por cause que fué posiblemente un antiguo carretero de éste. Aforos hechos en algunos puntos dan los siguientes datos:

I.- Cruce de Zanjón con línea de Ferrocarril

fecha: 26 de junio/43 a las 9 -00 A.M.

Medidas	120 y 162 lts/s.
Promedio:	141 "
Area drenada	112 hectáreas.
Gasto por hectárea	1.45 lts/seg/hect.

Aforó Municipio de Medellín

II.- 200 mts. más abajo del punto anterior.



fecha 26 de junio del 43 a las 10 -00 A. M.

Medidas: 180 y 200 lts/seg.

Promedio: 190 lts/seg.

Aforó: Municipio de Medellín.-

III.- 60 mts. más abajo de cruce Zanjón con calle Colombia

Fecha: 7 de noviembre /43 a las 11 A.M.

Promedio de medidas : 230 lts/seg.

Area drenada 136,7 hectáreas.

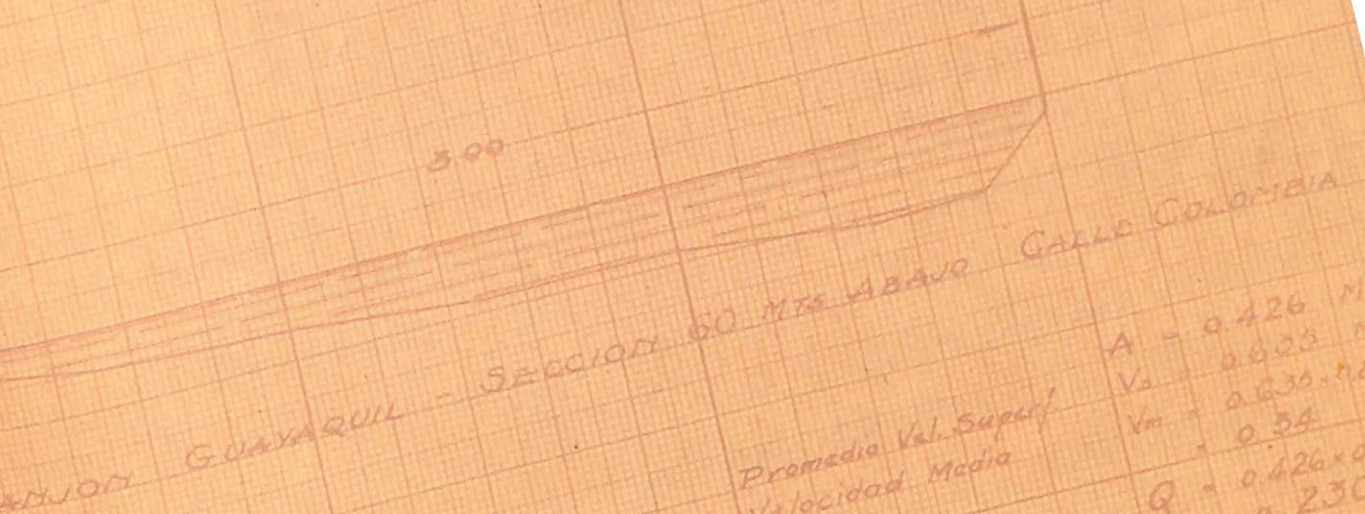
Gasto por hectárea 1.68 lts/seg/hect.

aforó J. Tejada S.

El último aforo fué hecho en época de lluvias, pero los días anteriores fueron de sol intenso; por lo tanto, el dato obtenido puede suponerse comparable con los primeros.-

Se proyecta la rectificación del Zanjón para llevarlo directamente al río, según la siguiente línea: Partiendo del cruce de la carrera 55 con la calle 56 ( Tenerife por Maturín ), se sigue por esta última hasta carrera 56 por ésta hasta encontrar la calle 48 (- Pichincha y se baja por ésta hacia el río. En la carrera 59 (Maceo - sería interceptado por el colector paralelo al río; en este punto debe proyectarse un interceptor que desvíe las aguas de tiempo normal, hacia el colector, y que permite el descargue de exceso de flujo en el tiempo de lluvia, directamente hacia el río. Posiblemente el tipo más aconsejable, por tratarse de caudales grandes sea el de represa.

( figura



Promedio Val. Superf  
Velocidad Media

$A = 0.426 \text{ Mts}^2$   
 $V_s = 0.608 \text{ Mts/s}$   
 $V_m = 0.630 \cdot 0.85 = 0.54 \text{ Mts/s}$   
 $Q = 0.426 \times 0.54 = 0.230 \text{ Mts}^3/\text{s}$   
 Hacia N.A.M. 11



Q LA LOCA - 5 AL LLEGAR A ESTACION VILLA

$A = 0.319$   
 $V_s = 0.80$   
 $V_m = 0.88 \cdot 0.85 = 0.748$   
 $Q = 0.319 \times 0.748 = 0.238$   
 Hacia 12

ESCALA 1/20  
 AFORO 1 TENADA 5



QUEBRADA LA PALENCIA .- Desagua los sectores de Buenos Aires y Gerona, también muy poblados; desemboca en la quebrada Santa Helena, unos 20 mts. más abajo de la carrera 49 (sucre). Su caudal normal es aproximadamente de unos 80 lts por segundo. - Esta quebrada, como la anterior debe ser cubierta en su totalidad. Sería interceptada por el colector izquierdo de la quebrada Santa Helena, pasando al mismo tiempo este por debajo de aquella, como se observa en el perfil correspondiente.

QUEBRADA LA LOCA.- Tiene una área tributaria bastante considerable, correspondiente a los sectores de Villa Hermosa, los Angeles, Villa Nueva, El Prado y Estación Villa. Anteriormente corría paralelamente al río, siguiendo el corredero viejo del mismo, para unirse a la quebrada El Ahorcado, el Bosque y Bermejál para desembocar las tres juntas en el río Medellín, en un punto cercano al puente de "El Mico" (F. Gómez) Ultimamente fue rectificad~~a~~ en un trayecto y desemboca en la quebrada santa Helena, diez metros aproximadamente cerca de la estación Villa. Se proyecta rectificarla definitivamente, llevándola por calle 57 (calle Argentina y la Paz) hacia la quebrada santa Helena, donde sería interceptada por el colector derecho de ésta. Un aforo hecho en noviembre 7 del 43 dió un caudal de 238 lts. por segundo. Fig #

QUEBRADA EL AHORCADO.- Se proyecta rectificarla siguiendo la calle 57 a partir de la carrera 51 (Bolívar). El perfil tendrá un plano de 470 mts. con una pendiente de 3.65%; luego una longitud de 220 mts. con pendiente de 2.0% y por último una longitud de 295 mts. y una pendiente de 0.56%. La quebrada -

El ahorcado recibe por su orilla izquierda los zanjones del Hospital y de Nápia. Sería interceptado por el colector derecho del río en el punto (19), y pasaría por debajo de este por medio de un sifón invertido, aunque más tarde el sistema no trabajaría como sifón invertido debido a la cuelga del río. (véase perfil del colector derecho de éste.-

QUEBRADA EL BOSQUE Y BERMEJALA.- En relación con las otras, estas dos quebradas sirven áreas poco pobladas actualmente y sus aguas no están muy contaminadas.-

Excepto unos pocos sectores que ya tienen alcantarillado combinado, en la mayor parte de las zonas drenadas, se podría estudiar un sistema de alcantarillado separado. Si se aplica esta solución irían colectores paralelos a éstas dos quebradas a desaguar directamente al colector del río las aguas negras correspondientes. En cuanto a la quebrada, con sus aguas ya limpias, podría estudiarse el caso de emplearlas como elemento decorativo, trazando avenidas paralelas a sus cauces, dejando éstos al descubierto, y arreglándolos en forma atractiva, en lugar de cubrirlos.-

Como en el caso anterior, las quebradas pasarían por debajo del colector del río, por un sifón invertido; que después de la cuelga del río sería convertido en una cámara de caída, ya que entonces el nivel más bajo de ésta permitiría la descarga directa.-

DISEÑO PRELIMINAR DE LOS COLECTORES.

Los colectores o mejor interceptores, se han diseñado para recoger las aguas negras que actualmente desaguan en las distintas quebradas y en el río y para interceptar una determinada cantidad de aguas lluvias. En el diseño de interceptores, un problema serio consiste en determinar qué cantidad de aguas lluvias se puede admitir en el colector antes de que se permita la salida de las aguas negras diluidas, a la fuente.-

Para determinar la dilución a la cual se puede aliviar se deben considerar los siguientes factores principales:

1<sup>o</sup>.- Características nocivas de las aguas negras a interceptar.-

2<sup>o</sup>.- Cantidad de aguas negras en relación con el flujo mínimo de la fuente a la cual se quiere aliviar. Y capacidad de la fuente para recibir aguas contaminadas sin crear condiciones molestas.-

3<sup>o</sup>.- Utilización de la fuente.-

4<sup>o</sup>.- tratamiento posterior de las aguas negras. (Mientras mayor sea la dilución, mayor es el costo de tratamiento.-)

5<sup>o</sup>.- consideraciones económicas.-

Teniendo en cuenta la poca cantidad de agua que fluye en verano en la quebrada Santa Helena, el Bosque y Bermejala, he tomado una dilución de 1:10 para éstas. En cambio, para los aliviaderos que descargan directamente al río Medellín, he tomado una dilución de 1:5. Pero creo, que a pesar de ser baja esta dilución, aun no podría bajar un poco más, teniendo en cuenta que el caudal mínimo del río no sería inferior a 3/m<sup>3</sup>/seg. frente a Medellín. Las especificaciones del Ministe

rio establecen un factor de dilución de 3 a 10., según el caso.-

El colector del río tendría una capacidad máxima de 10.560 lts/seg., con un promedio de 1.700 lts/seg. de aguas negras. Si consideramos que la población futura sería de 360.000 habitantes, tendríamos una capacidad última para el colector de 2.530 lts./habit/día ( 660 gls/hab/día ) y un promedio de aguas negras de 408 lts/hab/día ( 106 gls/hab/día.)

La capacidad máxima de interceptores en algunas ciudades americanas ha oscilado entre 350 y 500 gal/hab/día ( 65 gal/hab/día.- Por lo tanto los datos anteriores están un poco elevados; posiblemente podrían reducirse en algo, al estudiar con detenimiento las áreas comerciales e industriales y los gastos de aguas negras respectivas. Eso sí debe tenerse en cuenta, que la zona comercial va a servir a la población total de Medellín ( 620.000 habitantes en 1.973 ) y no a 360.000 habitantes del sector oriental. Algo parecido puede advertirse en cuanto a la zona industrial.-

El plano nº 2 muestra la disposición general de los colectores, la delimitación de las zonas de drenaje para cada tramo de los mismos, de acuerdo con la topografía y con la distribución actual del alcantarillado. En ese mismo plano, están determinadas las zonas que cuentan en la actualidad con servicio de alcantarillado y además las zonas que podrían ser servidas por alcantarillado separado, y también algunas zonas de alcantarillado combinado actual, que podrían transformarse en alcantarillado separado.-

Como interesa ante todo tener la máxima concentración posible de aguas negras para que el diámetro de los colectores no sea excesivamente grande, se proyecta el sistema de alcantarillado separa-

do para todas las áreas no provistas hoy de alcantarillado. En esa forma se tendrá una capacidad máxima necesaria para el colector derecho del río de 10.560 lts/seg. En caso de que se escogiera el sistema combinado para toda el área, el colector del río debería tener una capacidad de 15.500 lts/seg. (1700 x 1.65x5 x 1.1 ) lo que exigiría un diámetro de la sección semi-elíptica de 100" en lugar de 87" para el mismo punto.-

Cuadro de diseños.- Los cuadros ## 6,7,8 resumen los cálculos hechos para el cómputo de descargas y diseño preliminar de los colectores.-

La explicación de las columnas es la siguiente:

- (1) y (2) puntos extremos de cada tramo
- (3) Area de alcantarillado actual en cada zona de drenaje.-
- (4) Area de la zona de drenaje (incremento)
- (5) total de área drenada en hectáreas

Alcantarillado separado.-

- (6) Area correspondiente en hectáreas.
- (7) Rata o gasto medio en lts/seg/hect.según el tipo de la zona.-
- (8) Gasto de aguas negras correspondiente, en lts/seg.
- (9) Total de aguas negras.

Alcantarillado combinado

- (10) Area en hectáreas.

- (11) Rata en lts/seg./hect. para aguas negras.  
 (12) A.N. corresp. = (10) x (11)  
 (13) Total de aguas negras.  
 (14) total A.Lluvias = (13) x dilución.

Flujo medio

FLUJO MEDIO.

- (15) flujo medio A.N. = (9) + (13)  
 (16) Flujo medio A.Lluvias = (9) + (14)

CAPACIDAD PARA DISEÑO.

- (17) factor de descarga máxima = (16) x (17)  
 (19) Aguas infiltración en alcant.separado.  
 lts/seg.  
 (20) base de diseño = ( 18 ) + ( 19 ) por  
 (factor de seguridad ).- Col. (28)

DISEÑO

- (21) Longitud del sector en mts.  
 (22) pendiente en mts. por ciento en colectores  
 de Santa Helena, y en mts. por mil para co-  
 lector del rio.  
 (23). Diámetro en pulgadas del colector circular  
 correspondiente.  
 (24) capacidad del mismo en lts/seg.  
 (25) velocidad en mts/ seg. en colector circular  
 (26) caracter de la zona. (residencial, obrera etc  
 (27) altura de colector con sección especial e -  
 quivalente a colector circular. (semi-elip-  
 se:  $D = H$  ) (herradura:  $D = H$  ) (Herradura

I:  $D = \frac{4}{3} H$  ) - D=diámetro horizontal

(28) Observaciones.- Factor de seguridad.

N o t a: Las cantidades subrayadas en col. (8) del cuadro correspondiente al colector del río Medellín, se computan como pertenecientes a alcantarillado combinado, por llegar a los puntos de dicho colector, ya mezcladas con aguas lluvias

FACTOR DE SEGURIDAD. - Para el cálculo de la capacidad necesaria he tomado un factor de seguridad que varía de 2:0 a 1.1, dependiendo de la extensión del área considerada. Este factor compensa posibles diferencias por incertidumbre en el desarrollo de la zona correspondiente.-

COLECTORES PARALELOS A QUEBRADA SANTA HELENA.-

Las planchas ## 4 y 5 muestran los perfiles preliminares de los colectores izquierdo y derecho; la longitud de cada uno de ellos es aproximadamente de unos 4 kilómetros. Estos colectores recogerían las aguas de un sector muy poblado, evitando la contaminación de las de la quebrada. Su necesidad es innegable si se tiene en cuenta que, de los cuatro kilómetros considerados, la quebrada tendrá hasta la carrera Gitaldo a partir de la carrera Cúndinamarca una longitud cubierta de 1.400 mts aproximadamente, cuyo costo ha oscilado entre \$ 400,00 y \$ 520.00 por metro lineal o sea un total aproximado de \$ 650.000.00 . Para evitar en el futuro los perjuicios de las aguas negras corriendo por el lecho de la quebrada, sólo hay dos soluciones: o se termina de cubrir ésta, especialmente de la carrera Cúndinamarca hacia el río ( 950 mts ); o se construye el par de colectores paralelos a la misma en toda la extensión de los 4klms

## QUEBRADA BERMEJALA- ARANJUEZ

De	A	Areas en hectareas			Alcantarillado sep.				Alcantarillado combinado				Flujo A.N.	
		Alc.Act	Incr	Total	A.Par	R.	A.N.	Total	A.P.	R.	A.N.	T.A.N.		T.ALI
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1	4 <sub>d</sub>			111.7	20.1	0.6	12.1	12.1	12.1	.				121.1
1	4 <sub>i</sub>		111.7	111.7	92.6	0.4	36.6	48.7						48.7
4	5 <sub>d</sub>	21.2	35.9	147.6	18.4	0.4	7.3	56.0	17.5	0.6	10.5	10.5	105	66.5
5	6 <sub>d</sub>		14.7	162.3	14.7	0.4	5.9	61.9						72.4
		<u>21.2</u>			<u>144.8</u>				<u>17.5</u>					
<u>Q. EL BOSQUE Y MOLINOS.</u>														
7	8 <sub>d</sub>	47.5	47.5	47.5	31.9	0.4	12.8	12.8	15.6	0.4	6.2	6.2	62	18.0
7	8 <sub>i</sub>	4.8	14.2	61.7	14.2	0.6	8.5	21.3						27.5
		<u>52.3</u>			<u>46.1</u>				<u>15.6</u>					
11	12	17												
11	12	17.4	52.7	52.7	41.5	0.6	24.8	24.8	11.2	0.6	6.7	6.7	67	31.5
12	18	9.5	14.8	67.5	5.3	0.6	3.2	28.0	9.5	0.6	5.7	12.4	124	40.4
8	9 <sub>d</sub>	52.3	61.7	129.2	46.1		21.3	49.3	15.6		6.2	18.6	186	67.9
8	9 <sub>d</sub>	30.8	30.8	160.0	18.6	0.6	11.1	60.4	12.2	0.6	7.3	25.9	259	86.3
9	10 <sub>d</sub>													
		<u>110.0</u>			<u>111.5</u>				<u>48.5</u>					
<u>Q. EL AHORCADO.</u>														
13	14		10.1	10.1	10.1	0.4	4.1	4.1						4.1
14	16		29.0	39.1	29.0	0.4	11.6	15.7						15.7
16	17		31.2	70.3					31.2	0.6	18.7	18.7	187	34.4
17	18 <sub>d</sub>	7.8	7.8	78.1	7.8	0.6	4.7	20.4						39.1
18	19 <sub>d</sub>		3.2	81.3	3.2	0.6	1.9	22.3						41.0
		<u>7.8</u>			<u>50.1</u>				<u>31.2</u>					
21	22	88.5	88.5	88.5					88.5	0.5	44.2	44.2	442	44.2
22	18 <sub>d</sub>	3.8	3.8	92.3					3.8	0.6	2.3	46.5	465	46.5
22	18	13.8	13.8	106.1					13.8	3.0	41.4	87.9	879	87.9
18	19 <sub>i</sub>		1.7	107.8	<u>1.7</u>	0.5	0.9	0.9	<u>106.1</u>					88.8
		<u>106.1</u>			<u>1.7</u>				<u>106.1</u>					
<u>Q. LA LOCA</u>														
23	24	16.9	16.9	16.9					16.9	0.5	8.5	8.5	85	8.5
24	29 <sub>d</sub>	7.4	7.4	24.3					7.4	0.6	4.5	13.0	130	13.0
		<u>24.3</u>			<u>24.3</u>				<u>24.3</u>					



De	A	Areas en hectáreas			Alcant.separado				Alcantarillado combinado				Flujo medio		
		Alcant actual	Incr.	Total	Area Parc.	R	A.N.	Total	Area Parc.	R	A.N.	Total	A.N.	A.Ll	A.N.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
<u>Q. PALENCIA - IZQUIERDA</u>															
9	70 <sub>d</sub>	27.5	27.5	27.5	10.6	0.6	6.4	16.4	16.9	10.6	10.2	10.2	1026	168.64	108.4
0	71 <sub>d</sub>	<u>5.4</u>		32.9					<u>5.4</u>	0.6	3.3	13.5	135	19.9	141.4
		32.9			<u>10.6</u>				22.3						
5	72 <sub>i</sub>	35.2	47.3	47.3	28.6	0.6	17.1	17.1	18.7	0.6	11.2	11.2	112	28.3	119.1
2	51 <sub>i</sub>	32.9	32.9	80.2	10.6		6.4	24.5	22.3		13.5	24.7	247	48.2	270.5
2	59 <sub>i</sub>	<u>10.5</u>	10.5	90.7					<u>10.5</u>	1.0	10.5	35.2	352	58.7	375.5
		78.6			<u>39.2</u>				51.5						
<u>ZANJON GUAYAQUIL</u>															
5	86	22.4	22.4	22.4					22.4	0.6	13.5	13.5	135	13.5	135
6	90	<u>2.5</u>	19.1	41.5					<u>19.1</u>	4.0	76.4	89.9	899	89.9	899
		22.9							41.5						
3	87	24.9	24.9	24.9					24.9	2.3	57.4	57.4	574	57.4	574
7	89	50.9	50.9	75.8					50.9	1.8	91.7	149.1	1.491	149.1	1.491
7	89	2.4	2.4	78.2					2.4	1.0	2.4	151.5	1.515	151.5	1.515
9	90	41.5	41.5	119.7					41.5		89.9	241.4	2.414	241.4	2.414
9	90	5.2	5.2	124.9					5.2	4.0	20.8	262.2	2.622	262.2	2.622
2	94	<u>7.4</u>	7.4	132.3					<u>7.4</u>	3.0	22.2	284.4	2.844	284.4	2.844
		132.3							132.3						
1	94		110.5	10.5	10.5	0.1	1.1	1.1							
			9.6	20.1	9.6	0.3	2.9	4.0						4.0	
<u>COLECTOR POR BOYACA ya construido en tubos de</u>															
7	78	10.9	10.9	10.9					10.9	4.0	43.6	43.6	436	43.6	436
8	79	2.7	2.7	13.6					2.7	4.0	10.8	54.4	544	54.4	544
9	80	5.1	5.1	18.7					5.1	0.6	3.0	57.4	574	57.4	574
0	81	4.5	0.6	23.2					4.5	0.6	2.7	60.1	601	60.1	601





D. A		Areas en hectáreas			Alcantarillado Separado				Alcantarillado combinado					Flujo medio		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	
		Incr.	Total		Area R	A.N.	Total		Area R	A.N.	Total	Total		A.N.	A	
100 <sub>a</sub>	101 <sub>a</sub>		12.0	120	120	0.5	60.0	60.0		.3				60.0		
101 <sub>a</sub>	102		4.0	160	40	1.5	60.0	120.0						120.0		
102	103		3.4	194	34	1.5	38.4	158.4						158.4		
103	105		43.6	237.6	43.6	1.5	48.5	206.9						206.9		
105	106		26.8	264.4	26.8	3.0	80.4	287.3						287.3		
106	108		25.9	290.3	25.9	0.6	15.5	303.8						303.8		
108	109		9.2	299.5	9.2	0.6	5.5	309.3						309.3		
109	110		15.8	315.3	15.8	3.0	47.4	356.7						356.7		
110	94		1.6	316.9	1.6	3.0	4.8	361.5						361.5		
110	94	9.6	20.1	337.0	10.5		<u>1.1</u>		9.6	38.4	39.5	1988		401.0	560	
94	96	132.3	132.3	469.3					132.3	284.4	323.9	1620		685.4	1982	
96	81	10.0	21.6	490.9	11.6	2.0	23.2	384.7	10.0	20.0	343.9	1740		728.6	2125	
81	121	23.2	23.2	514.1					23.2	60.1	404.0	2020		788.7	2405	
121	111		6.5	520.6	6.5	0.6	3.9	388.6						792.6	2409	
111	67															
67	33	156.0	204.0	724.6	84.5		<u>45.2</u>		119.5	107.0	556.2	2780		944.7	3169	
33	114	210.2	328.0	1052.6	117.88		<u>50.5</u>		210.2	265.1	871.7	4358		1260.3	4747	
33	114		8.6	1051.2	88.6	0.5	4.3	392.9						1264.6		
14	19 <sub>i</sub>		13.0	1074.2	13.0	3.0	39.0	431.9						1303.66	4786	
9 <sub>i</sub>	19 <sub>d</sub>	106.1	107.8	1182.0	1.7	<u>9</u>	<u>0.9</u>		106.1	87.9	960.5	4803		1392.4	52355	
9 <sub>d</sub>	115	7.8	81.3	1263.3	51.1		<u>10.7</u>		31.2	18.7	989.9	4950		1421.8	5382	
5	1166		55.7	1319.0	55.7	0.5	27.8	459.7						1449.6		
6	116 <sub>d</sub>															
6 <sub>a</sub>	10	22.2	22.2	1341.2	22.2	0.5	11.1	479.8						1460.7		
0	6	110.0	160.0	1501.2	111.5		66.4	531.2	48.5	25.9	1005.8	5108		1541.0	5439	
1																
0	6		330.55	1531.5	130.5	0.5	15.0	546.2						1562.00		
125		21.2	162.3	1694.0	144.8		61.9	9608.1	17.5	<u>10.5</u>	1026.3	4100		1634.4	4100	
118			54.7	1748.7	43.5	0.6	26.0	634.1	11.2	6.6	1032.9	4117		1667.0	4143	
119			41.1	1789.8	41.1	0.5	20.6	654.7						1687.6	4164	
120			20.1	1809.9	20.1	0.5	10.1	664.8						1697.7	4174	
122																
		<u>986.4</u>			<u>1090.6</u>				<u>719.3</u>							

## RIO MEDELLIN

## Colector Margen Derecha.

Cuadro # 8 Cont.

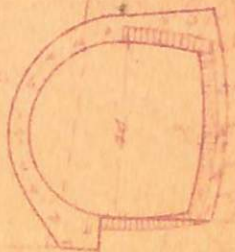
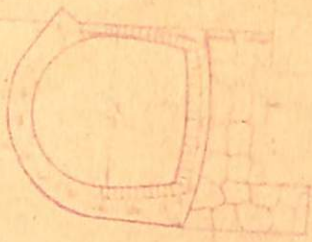
		Fact. desc.	Flujo Maximo	Aguas. Infil.	Base diseño	Long. Mts.	S %	Ø Circ	Cap. Lts.Seg.	Vel Mts.Seg.	Cl	Secci Espec D Semio
(1)	(2)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)
100 <sub>a</sub>	101	2.5	150	120	405	550	6	24"	475	1.68	R <sub>M</sub>	
101 <sub>a</sub>	1102	2.5	300	160	680	825	6	27"	655	1.83	I <sub>P</sub>	
102	103	2.4	381	194	864	420	6	30"	870	1.97	I <sub>P</sub>	
103	105	2.3	477	238	1070	530	6	33"	1160	2.10	I <sub>P</sub>	
105	106	2.3	662	264	1160	510	6	33"	1160	2.10	I <sub>L</sub>	
106	108	2.2	670	290	1200	700	4	36"	1210	1.80	R <sub>M</sub>	
108	109	2.2	683	299	1230	260	5	36"	1355	2.04	RR <sub>M</sub>	
109	110	2.2	785	315	1375	350	5	36"	1355	2.04	C <sub>I</sub>	
110	94	2.2	795	317	1380	180	4.5	38"	1415	1.99	C <sub>I</sub>	
110	94	2.2	1230	317	1930							
94	96	2.1	4160	317	5380	126	4.5	60"	5380	2.75		62"
96	81	2.0	4250	373	5580	304	4.5	61"	5580	2.87	C <sub>M</sub>	64"
81	121	2.0	4810	373	6220	290	4.5	65"	6250	2.87		66"
121	111	2.0	4818	280	6250	160	4.5	65"	6250	2.87	R <sub>M</sub>	66"
111	67					200	4.0	71"	7680	2.96		72"
67	33	1.9	6020	380	7680	50						
33	114	1.8	8550	380	9850	300	4.0	78"	9940	3.17		81
33	114	1.8		389							R <sub>B</sub>	
114	19	1.8	8610	402	9940	308	4.0	78"	9940	3.17	L <sub>1</sub>	81"
19 <sub>1</sub>	19 <sub>B</sub>	1.75	9180	402	10550							
19 <sub>d</sub>	115	1.7	9200	402		442	4.0	81"	10560	3.23		82"
115	116	1.7		458		440	4.0	81"	10560	3.26	R <sub>M</sub>	
116	116 <sub>d</sub>			80		80	4.0	81"	10560	3.26	R <sub>M</sub>	
116 <sub>a</sub>	10	1.7		481		220	3.0	86"	10560	2.90	R <sub>M</sub>	87"
10	6	1.65	9020	592	10560	870	3.0	86"	10560	2.90	R <sub>M</sub>	
10	6	1.65		623							R <sub>M</sub>	
16	125	1.5	6150		6750		3.0	72"	7050	2.57		73"
6	118	1.5	6220	44	6900	624	3.0	72"	7050	2.57	R <sub>M</sub>	73"
118	119	1.5	6240	85	6960	352	3.0	72"	7050	2.57	O <sub>D</sub>	75
119	120	1.5	6270	105	7020	104	3.0	72"	7050	2.57	O <sub>d</sub>	75"
						290	3.0	72"	7050	2.57		75

Si se considera que las exigencias de tráfico no requieren la cobertura de la quebrada en los sectores situados hacia abajo de la carretera Cundinamarca y hacia arriba de la carrera Giraldo, se puede afirmar que resultará mucho más económico la construcción de los colectores que la cobertura de lo que queda faltando en la quebrada.

Los colectores han sido proyectados en tubos de concreto centrifugado y de sección circular hasta un diámetro máximo de 27", - la velocidad máxima de estos sectores será de 3.5 mts/s. Proyectándose cámaras de caída en los sectores en donde la velocidad según la pendiente del terreno, sea mayor. De ahí en adelante, hasta un diámetro de 36" se proyectan en sección circular de concreto simple, y con batea de ladrillo vitrificado.- En este sector y de ahí para abajo, la velocidad máxima será de 4.0 mts/seg. De un diámetro de 42"- en adelante, la sección será una sección especial (herradura en algunos sectores y semi-elíptica en otros.) de acuerdo con las circunstan-  
tancias. En este sector, la batea también irá cubierta por ladrillo vitrificado, y la velocidad máxima será de 4.0 mts./seg.

Para permitir la fácil intercepción de los ramales laterales, el fondo de los colectores irá a una profundidad de 2.00 a 2.50 mts. En lo correspondiente a las zonas comerciales, esta profundidad será la máxima posible para permitir el drenaje de los sótanos en los edificios de dicha zona.-

En el mismo sector comercial, en que la ruptura de las calles presentaría serios inconvenientes es aconsejable construir los colectores para el interior de la cobertura de la quebrada (y aún po



*Handwritten text, possibly a label or description, written vertically in red ink.*

*Handwritten notes or a list, written vertically in red ink on the right side of the page.*

dría estudiarse el caso de si es más práctico conducir los colectores en todo el sector cubierto, por el interior del mismo ).-

Las ventajas que presente esta solución son las siguientes:

a).- se evita la ruptura de las calles. No hay entonces los inconvenientes consiguientes como interrupción del tráfico. No hay costo por movimiento de tierras.-

b).- Diseño más económico, porque las secciones no van a soportar más carga que la del agua. Además la pared interna de la cobertura puede utilizarse como una pared de colector.-

c).- máxima profundidad utilizable (desagüe de sótano)  
Tienen también algunos inconvenientes como son: dificultades de construcción por dificultad de movimiento de materiales y de obreros.- Necesidad de bombas en la construcción.-

b).- peligros por causa de crecientes.

c).- Disminución de la sección útil de la cobertura.-

La figura ( 6 ) es tomada de Metcalf & Eddy e ilustra una solución semejante a la propuesta. La sección mayor fue construída en 1.880 de piedra, con batea de concreto; ocupaba tanto espacio de la calle que era impracticable construir los colectores paralelos. La sección interior en ladrillo fue hecha en 17 años más tarde por medio de encofrados, siendo la profundidad media de las aguas en el conducto principal de 3° pies.-

La figura ( 5 ) es una sección de la cobertura entre las carreras de Sucre y Junin, mostrando los proyectos de colectores.-

Posiblemente la forma de sección que mejor se acomoda a-



la cobertura es la de herradura y es el que debe adoptarse en este caso. En la construcción de los colectores en esta sección debe tenerse en cuenta la protección de los mismos a la socavación por las aguas de la quebrada, por medio de un pequeño muro longitudinal que profundice unos 0.50 mts. para continuar el colector izquierdo a partir de la carrera Junín hacia abajo, podría utilizarse provisionalmente un colector de  $\varnothing$  36" existente en la calle de Boyacá, desde Junín hasta el actual Zanjón de Guayaquil.-

COLECTOR PARALELO AL RIO MEDELLIN.-

El perfil preliminar de este colector está dibujado en la plancha # 6. El colector arranca de un punto al frente de la población de El Poblado y sigue hacia abajo por la av. de los Libertadores hasta donde la carrera 59 (Maceo) corta la avenida continúa por la carrera 59, pasando por encima de la Plaza de Ferias, hasta llegar a la actual línea del Ferrocarril, sigue luego por la carrera 60 hasta encontrar nuevamente la avenida de los Libertadores. Un poco más adelante cruza la quebrada Santa Helena por medio de un sifón invertido ( P.l 7 ) para continuar a lo largo de la avenida hasta un punto cercano al puente de "El Mico" en que descarga al río. De este punto en adelante, y para una ejecución posterior continuaría un emisario llevando las aguas en menor dilución ( 1:2:5 ) hasta un punto donde podría construirse la planta de tratamiento, situada 1.500 mts. más abajo del puente de "El Mico".-

Hasta un diámetro de 36" el colector puede ser construido en sección circular, utilizando tubos de concreto centrifugado; aunque es más aconsejable el empleo de tubos de gres vitrificado o de colectores con batea de ladrillo vitrificado; esto debido prin

principalmente al caracter industrial de las primeras zonas drenadas, las que producen aguas con sustancias químicas corrosivas para los tubos de concreto.-

Para diámetros mayores de 36" es más practico el empleo de secciones especiales. Se utiliza la sección semi-elíptica desde el punto (94) hasta el (115) en que el nivel del terreno permite por lo menos un lleno de 0.50 mts. sobre la corona. Del punto (115) hasta el punto de descargue al rio se recomienda el empleo de una sección que dé una altura menor para permitir también el lleno mínimo de 0.50 - 0.60 mts. sobre la corona. (figuras ### La línea en trazos en el pl. # 6 entre los puntos (115) y (6) indica la altura de la sección de tipo herradura recomendada. Es conveniente el empleo de batea de ladrillo vitrificado, para evitar la rápida corrosión del piso de los colectores.-

A partir del punto (6) o punto de descargue del colector irá un emisario según una pendiente del 3 por mil; éste podrá tener una sección semi-elíptica, que se ha demostrado es la más-económica en la mayoría de los casos. La pendiente del 3 por mil tiene por objeto el ganar altura con relación al cauce del río, para tener una caída disponible en el punto escogido para la planta del tratamiento suficiente para evitar el bombeo de las aguas negras.-

Las longitudes generales del colector son las siguientes.-

Poblado a Argos  $((100_A) - (103)) = 1795$  mts

	vienen	1.795 mts
Secciones circulares de 24", 27" y 30" )		
<u>Argos a Cruce Zanjón</u>	(103) - ( 94 )	2.530 mts
Seccion circ. 33" y 36"		
<u>Cr. Zanjón a "Pnte El Mico"</u>	(94) - (6)	3.690 mts
(sec. semi-elíptica y herradura tipo I - 62" a 87" )		
<u>Pnte "El Mico" a Planta Tratamiento.</u>	(6) - (22)	<u>1.470 "</u>
Longitud total.		9.485 mts

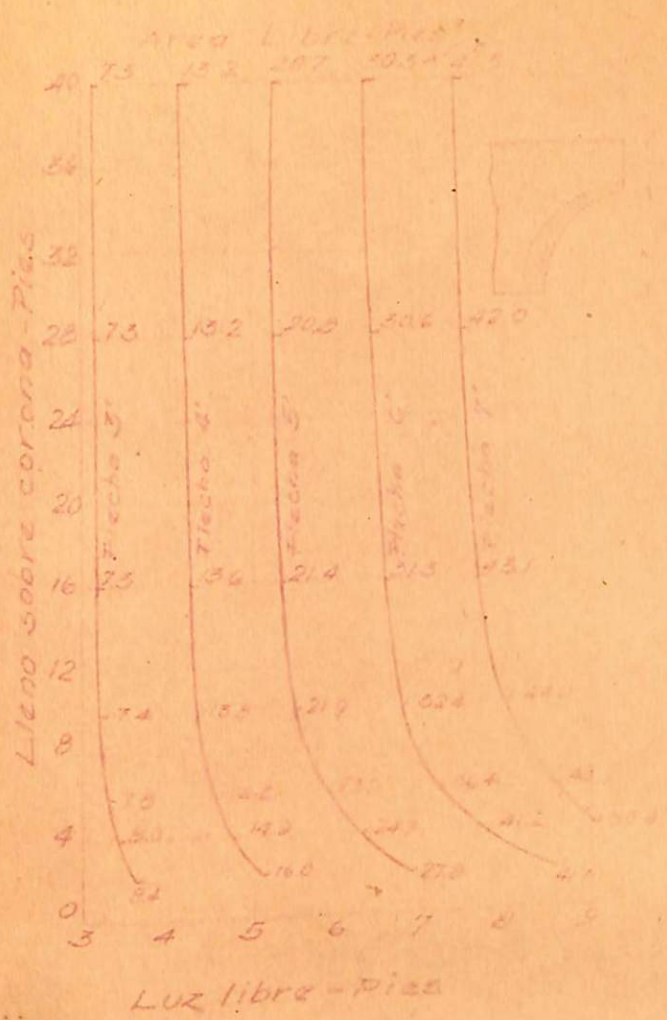
Este colector no es de una necesidad tan urgente como la de los colectores de la Q. Santa <sup>H</sup>elena, su construcción puede ejecutarse por tramos, a medida que el desarrollo de los sectores correspondientes lo vaya demandando; el tramo que debe construirse primero es el comprendido entre el Zanjón de Guayaquil y la Quebrada Santa <sup>H</sup>elena, para permitir al menos la higienización de las zonas aledañas.-

Sección de los colectores.- Aunque hidráulicamente, la sección circular es la más eficiente, su forma resulta antieconómica para secciones grandes. Debe entonces escogerse otras secciones que sean más ventajosas estructuralmente, y que permitan utilizar los materiales de construcción más ventajosamente.-

Sección de herradura: Se ha utilizado bastante para secciones grandes. Tiene la ventaja de que su fondo se acomoda al fondo de la zanja, tal como se excava usualmente, esto permite economía en materiales. Para la misma capacidad su altura es menor que una sección circular equivalente, lo que tiene ciertas ventajas.-

En general la sección en herradura tiene su altura y anejo interiores, iguales; pero se puede diseñar con un ancho mayor que la



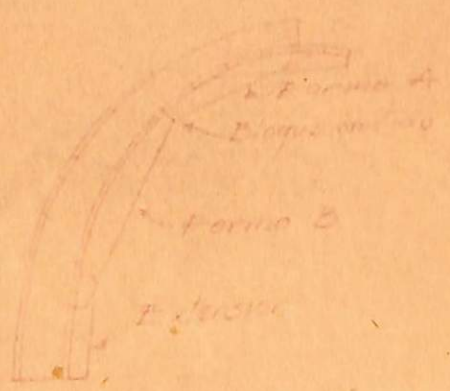
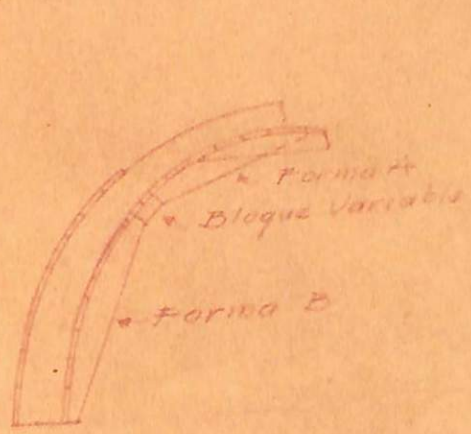


Area Libre - Pies <sup>2</sup>	Area Libre - Pies <sup>2</sup>
73	132
207	303
303	420



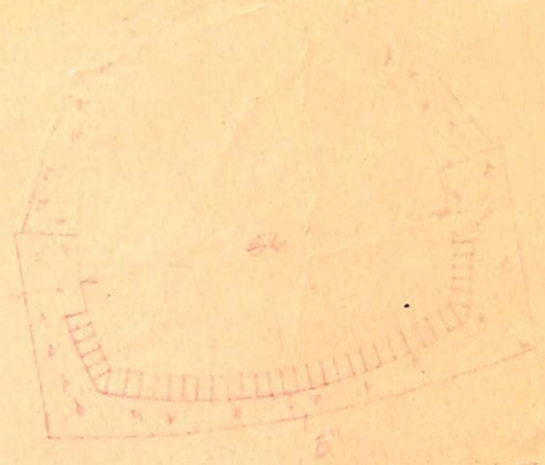
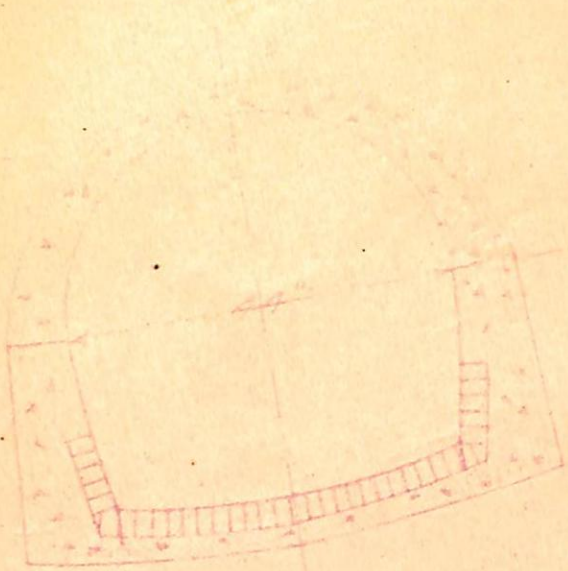
b) Se muestra el interior y un refuerzo para interior

a) Grafico para el caso de...

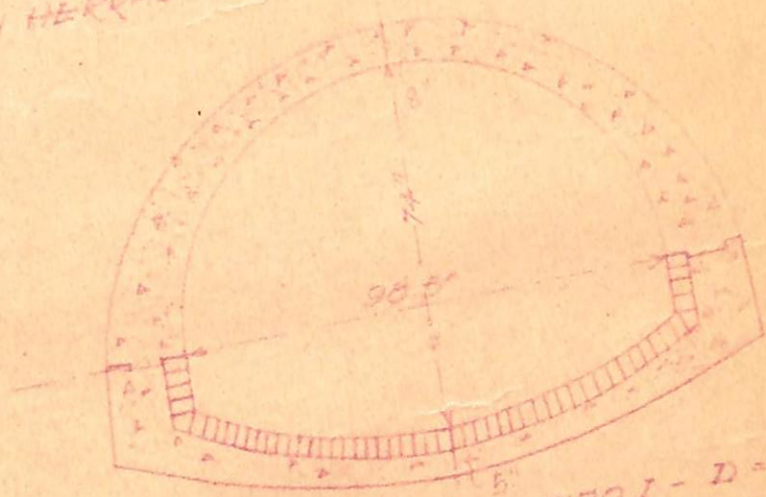


c) Empleo de las mismas formas en secciones diferentes

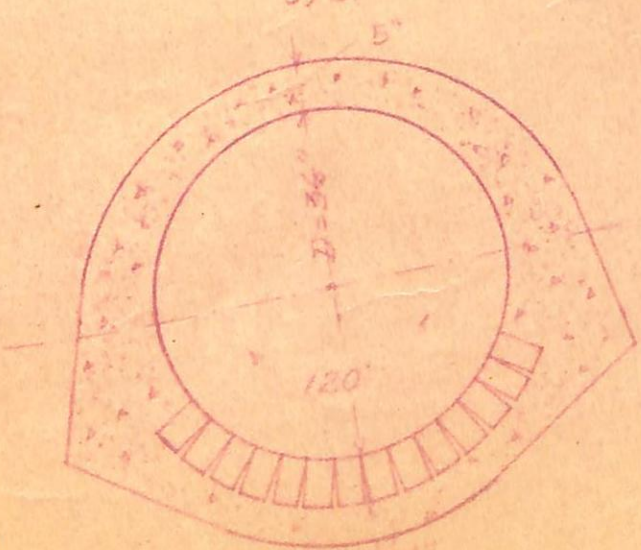
ALCANTARILLAS SEMIELIPTICAS FIG 7  
 SIN REFUERZO



b) SECCION EN HERRADURA -  $H = D$  C/S SEMIELIPTICA -  $H = D$

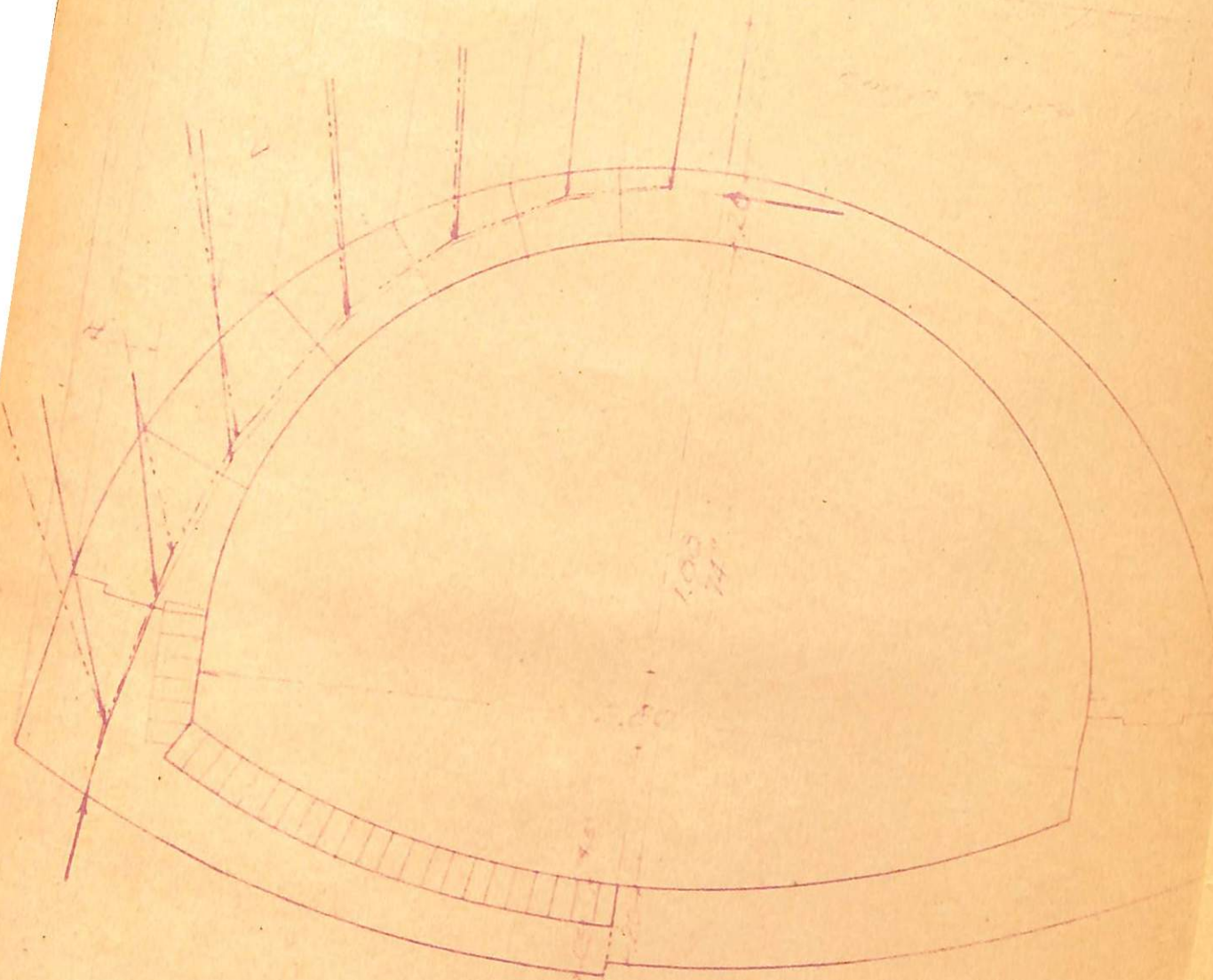


c) S HERRADURA MOD. TIPO I -  $D = 4/3 H$



d) S CIRCULAR

TIPO DE SECCIONES PARA  
 COLECTORES  
 RIO MEDELLIN Y Q S HERR  
 En Concreto simple y  
 Ladrillo vitrificado  
 Concreto de 1/2 4  
 Ladrillo vitificado de 2 1/2 x 4 1/2



100  
100

comunicación de la obra

canal de agua

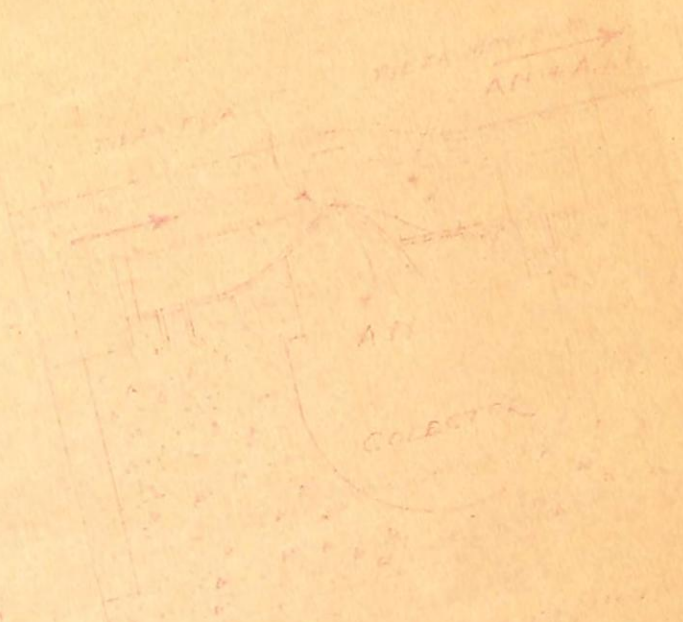


100  
100

SECTOR DE MADRUGADA  
 EN EL PUNTO 10, 11  
 Y 12 DEL TRAZADO ALIENACIONARIO  
 PARA LA CONSTRUCCION DE UN CANAL

100  
100  
100





1) 1000...



2) 1000...



3) 1000...

4) 1000...

5) 1000...

6) 1000...

7) 1000...

8) 1000...

9) 1000...

10) 1000...

11) 1000...

12) 1000...

13) 1000...

14) 1000...

15) 1000...

16) 1000...

17) 1000...

18) 1000...

19) 1000...

20) 1000...



altura ( Fig 9 ) cuando la altura de que se dispone es limitada.- La principal desventaja radica en que las paredes laterales deben ser bastante sólidas para no comprometer la estabilidad del arco, o debe contarse con la resistencia pasiva del relleno lateral. Estructuralmente no tiene las ventajas de la sección semi-elíptica.-

Sección semi-elíptica: El arco de esta sección es una semi-elipse, cuyo eje mayor es vertical. Tiene la ventaja de que el centro de gravedad del área mojada está mucho más abajo que el correspondiente de la sección circular, o sea que la línea normal de flujo estará a un nivel inferior, lo que facilita el descargue de las alcantarillas laterales. La forma del arco coincide muy aproximadamente con la línea de resistencia del arco en condiciones corrientes de trabajo; puede pues hacerse el arco con considerable economía de materiales. Para flujos pequeños no es tan ventajosa como para circular, debido a su fondo muy ancho y pando; pero en general sus propiedades hidráulicas son bastante buenas, lo que combinado con las ventajas estructurales, la hacen una de las secciones más aconsejables para alcantarillas de más de 6' pies de diámetro ( figs ## 6 y 7 ) La figura 7 es tomada de Engineering News Record de septiembre 23 de 1.943 en el cual se resumen las investigaciones de la Kansas Highway Commission respecto a la utilización de esta sección sin refuerzo en alcantarillas de carreteras.-

En la figura (6) se encuentran algunos datos referentes a dos tipos de estas secciones ( Metcalf- Eddy y Gregory ) el prim

med diseñado para ser usado con un concreto reforzado, y el segundo en concreto simple. La Sección de Gregory dá una mayor cantidad de concreto por metro lineal, pero en ccambio tiene la ventaja de no llevar refuerzo y de ser de mayor capacidad para el mismo diámetro.-

SEcción circular.- Es la más aconsejable para diámetros pequeños hasta diámetros de 1.00 - 1.50 mts. La figura (6) muestra el tipo, tomado de Metcalf y Eddy, para ser utilizado sin refuerzo, y dá los datos y dimensiones correspondientes para diámetros de 24" a 48"

PRESUPUESTO GLOBAL - COLECTOR IZQUIERDO  
QUEBRADA SANTA HELENA

L. Mts.	Ø	Sección	Excavación -		Concreto		Ladr. vitr		Valor \$	
			M3/ML	v/r	M3/ML	V/r	#/ML	V/r.	M.lineal	Total.
366	12"	Circular							4.60	1.680
208	15	"							5.41	1.125
169	18	"							7.26	1.225
63	21	"							8.68	5.550
490	24	"							11.17	5.480
1000	30	"	3.40	2.04	0.45	16.20	50	5.00	23.24	25.240
220	44	Herr Gobr	1.76	1.76	0.60	30.00	106	10.60	42.36	9.320
374	42	"	1.70	1.70	0.50	25.00	101	10.10	36.80	13.720
326	45	S Elipt	5.00	3.00	0.58	20.90	109	10.90	34.80	11.400
471	47	S "	5.12	3.07	0.64	23.00	113	11.30	37.37	17.600
154	52	" "	5.50	3.30	0.78	28.10	125	12.50	43.90	6.750

Total tubería	\$	91.890
40 manholes de intercepción a 220		8.800
Aliviaderos, empates etc.-----	\$	10.000
		110.690
10% imprevistos-----	\$	0.070
total-----	\$	121.760

PRESUPUESTO GLOBAL - COLECTOR DERECHO  
QUEBRADA SANTA HELENA.

mts.	Ø	Sección	Excavación		Concr.		Ladr. vts..		Valor M.lineal	Total
			M3/ML	V/r/ML	M3/ML	V/r.	#/ML	v/r		
722	12	Circular								
252	15	"						4.60		3.320
301	18	"						5.41		1.360
275	27	"						7.26		2.180
140	30	"	3.40	<del>2.04</del>	0.45	16.20	50	5.00	16.07 23.24	4.430 3.250
470	33	"	2.75	2.25	0.47	16.90	54	5.40	24.55	11.600
231	36	"	4.00	2.40	0.55	19.80	60	6.00	28.20	6.520
248	42	Herr.Cobr	0.20	0.20	0.50	25.00	101	10.10	35.30	8.800
190	40	"	0.20	0.20	0.50	25.00	96	9.60	34.80	6.610
115	48	"	0.20	0.20	0.66	33.00	106	10.60	43.90	5.050
645	56	Semi-elip	6.10	3.66	0.90	32.40	135	13.50	49.56	32.100
375	64	"	7.00	4.20	1.18	42.60	154	15.40	62.20	23.400

Total tubería-----\$ 108.620  
 40 manjoles de intercepción a 220. -----\$ 8.800  
 Aliviaderos empates y estructuras especiales. 10.000  
117.420  
 10% imprevistos-----\$ 12.740  
 costo total-----\$ 140.160

FRESUPUESTO GLOBAL COLECTOR

RIO MEDELLIN.

L	Ø	Sección	Excavación - Concr			Ladr veter.		Valor.	Total.	
			M3/ML .	M3/ML	r/r	#/M/	v/r	M.li- neal.		
550	24	Circ						11.17	6.150	
825	277	"						16.07	13.250	
420	30	"	3.40	2.04	0.45	16.20	50	5.00	23.24	9.780
1040	33	"	3.75	2.25	0.47	16.90	54	5.40	24.55	25.530
1310	36	"	4.00	2.40	0.55	19.80	60	6.00	28.20	36.900
180	38	"	4.25	2.55	0.62	22.40	63	6.30	31.25	5.740
126	62	S.Elip.	6.70	4.02	1.10	39.60	1148	14.80	58.42	7.350
304	64	"	7.00	4.20	1.18	42.60	154	15.40	62.20	18.900
450	66	"	7.30	4.37	1.26	45.40	158	15.80	65.57	29.460
200	72	"	7.80	4.67	1.50	54.00	173	17.30	75.97	15.150
1050	82	"	8.50	5.10	1.95	70.50	197	19.70	95.30	99.900
520	70	Herr.tip.I	9.50	5.70	2.20	79.50	307	30.70	115.90	60.250
890	74	" "	9.80	5.89	2.28	82.50	325	32.50	120.89	107.600
724	73	S.Elipt	7.30	4.37	1.55	56.00	175	17.50	77.87	56.300
740	75	" "	7.60	4.55	1.62	58.40	180	18.00	80.95	59.800

GASTOS HASTA EL PUERTO DE "EL MICO"

COSTOS PARCIALES DE TUBERIA

Poblado a Argos	\$ 29.180.-
Argos a cruce Zanjón	68.170.-
Cruce Zanjón a Pte. El Mico	338.610.-
Pte. El Mico a Pl. Tratamiento	116.200.-
<b>TOTAL</b>	<b>\$ 552.060.-</b>

Tubería-----	\$ 435.960
80 manholes d'intercep.	17.600
Sifón.Aliviaderos-----	60.000
	<u>513.560</u>
10% imprevistos-----	\$ 51.300
Total-----	\$ 564.860

## C A P I T U L O I

Sifones invertidos.- Con alguna frecuencia es indispensable construir una alcantarilla bajo algún obstáculo, por ejemplo; una corriente de agua, otro conducto, un corte de Ferrocarril, que no puede ser salvado siguiendo la pendiente normal de la misma. En este caso se construye un sifón invertido, en el que el conducto va a trabajar bajo presión.-

Generalmente incluye el sifón invertido, uno o más conductos, una cámara de entrada y una cámara de salida. La Cámara de entrada incluye sistemas que permiten conducir las aguas por uno solo o varios de los tubos, de tal manera que existan en ellos velocidades apropiadas.-

Al diseñar un sifón de este tipo deben tenerse en cuenta principalmente las velocidades de flujo, de tal manera que impidan formación de depósitos permanentes de sólidos que los vayan obstruyendo. La formación de estos depósitos es perjudicial porque hacen necesaria la frecuente limpieza de los conductos. En consecuencia, o las velocidades durante flujo mínimo deben ser lo suficientemente altas para evitar la formación de depósitos, o las velocidades durante el flujo máximo deben ser suficientes para arrastrar los depósitos formados durante el flujo-

mínimo. Se necesita una velocidad considerablemente más alta para arrastrar depósitos ya formados que para prevenir la formación de los mismos.-

La experiencia americana en el diseño de sifones establece que para aguas negras la velocidad para flujos normales no debe ser menor de dos o tres pies/seg.; y de tres o 4 pies por segundo para aguas lluvias.-

Las especificaciones del Ministerio establecen las siguientes condiciones: el diámetro mínimo de las tuberías será de 6"; tendrán doble tubería, cámaras de lavado, y otros medios de limpieza.- Las velocidades mínimas aceptables serán: 1.00 mts. (3.3') y 1.50 m. (5°) por segundo para los gastos medios en sistemas sanitarios y combinado o semicombinado, respectivamente.

Cuando se puede conseguir suficiente diferencia de elevación entre los dos extremos del sifón, y las cantidades de A.N. son suficientes para crear las velocidades apropiadas, se puede usar un sólo tubo. Sin embargo es generalmente antieconómico el usar la altura de carga indispensable para producir suficiente velocidad con todos los flujos empleando un sólo tubo. El diseño más económico incluye dos o más tubos de tamaños diferentes.-

Para el diseño hidráulico del sifón deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

la.- Cantidades mínimas y máximas de A.N. presentes y futuras que van a pasar por el sifón.-

2<sup>o</sup>.- Cantidad de A.Lluvias que va a llevar la alcantarilla.-

3<sup>o</sup>.- Diferencia de elevación entre los extremos, que pueda obtenerse sin un costo exagerado; ya que esta pérdida de altura va a influir en las condiciones de la alcantarilla, del sifón hacia abajo.-

4<sup>o</sup>.- Las velocidades máximas y mínimas que pueden permitirse para combinaciones de tamaños diferentes de los tubos.-

5<sup>o</sup>.- El material de que están hechos los tubos. Esto puede influir en el diseño debido a los tamaños standard existentes.-

La altura de carga disponible para forzar las aguas a través del sifón es la diferencia de niveles del líquido a lado y lado del mismo. Esta altura debe ser igual a las pérdidas de carga a través del mismo. Estas son: pérdidas por entrada y salida, pérdidas en las curvas, pérdidas por cambio de sección y pérdidas debidas a la resistencia friccional del conducto.-

Como el sifón esta sujeto en todos sus puntos a una presión que puede ser más o menos grande, las paredes de los conductos van a estar en tensión. Debe usarse entonces acero, hierro fundido o concreto reforzado.-.-

=====



- -

SIFON BAJO LA QUEBRADA SANTA ELENA.-

Como puede observarse por los perfiles, el cruce de la quebrada Santa Elena por el colector derecho del Río no puede hacerse sino por medio de un sifón invertido.-

Se ha diseñado un sifón invertido teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.-

El sifón debe adaptarse lo mejor posible, a todas las condiciones de flujo que pueden presentarse, tanto en un futuro próximo como en la época de capacidad máxima. Permitiendo el paso al mismo tiempo de el volumen de aguas lluvias resultante de aliviar en los ramales tributarios al colector en una dilución no menor de 1:5

La longitud del sifón es relativamente pequeña (27.70 mts) y los diámetros y las velocidades resultantes, relativamente altas. (diámetro 15" y velocidad 5.7 piés/s.-1.73 m/s. para el flujo mínimo). Teniendo en cuenta estas condiciones no creo necesario establecer una cámara o depósito de lavado; haciéndose el lavado de los tubos por medios mecánicos desde las cámaras de entrada y salida del sifón. Puede utilizarse una manguera de buen diámetro, con agua a presión.-

Debe tenerse en cuenta el costo de los materiales para los tubos. Indudablemente el material ideal es el acero o hierro fundido, pero como este material es costoso entre noso

- -

tros, se ha escogido mas bien el concreto reforzado. Esto resulta económico especialmente para los tubos de mayor diámetro. La presión máxima en el interior del sifón corresponde a una altura de 5.00 mts., la cual es pequeña y puede ser resistida por los tubos con un mínimo de refuerzo. Para los tubos de diámetro pequeño puede usarse el sistema de encajar tubos de concreto simple centrifugado o vitrificados, en un bloque de concreto reforzado. Este recubrimiento ayudará a impedir al mismo tiempo las posibles filtraciones.-

El eje del sifón y el de la quebrada se cortan haciendo un ángulo de  $36^\circ$ . Aunque esta intersección con un ángulo bastante agudo da una longitud mas larga para el sifón, se ha escogido así para permitir el alineamiento recto en el colector. Pero bien podría estudiarse un ángulo de cruce mayor, variando por consiguiente el alineamiento del colector del río; esta variación de alineamiento ocasionaría algunas pérdidas de velocidad, debido a las curvas que tienen que ser introducidas, necesariamente, en éste.-

Se ha diseñado el sifón con una diferencia de niveles entre entrada y salida de 0.60 mts., por lo tanto las pérdidas de carga en el interior del sifón deben ser iguales en total a esta cantidad. Debe tenerse en cuenta que si las pérdidas calculadas dan un total un poco mayor, las aguas en la parte de entrada del sifón serán represadas hasta que su nivel suba en una cantidad igual a la diferencia, estableciéndose así automáticamente-

el equilibrio. Lo mismo sucede para una cantidad algo mayor que la de la capacidad de diseño; subirá el nivel del líquido en la alcantarilla de entrada, hasta que la cabeza creada sea capaz de vencer todas las resistencias en el sifón para el volumen considerado.--

El sifón se ha diseñado para prestar su servicio en dos etapas distintas. La primera etapa comprende el servicio de la alcantarilla en un futuro próximo (10-15) años. Se considera que al cabo de este tiempo la capacidad del sifón ha sido copada; agregándose entonces un nuevo tubo de 30" de diámetro, lo que combinado con algunas variaciones en las cámaras de entrada y salida permitirá la utilización del sifón para la máxima capacidad del colector, o sea la capacidad esperada al cabo de 30 años.--

Para la mejor utilización de las capacidades de los tubos se ha estudiado el diseño de la cámara de entrada de tal manera que el flujo mínimo sea confinado a un sólo tubo, el flujo máximo de aguas negras a dos tubos en la primera etapa, y a tres en la segunda, y el total tendrá una capacidad igual al volumen calculado para la alcantarilla a la entrada del sifón, esto se logra por medio de represas a alturas determinadas. Como la alcantarilla está calculada para una capacidad 1,2 veces mayor que la máxima asumida, se ha previsto un rebose que botará el exceso de caudal directamente a la quebrada Santa Helena. Esta cámara de rebose tendrá una compuerta que permita la salida de las aguas negras en caso de emergencia.--

-

Para el caso de necesitarse la limpieza de alguno de los tubos, se han previsto compuertas de madera en ambas cámaras, permitiendo aislarle del caudal de aguas negras, pudiéndose trabajar así en la limpieza del mismo. Estas compuertas serán hechas en tablas de 2".-

En resumen, el sifón estará compuesto de cuatro tubos de los siguientes diámetros: 15", 24", 30" y 54" y de las cámaras de entrada y salida, dispuestas en tal forma que las pérdidas sean lo menos posible. Estas cámaras están provistas de sus respectivos man-holes.-

-

DISEÑO DEL SIFON.

Primera etapa.- Para caudales mínimos y máximos-  
posibles en un período de 10 a-  
15 años.

Caudal mínimo aguas negras 200 lts/s. 7 pies<sup>3</sup>/s

Caudal máximo aguas negras 820 lts/s. 29 pies<sup>3</sup>/s

Caudal máximo aguas lluvias 5.385 " 190 " / s

Segunda Etapa.- Para última capacidad del colec-  
tor y caudales mínimos y máximos-  
de aguas negras y máximos de A.N. más Aguas lluvias posibles den-  
tro de treinta años.-

Caudal mínimo aguas negras 625 lts/s 22 pies<sup>3</sup>/s

Caudal máximo aguas negras 1.828 " 65 " / s

Caudal máximo aguas lluvias 6.400 " 226 " / s

Para la primera etapa se calculan tubos para las-  
siguientes capacidades:

7 pies<sup>3</sup>/s., 22 pies<sup>3</sup>/s ( 22=29 - 7 ) y para: -

161 pies<sup>3</sup>/s.

Para el último desarrollo, las capacidades de los -  
tubos serán:

22 pies<sup>3</sup>/s., 43 pies<sup>3</sup>/s ( 43=65 -22 ) y para: -

161 pies<sup>3</sup>/seg.

El flujo de 43 pies<sup>3</sup>/seg. se puede dividir en uno de 7 pies<sup>3</sup>/seg. y 36 pies<sup>3</sup>/s. con el objeto de utilizar el tubo dispuesto para flujo mínimo en el primer desarrollo.-

En la primera etapa el caudal máximo total de A. N. más A.L. será menor de los 161<sup>3</sup>/s. asumidos (aproximadamente será de 145 pies<sup>3</sup>/s. o sean 4.100 lts./s.) Pero para permitir la fácil adaptación de la segunda etapa a la primera, se ha asumido el mismo caudal en ambos casos (161 pies<sup>3</sup>/s.)

En resumen, se calcularán 4 tubos para los siguientes caudales aproximados:

7, 22, 36 y 161 pies<sup>3</sup>/seg.

Cálculo de los tubos.-Para el cálculo de los tubos puede aplicarse la fórmula de Canguillet y Kutter por medio de tablas o diagramas para un valor de  $n=0.013$ .- Este valor de  $n$  será el mismo si se diseña para tubos de concreto de superficie interior buena, como para tubos de hierro colado (cast-iron) - Como las pérdidas menores no se conocen de antemano, debe seguirse un procedimiento de tanteo. Para un caudal determinado se asume un diámetro del tubo y se calculan la velocidad y pendiente correspondientes: con la velocidad se calculan las pérdidas menores, y con la pendiente, la pérdida correspondiente a la fricción, de acuerdo con la longitud del tubo. Si la suma total de las pérdidas da un valor muy grande o muy pequeño, debe hacerse un nuevo tanteo.-

Pérdidas.- La pérdida a la entrada es la suma de la pérdida por cambio de la sección, la pérdida necesaria para el cambio de velocidad y la pérdida debida a las obstrucciones en el camino (represas) según se verá más adelante al tratar de la cámara de entrada al sifón.-

Las pérdidas por curvas se pueden calcular por la fórmula:

$$h_b = 0.25 \times h_v \times \sqrt{\frac{\Delta}{90}} \quad (\text{Davis})$$

Siendo  $\Delta$  el ángulo al centro de la curva y  $h_v$  la carga de velocidad correspondiente a la velocidad en el sifón.-

La pérdida a la salida se calcula por la fórmula:

$$h_s = 0.2 (h_v - h_s)$$

Las pérdidas por fricción se obtiene multiplicando la pendiente por la longitud.-

Usualmente, las pérdidas por curvas y salidas dan valores pequeños, que se pueden despreciar, especialmente si la velocidad no es muy elevada.-

Cálculo para 7 pies<sup>3</sup>/seg. y L 91° (27.70 mts.)

Volumen : 7 pies<sup>3</sup>/seg.

Rel. a cap. alcant. llena:  $7/271 = 0.026$

Rel. de alturas corresp. 0.05

Altura correspondiente.  $0.05 \times 5.5^{0.28} = 0.09$  mts.

Capacidad máxima alcant. =  $271 \text{ pies}^3/\text{s.} = 7.680$  lts.

Rel.de velocidades	0.23
Velocidad de llegada corresp. $0.23 \times 10,1$	2.3 pies/s
Carga corresp.a esta velocid. $h_g$	0.08'
Diámetro asumido	15"
Pendiente correspondiente	0.012
Velocidad " en sifón	5.7'
Alt.de carga corresp.a esta veloc $h_v$	0.50'
Pérdida de carga a la entrada asumida	0.50'
" 2 curvas de $20^\circ = 2 \times 0,25 \times h_v \frac{\sqrt{20}}{90}$	0.12'
" a la salida = $0.2 (0.50_g - 0.08)$	0.08'
" por pendiente $0.012 \times 91$	<u>1.09'</u>
Pérdida de carga total-----	1.79' = 0.55 mts. =

Recalculando para:

$Q = 7.5 \text{ pies}^3/\text{seg.}$  nos dará una pérdida de carga total de 0.60 cms.-

En el cuadro # están resumidos algunos de los tanteos hechos y los resultados obtenidos.

Cámara de entrada.- La Cámara de entrada debe estudiarse con dos vertederos laterales para poder distribuir el flujo en los distintos tubos.

Las alturas de flujo en la alcantarilla para los distintos caudales son las siguientes:

Para	$7.5 \text{ pies}^3/\text{seg.}$	0.09 mts = 3.5" M
Para	29 $\text{pies}^3/\text{s.}$	0.31 " " 12" " N



Para 22 pies <sup>3</sup> /seg.	0.28 mts	=	11"	P
Para 65 pies <sup>3</sup> / "	0.52 mts	=	20.5"	Q
Para 226 " "	1.20 mts	=	47.5"	Rebosa.-

El cómputo de estas alturas de flujo determina - las alturas correspondientes de los vertederos para rebosar apenas la capacidad del tubo correspondiente esté copada.-

El nivel de la corona de cada tubo en la cámara de entrada debe estar a la altura del vertedero correspondiente, menos la distancia vertical correspondiente a la pérdida de cabeza a la entrada.-

El flujo sobre los vertederos laterales es a ángulo recto con la dirección del flujo. Se asume que la energía de llegada en el líquido se pierde por el cambio de dirección; por tanto habrá una pérdida de carga y es la necesaria para crear la velocidad suficiente a través de la cresta del vertedero. Después del vertedero hay un nuevo cambio de dirección, se asume que la pérdida de carga será igual a la necesaria para crear la velocidad a través del sifón. Estas suposiciones están del lado de la seguridad ya que no toda la energía de llegada se pierde al atravesar el vertedero.-

#### PERDIDAS EN LOS VERTEDEROS.-

Vertedero M. (primera etapa).- Flujo sobre Vertedero 22 pies<sup>3</sup>/seg.

Longitud 12' - Altura sobre vertedero 12" - 3,5" = 8.5" = 0.71'..

$$v = \frac{22}{0.71 \times 12} = 2.6 \text{ pies}^3/\text{s. } h_v = 0.1'$$

Pérdida total de entradas:

$$h_v + h_e = 0.1 + 0.78 = 0.88'$$

Para vertedero P (Ultimo desarrollo) se encuentra:

$$h_v = 0.19'$$

Pérdida total entrada:

$$0.19' + 0.90' = 1.09'$$

Y para vertedero Q (id) se encuentra  $h_v = 0.20'$  En este caso asumimos para pérdida por velocidad:

$$h_v = \frac{1}{2} h_e \text{ .Pérdida total } 0.20' + 0.80' = 1.00'$$

La corona del tubo de 15" debe estar a 0.09 mts.- sobre el fondo de la alcantarilla. La de 24" debe estar a 0.10 mts.- La correspondiente al tubo de 30" debe estar a 0.19 mts.; y la del tubo de 54" a un nivel de  $1.20 - 0.30 = 0.90$  mts.

Cámara de salida.- Debe estar diseñada de tal forma que se reduzca la oportunidad de la formación de remolinos que pueden llevar a los tubos y no estén en operación en ese momento. Esto puede lograrse prolongando los canales de cada uno de los tubos y haciendo además la salida de los tubos de mayor diámetro, a una altura un poco mayor que la de los otros.-

=====

CUADRO # 1

CALCULO DE TUBOS PARA SIFON INVERTIDO

QUEBRADA SANTA ELENA.

Q lts./s. lts./s.	Q P <sup>3</sup> /s.	Ø"	pend. .	Vel. p/s.	h <sub>v</sub> pies.	Vel. alc.	h <sub>a</sub> alcant.	Rel. Cap.	Rel. alt.	H <sub>L</sub>	H <sub>e</sub> entr.	H <sub>s</sub> sal.	H <sub>c</sub> curvas	H <sub>T</sub> pies	H <sub>Total</sub> mts.
198	7	15"	.012	5.7	.50	2.3	.08	.026	.05	1.09	.50	.08	.12	1.79	.55
213	<u>7.5</u>	<u>15"</u>	.0135	6.1	.58	2.3	.08	.028	.05	1.23	.50	.10	.14	1.99	.61
510	18	24"	.0064	5.8	.52	3.8	.22	.067	.09	.58	.70	.05	.12	1.45	.43
566	20	24"	.008	6.4	.64	3.8	.22	.074	.13	.73	.70	.08	.16	1.67	.51
625	<u>22</u>	<u>24"</u>	.0095	7.05	.78	5.9	.54	.081	.16	.86	.88	.05	.18	1.97	.60
990	35	30"	.0073	7.2	.80	7.2	.80	.24	.28	.66	.90	---	.19	1.75	.54
1040	<u>37</u>	<u>30"</u>	.0083	7.6	.90	7.2	.80	.25	.29	.75	1.10	--	.20	2.05	.63
4528	160	52"	.009	10.9	1.85	10.1	1.55	.83	.68	.82	1.00	--	.44	2.26	.69
4528	160	54"	.0065	10.0	1.55	10.1	1.55	.83	.68	.59	1.00	--	.40	1.99	.61



- -

## PLANTA DE TRATAMIENTO

Existen varios factores que determinan la necesidad de tratamiento de las aguas negras.-

- a).- Depósitos de sólidos suspendidos, los que forman bancos que entran en descomposición.
- b).- Mal aspecto de materias fecales en suspensión
- c).- Descargas de Industrias, algunas de ellas venenosas, especialmente para los peces.-
- d).- Contaminación bacterial, lo que es un peligro efectivo para los habitantes de las orillas.-
- e).- Malos olores en las aguas.-

El objeto del tratamiento de las aguas negras es - el remover los sólidos en suspensión, la conversión de las sustancias disueltas putrescibles o perjudiciales en sustancias inocuas y por último, la reducción de las bacterias patógenas, nocivas para la salud pública.-

En el caso de Medellín se tienen poblaciones hacia abajo en el valle que reciben perjuicios por la contaminación del río en la ciudad. Son éstas: Bello, Copacabana, Girardota, Barbosa, con una población total en 1.938 de 42.109 habitantes.- Las mayores molestias que pueden recibir estas poblaciones son por causa de los microbios nocivos que transportan las aguas, y también por la contaminación de aguas industriales en el río. Algo parecido puede decirse de Medellín con relación a las poblaciones situadas en el primer sector del

río Medellín(44.392 habitantes en 1.938)

El problema del tratamiento de las A.N. comprende tres partes: a).- Determinación del grado de tratamiento necesario, y del tipo más económico de tratamiento.

b).- Cómputo de capacidades de la Planta.-

c).- Diseño de las estructuras.-

Para el caso de Medellín es muy posible que el tratamiento requerido no sea necesariamente muy completo, ya que el tratamiento completo (producción de un afluyente totalmente inocuo) es necesariamente muy costoso y por lo tanto antieconómico. Lo ideal sería tratar las A.N. en un grado tal que el afluyente al ser diluido en el río se termine de purificar en un trayecto más o menos corto del curso del mismo, en tal forma que no sea perjudicial para los habitantes de las orillas, para la vida de los peces en el mismo.-

#### MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

Pueden clasificarse en tres tipos básicos:

Mecánico, químico y biológico.-

Estos tres sistemas no son independientes sino que se combinan entre sí dando varios procesos diferentes como veremos en seguida.-

Dilución.- Es evidentemente el proceso más sencillo y más económico. Comprende la mezcla y dispersión de las aguas negras en un cuerpo de agua en el cual se van a depositar los sólidos por decontación y las materias putrescibles se van a transformar en otras no nocivas debido a procesos biológicos ocasionados por microorganismos en el agua y en -

presencia del oxígeno disuelta en la misma.-

Cuando la cantidad de A.N. es muy grande en relación con el volumen de la fuente considerada, el oxígeno disuelto que contienen las aguas de la misma es insuficiente para reducir la materia orgánica y entonces viene la putrefacción de ésta.-

Este proceso natural de la dilución es suplementado por otros que ayudan a la remoción de los sólidos en suspensión. Estos son: rejas y rejillas-desarenadores ( grit chambers ) y Cámaras de sedimentación.-

Rejas. Con espacios de 2-5 centímetros. Detienen las materias gruesas en suspensión: palos cáscaras, pedazos de trapo, papeles etc.,-limpieza mecánica o manual

Desarenadores. Son especialmente necesarios en sistemas que incluyan un porcentaje de aguas lluvias ( sistemas combinados ) ya que estas aguas de superficie arrastran arenas y materias pesadas al sistema, las que causarán perjuicios más tarde en el tratamiento posterior.-

Se remueven estas materias pasando las A.N. por secciones especiales que den siempre aproximadamente una velocidad de un pie por segundo. Así se logra reparar la mayor cantidad de arena con la mínima cantidad de materia orgánica.-

Cribas o rejillas.-Con espacios de  $1/8 - 1/4$ , permiten la renovación de las partículas gruesas en suspensión. Usualmente son en forma de discos giratorios o tambores o bandas movibles, de tal manera que permitan

- - -  
la limpieza mecánica de las mismas.-

Generalmente cuando se usan los tanques de sedimentación no se emplean las rejillas, y entonces se sedimentan todos los sólidos al tiempo.-

Tanques para grasa.- Las materias grasas son muy molestas y perjudiciales en los procesos de tratamiento de A.N., por lo que deben removerse. Esto se efectúa aprovechando su menor densidad, lo que las hace flotar especialmente cuando la velocidad de las aguas es pequeña. Por medio de vertederos se remueve el agua superficial con la mayor parte de la grasa.

Sedimentación. Es el proceso principal siguiendo los pasos preliminares anteriores. Se logra dejando decantar los sólidos en suspensión por espacio de 1/2 a 3 horas, lo que remueve aproximadamente el 40-65% de los sólidos en suspensión. Los sólidos sedimentados se recogen del fondo por sistemas mecánicos. Este sistema puede reducir la demanda de oxígeno en un 33%. - En algunos proyectos, la sedimentación es suficiente para producir un afluyente que puede diluirse en la fuente sin muchos perjuicios en consideración a que las materias fecales han sido suprimidas y a que la demanda de oxígeno es menor que en las aguas negras originales.-

La sedimentación puede ser mas completa si se adiciona el proceso mecánico de la decantación, con el proceso físico-químico de la formación de grumos por el agregado de sustancias químicas (cal, sales de F. de hierro y aluminio) que forman un precipitado floculento que arrastra mucha parte de materias finas en suspen-

- -

sión y coloides. Por este sistema puede reducirse la demanda bioquímica de oxígeno de las aguas negras en un 65%. Requiere una buena cantidad de productos químicos, por lo que resultaría bastante costoso entre nosotros.-

Existen otros sistemas mas completos de tratamiento de las aguas negras, requiriendo naturalmente instalaciones más costosas, pero que en cambio producen una depuración más efectiva, especialmente desde el punto de vista de los microbios patógenos presentes en las aguas negras. Estos sistemas son tres tipos principales:

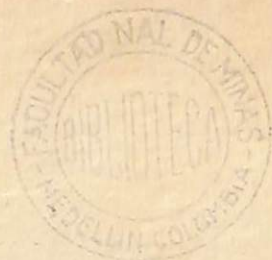
- a).- irrigación.
- b).- filtros percoladores.
- c).- cienos activados.

Irrigación.- Este sistema tiende a abolirse, por el peligro que representan las aguas negras regadas en superficies muy grandes. Se utilizó principalmente en algunas ciudades europeas, y las aguas negras servían como riego y al mismo tiempo como fertilizante. (esto por las grandes cantidades de sustancias nítricas contenidas.) Desde el punto de vista sanitario son obvios todos sus inconvenientes. Además requiere una área muy extensa para el tratamiento.-

Filtros percoladores. En este sistema, las aguas negras se distribuyen en lluvia sobre capas de cascajo de 2.00 á 3.00 mts de profundidad. El líquido drena a través de la capa de cascajo hacia conductos que lo sacan ya tratado por la parte inferior. El líquido a tratar al caer en forma de







lluvia absorbe oxígeno del aire, luego fluye sobre la superficie de las piedras, las que están cubiertas de una capa gelatinosa, la que contiene algunas formas de vida inferior (bacterias, algas) que contribuyen a oxidar la materia putrescible contenida en el líquido, ayudando también al proceso de nitrificación de la misma.-

El afluente es en este proceso un líquido casi exento de coloides y de sólidos en suspensión. La demanda bioquímica de oxígeno, el nitrógeno orgánico, las bacterias y el amoníaco son mucho menores en el efluente que en el líquido que llega a los filtros.-

Este sistema tiene comparativamente varias ventajas: requieren poca atención; su costo de operación es bajo, y están menos sujetos a causas que estorben su eficiencia.-

Este sistema exige una decantación posterior para sedimentar las partes sólidas que puede arrastrar el líquido.-

Cienos activados.- El método de tratamiento más reciente, estando en uso desde 1.920. Con este sistema se puede obtener una depuración total. El proceso que siguen los cienos activados es el siguiente:

Si se agita un barro floacal en la presencia del oxígeno, se forma un grumo de partículas de aquél, en el cual se desarrollan bacterias y organismos aeróbicos. Por esta condición el grumo de cieno cloacal se hace activo en la oxidación y absorción de la materia orgánica. De ahí su nombre. Este cieno activo decanta rápidamente arrastrando casi todos los sólidos suspendidos y coloidales del líquido

- -

do en tratamiento. Se mantiene la cantidad de cieno activado retornando al líquido cloacal de 15 a 20% de su volumen en cieno activo.

Esta mezcla va a los aireadores, donde se agita con aire por espacio de 4-6 horas. La mezcla pasa finalmente a un tanque de decantación, donde se separa el cieno activado y resulta un afluente con muy poca cantidad de materia orgánica en suspensión.-

Condiciones necesarias para un tratamiento eficiente.-

- 1.- Suficiente cantidad de aire para el desarrollo de procesos biológicos aeróbicos.-
- 2.- Mantener el barro cloacal en suspensión.
- 3.- Intimo contacto del barro activado con las materias disueltas o coloidales de los líquidos.-

La aireación de los líquidos consume del 5- 10% del aire usado para la agitación. El volumen del B. Activado sobrante es de tres litros por habitante d. con un 98% de agua.-

De este barro se puede elaborar abonos o hecharse en zanjas, mezclado con barro del desarenador. Estas zanjas se van tapando inmediatamente se arroja el barro en ellas, para evitar la formación de malos olores y el desarrollo de moscas. Para reducir el volumen de barro sobrante y para disponer fácilmente del mismo se trata este en cámaras sépticas. Todo el barro formado en la decantación queda reducido al que se disgrega y solubiliza en dichas cámaras. Se obtiene un volumen de barro mucho menor que sale ya completamente fermentado y de fácil manipulación y desecación.-

Se usa como abono o tierra de relleno. No produce malos olores ni favorece el desarrollo de moscas y mosquitos.-

El sistema de barros activados es bastante costoso en su-

- -

operación y lo mismo en su costo inicial. Requiere operarios más expertos que los que necesitan en los filtros percoladores. Incertidumbre en cuanto los resultados por la infinidad de factores que influyen en el proceso.-

Clorinación: Tiene el objeto de destruir los gérmenes en el afluente. Generalmente se aplica después de que las aguas negras han sido tratadas por alguno de los procesos anteriores. La dosificación varía de 1 a 20 gr por m<sup>3</sup> según el proceso que el líquido haya experimentado anteriormente.-

PLANTA DE TRATAMIENTO PARA MEDELLIN.- Existen dos puntos aparentemente buenos para la localización de la futura planta de tratamiento de aguas negras del municipio. Uno de ellos es en un terreno cercano al actual puente de "El Mico" ( F. Gómez ) El otro es de 1.500 mts más abajo de éste. El primero, en cuanto al terreno presenta algunas ventajas como son: terreno plano y una extensión disponible bastante considerable. El segundo punto presenta en el terreno algunas irregularidades, su extensión es limitada y además habría que prolongar el colector 1500 más; a pesar de estos inconvenientes presenta dos ventajas que creo son decisivas en relación con el anterior: no habría la necesidad de establecer una planta de bombeo y además está lo suficientemente retirado del último sector poblado. ( El punto cercano al puente F. Gómez exigiría indispensablemente la Planta de bombeo para elevar el nivel de las aguas, y lo que es más serio, quedaría en el desarrollo futuro de Medellín, rodeado de sectores poblados.

- -

Las normas del Ministerio exigen como mínimo una distancia de 600 metros del perímetro urbano presente o futuro.

El terreno escogido estará a 500 metros en su parte más cercana, del perímetro futuro de Medellín, pero si se tiene en cuenta que la práctica americana establece una distancia que varía entre 300 y 1000 pies ( 90 y 300 mts. ), se vé entonces que esta distancia no es muy pequeña.-

El área disponible es de 4.7 hect. en la zona A ( fig. 11 ) más 2.1 hect. en la zona B. Esto dá un total de 6.8 hectáreas, o sean 16.8 acres; lo que sería suficiente para todas las dependencias de la posible planta de tratamiento.-

El sistema de tratamiento que debe escogerse debe ser una que permita la salida del afluente lo más libre de materia orgánica y de bacterias que sea posible, teniendo en cuenta naturalmente los factores económicos que son los de mayor influencia, ya que a medida que exige un líquido residual más purificado, el costo inicial de las instalaciones, y el costo de tratamiento será más elevado.

Creo que se podría utilizar un proceso de sedimentación sencillo, al menos en un principio; el cual se podría adicionar luego con filtros percoladores si se quiere obtener un tratamiento algo más completo.- El sistema de tratamiento con filtros percoladores exige una caída disponible de 15 a 20 pies, de la cual se podría disponer en el punto escogido sin necesidad de elevar las aguas por bombeo.-

La planta sería una sola para tratar las aguas negras procedentes de los dos sectores de Medellín; por consiguiente, las

- -

aguas del sector occidental cruzarian el rio para reunirse con las del sector Oriental, este cruce podria hacerse en un punto cercano al puente de "El Mico".

En el sector occidental existen algunas áreas que podrian ser apropiadas para localizar una planta de tratamiento para ese sector, independientemente del sector oriental; estas zonas son las cercanas al cementerio universal; pero tendrian algo de los inconvenientes ya anotados; posiblemente quedarían rodeadas por edificaciones y además el bombeo de las aguas negras sería necesario.-

- -

B I B L I O G R A F I A

American Sewerage Practice - Tomo I	Met-calf - Eddy
Sewerage and Sewage Disposal	Met-calf - Eddy
Sewerage	Folwell
Sewerage and Sewage Treatment	Babitt
Municipal Engineering Practice	Folwell
Saneamiento de poblaciones y depu ración de aguas	Escario
Sewage treatment Works	Keefer
Tratado de Ingeniería Sanitaria	Sallowitz
Estudios y tanteos	Gallego
Handbook of Applied Hydraulica	Davis
Handbook of Hidraulics	King
Informe preliminar sobre purifica cion de aguas de la Q. Sta Helena para Medellin	Bunker
Estudio de aprovechamiento de a - guas del rio Medellin como abasto para Medellin	Bunker
Informe sobre acdto y alcantarilla do para Medellin 1.913	Rigal
Abasto de aguas para medellin- tesis 1.908	Pedro A. Rodriguez.
Conferencia de Ingos sanitarios-1938	
Engineering News record	
Censos de Colombia 1.918 y 1.938	
Boletin de Estadistica mpal. 1.938/42	Mpio de Medellin.