

INFORME

A LA SUB-COMISION DEL ALCANTARILLADO DE SANTIAGO, SOBRE TRES PUNTOS RELACIONADOS CON EL VALOR TÉCNICO DE LAS PROPUESTAS PRESENTADAS PARA LA CONSTRUCCION DE DI- CHO ALCANTARILLADO.

(Continuacion)

Por este motivo en la fórmula citada de Bazin, que da la velocidad media de escurrimiento, estimamos que no puede introducirse el valor

$$\gamma=0,06$$

aceptado en el proyecto i que, como se ve, no *corresponde a la realidad*, despues de algun tiempo.

Nuestro modo de ver está confirmado por las cifras que arroja el cuadro siguiente i que hemos calculado, en cuanto a las columnas (1), (2) i (3) con fórmulas i coeficientes rscmendados por las primeras autoridades alemanas e inglesas en la materia. Las cifras correspondientes de la columna (4), las hemos deducido de abacos basados en una fórmula i coeficiente que, segun nosotros, se adaptan lo mejor posible a las condiciones del caso que nos ocupa. (*Anexo IV*).

La columna (5) dá las velocidades que resultarian de aplicar las tablas i fórmulas usadas por los autores del proyecto:

Diámetro en metros	Pendientes	Gastos en litros	VELOCIDADES POR SEGUNDO, SEGUN				
			Büsing metros (1)	Frühling metros (2)	Moore metros (3)	Los informantes (4)	Wéry i D'Orival metros (5)
0,35	0,0063	12	0,72	0,68	0,73	0,76	1,02 (a)
0,70	0,0038	12	0,55	0,52	0,56	0,60	0,65 (b) 0,79 (c)
0,80	0,0070	19	0,77	0,73	0,78	0,81	1,10 (c)

a) Segun la tabla proporcionada por los contratistas;

b) Segun la fórmula de Prony $RI=0,000044 u + 0,000309 u^2$;

c) Segun la fórmula de Bazin ya citada con $\gamma=0,06$.

En el Anexo IV entramos en el detalle de los fundamentos que abonan nuestras cifras de la columna (4).

Ellas nos han inducido a comprobar cuáles serán las velocidades mínimas probables tanto en el proyecto oficial como en el proyecto B.

El resultado de nuestros cálculos se halla consignado en los Anexos V, VI, VII VIII, IX i X.

En ámbos proyectos el lavado de *los colectores* es continuo; así pues las velocidades calculadas para estos conductos se refieren a escurrimiento de las aguas de lavado solas i al de las mismas conjuntamente con las usadas.

Para algunos casos hemos calculado tambien las velocidades propias de las solas aguas usadas, a fin de poder apreciar el efecto del lavado.

En las *cañerías* del proyecto B el lavado es tambien continuo i para ellas hemos calculado asimismo las velocidades que corresponderán a aguas de lavado solas i a las mismas con aguas usadas.

En el proyecto oficial las velocidades calculadas para las cañerías se refieren a otras circunstancias, ya que en ellas el lavado seria intermitente: dichas velocidades corresponden, pues, a aguas usadas solas—aguas de lavado—aguas anteriores sumadas.

Los Anexos V, VI, VII i VIII, se refieren al proyecto oficial i los Anexos VII, IX i X al proyecto B.

PROYECTO OFICIAL

COLECTORES.—*Anexo V.*—Suministra datos completos correspondientes a tiempo seco para el colector de la calle de Amunátegui.

Anexo VI.—Da las velocidades mínimas en todos los colectores en tiempo seco.

CAÑERÍAS.—*Anexo VII.*—Se refiere a las pendientes medias entre las pendientes de las diversas cañerías primarias comprendidas en cada dos colectores consecutivos de la zona que se estiende entre el Mapocho i la Alameda.

En el Anexo VIII hemos estudiado el escurrimiento en las cañerías primarias de pendiente media 0,0141 i 0,0110.

PROYECTO B

COLECTORES.—*Anexo IX.*—Suministra las velocidades para tiempo seco en una parte del trayecto del colector D.

Anexo X.—En este Anexo se ven las velocidades mínimas en los colectores para aguas usadas i de lavado conjuntamente.

Han servido de base a estos cálculos los gastos apuntados en los planos correspondientes del proyecto.

En la columna (5) se dan las velocidades anunciadas por los proponentes.

En la columna (6) las mismas velocidades segun los infrascritos.

CAÑERÍAS.—En el mismo Anexo IX se encuentran los datos que se refieren, para tiempo seco, a una cañería con lavado continuo.

No nos ha sido posible hacer para todas las cañerías el estudio de las velocidades mínimas hecho para los colectores, por cuanto los proponentes no han presentado detalles completos de la red de cañerías. Solo hemos encontrado los datos para una zona de la ciudad relativamente pequeña.

El Anexo VII, ya citado, da las pendientes medias probables de algunas cañerías junto con la pendiente de la cañería estudiada en el Anexo IX.

Para que fueran comparables los resultados obtenidos respecto de los dos proyectos estudiados hemos supuesto, en nuestros cálculos, una misma proporción de aguas usadas por persona i por segundo, igual a 0,00417 litros, que es la cantidad aceptada en el proyecto B (*Memoria Jeneral, páj. 14*), deducida de un consumo total por habitante de 300 litros diarios.

También partimos de una población de 400.000 habitantes distribuidos según el cuadro de la página 12 de la Memoria citada.

A estos datos corresponde pues un gasto diario de 120.000 metros cúbicos.

En la actualidad este consumo es solo de 45.000 a 48.000 metros cúbicos (*Memoria de Agua Potable 1903, páj. 13*) i por más que la extensión proyectada del servicio de agua potable, las mejoras probables en el servicio de aseo i la influencia indirecta de la construcción del Alcantarillado, hagan subir esta cifra, puede afirmarse que pasará algún tiempo antes de que alcance a los 120.000 metros cúbicos introducidos en los cálculos.

En el intervalo, las velocidades que tomarán las aguas usadas solas, i las mismas unidas a las de lavado, serán pues menores aun que las que aparecen en nuestros Anexos

Todavía se impone una ligera reducción más de estas velocidades, para tomar en cuenta el efecto de los codos, principalmente en el trazado en zig-zag del proyecto B.

Cada codo representa, en efecto, una resistencia local que se traducirá por un peralte del eje hidráulico aguas arriba del mismo, i por consiguiente, en una disminución de velocidad en cierta extensión del conducto correspondiente: (Para más detalles, ver *Anexo IV*).

Con estos antecedentes podemos formular las conclusiones siguientes:

PROYECTO OFICIAL

Anexo V. (Colector Amunátegui). La velocidad extrema m 0,45 correspondería a aguas usadas solas; con el lavado continuo vemos que, en la noche, la velocidad varía entre 0,75 i 0,79, alcanzando en el día 0,79 mínimo i aun 1,00 en el último trozo del colector, sin corrección.

Como se ve son cifras satisfactorias en cuanto al escurrimiento de las aguas usadas (ver páj. 11); pero no bastarían del todo para el transporte hidráulico del producto grueso del barrido de las calles.

Anexo VI. Las velocidades mínimas absolutas en los colectores, para aguas de lavado solas, son m 0,73 i m 0,75; con aguas usadas, son en jeneral, algo superiores a la ve-

locidad necesaria (siempre con esclusión del barrido, si se ha de adoptar un servicio de limpieza uniforme).

Solamente en los emisarios seria lícito prever el transporte hidráulico de las basuras de la calle, como puede verse por las velocidades apuntadas pájinas 147 i 161, Anexo número 6 del Proyecto Oficial.

Hemos calculado las velocidades que se producirían en las cañerías primarias con lavado supuesto continuo, de cierta duracion, a razon de 30 i 15 litros por segundo, por cuanto consideramos que el lavado indirecto de dichas cañerías, con las aguas suministradas por los aparatos automáticos de limpia de las cañerías secundarias, será poco eficaz; necesitándose, por lo tanto, recurrir para ellas, de colector a colector, a la limpia con golpes de agua directos por aparatos automáticos, por llaves o maniobras de compuertas, (soluciones propuestas en el proyecto oficial), seria preferible recurrir a esta última solucion, que permite echar hasta los 30 litros de cada colector a cada cañería primaria durante el tiempo que se quiera, pues la limpia por llaves que dieran de 500 a 1.000 litros exijiria tambien la intervencion del personal de los colectores (carta del señor Santa María de 30 de Noviembre de 1904) cuya accion será mas útil (aunque mas lenta) ocupándolo en la maniobra de las compuertas.

En cuanto a la accion de golpes de agua dados por un solo aparato automático de 500 i aun 1.000 litros colocado en el punto alto de cada cañería primaria, estimamos por lo demas (fundándonos en esperiencias Norte Americanas) que seria deficiente a pesar de la accion de los aparatos de 500 litros de las cañerías secundarias, por lo ménos mientras el consumo no alcance a los 120.000 metros cúbicos diarios, base de nuestros cálculos de velocidad.

PROYECTO B

Anexo IX. En el colector *D* (parte estudiada) hallamos la velocidad mínima que en la noche, es de 0,81. En el dia el mínimo sube a 0,82.

Anexo X. La velocidad mínima, segun nosotros, será de 0,70 (colector *O*) i corresponderá a aguas usadas conjuntamente con aguas de lavado; hai que tener presente que esta cifra deberá sufrir aun las reducciones de que hemos hablado.

Sin embargo consideramos que, tambien en este conducto, la velocidad mínima es suficiente siempre que se escluya el barrido.

CAÑERÍAS. *Anexo IX.* La velocidad mínima (aguas de lavado solas) es de m 0,60 (Riquelme); pero en este mismo trozo la velocidad de noche inmediatamente superior (A munátegui-Huérfanos) es de m. 0,71, que, en el dia, subirá a m. 0,82, calculando los gastos sobre las bases del mismo proyecto *B*.

La velocidad de 0,60-0,71 nos deja en el límite inferior indicado pájina 11.

La pendiente media total de la cañería en la cual se produce ese mínimo es de 0,0078 mientras tanto el Anexo VII pone de manifiesto que hai pendientes inferiores.

La pendiente mínima segun la *Memoria Jeneral* (páj. 20) ha sido fijada en 0,0050.

Desde que el caso estudiado con $i=0,0078$ nos ha dado un resultado hasta cierto

punto desfavorable, seria útil una revision jeneral de la red de cañerías para mejorar eventualmente las velocidades deficientes.

Las profundidades de agua en los conductos son suficientes.

Como conclusion jeneral en cuanto a las velocidades límites obtenidas en ámbos proyectos en relacion con su respectivo sistema de lavado, puede decirse que el trazado oficial i el trazado en zig-zag son equivalentes; pero estimamos que *ninguno de ellos se presta a la introduccion prevista de las basuras gruesas de la calle en toda la red*, desde que en gran parte de la misma, las velocidades realizadas, no permiten el arrastre de dichas basuras.

Bajo este punto de vista no debe olvidarse tampoco que, por lo ménos para las bocas de entrada comunicadas por medio de tubos con los elementos de órden inferior de la red, será permanente el peligro de obstrucciones dentro de dichos tubos (proyecto B).

Podria creerse que bastará aumentar la dotacion de agua de lavado para conseguir velocidades suficientes de arrastre. Este será naturalmente posible en algunos casos; pero el remedio seria en jeneral poco práctico por la cantidad de agua que exige, pues, como puede verse por el ejemplo tratado en el Anexo número XI (cañería calles Amunátegui i Huérfanos, de Anexo IX) por una parte un aumento del agua de lavado superior a 100% solo acarrea un aumento de 21% en la velocidad de dichas aguas solas (noche) i de 17% en el dia, miéntras que, por el otro lado, ese volúmen suplementario de agua constituiria un sério entorpecimiento si se pensara en utilizar las aguas del sewage en campos de depuracion, solucion aceptada ya en el proyecto oficial i que seria prudente mirar como lójica dentro de un tiempo mas o ménos próximo aun si se aceptara el proyecto B.

A fortiori se impone la misma conclusion si, por ejemplo, un tratamiento bacteriológico hubiera de preceder a la utilizacion en campos de riego.

En este camino cabe prever que llegará el momento en que aun el volúmen de agua de lavado previsto en ámbos proyectos, i sobre todo en el proyecto B., será estimado incompatible con el alejamiento hijiénico de las aguas fuera de la poblacion i con el buen funcionamiento de aquellos elementos de esta gran obra que tiendan a la utilizacion del sewage, i entónces se impondrá talvez la sustitucion del lavado contínuo por un lavado intermitente, es decir la admision del agua de lavado en toda la red, solamente durante algunas horas al dia, lo que es otra consideracion mas a favor del cálculo de las velocidades probables así como lo hemos hecho, pues, en tal evento, aun estas velocidades indicadas por nosotros quedarian superiores a las velocidades efectivas.

Por lo demas, creemos que no deben exajerarse las ventajas del trasporte hidráulico de las basuras gruesas de la calle: ¿no subsistiria acaso, para el alejamiento de los desperdicios de cocina i residuos secos de las casas, un servicio obligatorio de carretones?

El alejamiento superficial del barrido de las calles exigirá solamente una ampliacion del mismo.

En cambio la exclusion de este barrido, en cuánto a sus elementos mas propensos a producir obstrucciones, tendrá la ventaja de reducir a un mínimo los estanques de desarenamiento previstos en el proyecto B.

CAPITULO II

ALEJAMIENTO DE LAS AGUAS DE LLUVIA

§ I. *Escurrimiento superficial*

En su oríjen, el escurrimiento de las aguas de lluvia que caen sobre la superficie edificada de la ciudad i sobre las calles, puede ser superficial en un trayecto mas o ménos grande.

En el proyecto oficial se admite que iran directamente a las cañerías, las aguas lluvias de los segundos i terceros patios de las casas; las aguas lluvias de los primeros patios serán conducidas, como hasta ahora, «por barbacanas» a las cunetas de las calles i de allí irán al colector mas próximo (*Memoria Oficial*, pájs. 10, 23 i 24).

Con estas aguas se juntarán las de lluvia que caen sobre la calle, i este gasto total es el que deberá correr por las cunetas de la misma, en una estension de 3 a 5 cuadras.

Resulta de ahí que, en su trayecto, estas aguas deberán franquear de dos a cuatro boca calles ántes de llegar al colector.

¿Cómo salvarán el paso? ¿En cuneta abierta o en sifon?

En el primer caso, cualquiera que sea el pavimento (pero cuanto mas en las calles asfaltadas!) esas cunetas están condenadas a perecer luego bajo el choque de los vehículos i, para el tráfico de coches, ellas serán una sujecion bastante incómoda, como lo demuestra de sobra la experiencia diaria actual.

En el segundo caso podrá asegurarse la continuidad del pavimento i quedará salvado el inconveniente anterior; pero nunca las aguas cruzarán una boca-calle bajo carga suficiente para que la velocidad correspondiente impida del todo la obstruccion de tales conductos, principalmente en calles mal pavimentadas i ménos cuidadas que la de los barrios centrales.

Esas obstrucciones se producen actualmente, en cada lluvia, donde existen sifones de pasada, como, por ejemplo, en la salida de la calle Ahumada a la Alameda; i si bien es cierto, que podria mejorarse la construccion de dichos sifones, no por eso desapareceria el peligro.

Los rebalses consiguientes constituyen, para el tráfico de la jente de a pié, una molestia no ménos grave (aunque temporal) que la que señalábamos para la 1.^a solucion, respecto el tráfico de vehículos.

Es obvio, sin embargo, que la naturaleza misma del tráfico i la mala pavimentacion de barrios ménos centrales, justificarán la adopcion de cunetas abiertas para salvar las boca-calles en dichos barrios, miéntras que el peligro de obstrucciones escluye, en ellos, la solucion por sifones.

En el centro, i principalmente en las calles asfaltadas i cuidadas, la probabilidad de obstrucciones será menor que ahora, aunque siempre existirá; pero, por otra parte, i fuera de todo peligro de obstruccion, no es fácil admitir que las aguas de los primeros patios i techos correspondientes sigan escurriéndose, como actualmente, «por barbacanas»

a la calle. Mas bien nos inclinamos a mirar como solucion natural donde existe un alcantarillado (1), el escurrimiento directo a la cañería matriz privada, de las aguas lluvias de todos los patios i techos de las casas, máxime cuando recibe ya los 2/3 de las mismas. Entónces las cunetas de las calles tendrian que escurrir las aguas de la via pública únicamente, i su exclusion de las cañerías representaria una economía que no compensa los inconvenientes del escurrimiento superficial que hemos señalado.

Fundándonos en estas consideraciones contestamos la pregunta 1.^a que se nos ha dirigido dando, bajo este punto de vista, la preferencia al proyecto B, que introduce todas las aguas lluvias a las cañerías por medio de bocas colocadas en los puntos bajos de casi cada manzana, en los patios de las casas, etc.

§ II. *Introduccion de las aguas lluvias al alcantarillado*

Tócanos ahora analizar la mejor solucion para la introduccion de las aguas superficiales de lluvia i de lavado de las calles en el interior de la red, ya que el estudio de las velocidades nos ha conducido a no admitir el transporte hidráulico subterráneo de las basuras gruesas de la calle.

Haremos desde luego distincion entre:

- 1.º Calles de pavimento impermeable i de poco desgaste, como asfalto, cemento, etc.;
- 2.º Calles de adoquinado bien hecho, macadamizadas, etc., en las cuales hai que contar con la produccion de arenas i barro en cantidades relativamente pequeñas; i
- 3.º Calles mal adoquinadas o empedradas, que presentan para el alcantarillado el peligro de introduccion de piedras, arenas i barro en cantidad mas o ménos considerable segun la calidad del servicio de aseo i clase de poblacion de la calle.

Admitiremos sin embargo, a priori, que dicho servicio de aseo quede debidamente organizado en toda la ciudad.

Entónces, para los pavimentos de la primera clase, este servicio se encargará de alejar no solamente los desperdicios sólidos de cocina, etc., de las casas, sino tambien el producto mas grueso del barrido de la vía pública.

Hecha esta primera limpia, será admisible el lavado de las calzadas i la admision, en las cañerías i colectores, de las basuras menores que estas aguas de lavado arrastran.

En este caso los orificios de comunicacion entre la calle i la alcantarilla podrán ser bocas de entrada libre protegidas sin embargo por rejillas, que aseguren la exclusion prevista de las materias gruesas.

Para los pavimentos de la 2.^a i 3.^a clase (en que las aguas de lavado tendrian, por lo demas, un efecto dañino para la buena conservacion del pavimento mismo, arrastrando a las cunetas de la calle, i luego a la alcantarilla, arena i barro), estimamos prudente no aceptar la idea del lavado sistemático, debiéndose hacer por carretones el servicio íntegro del alejamiento de las basuras i desperdicios en jeneral. Esta recomendacion no implica, sin embargo, que en el 2.º caso no puedan lavarse tampoco las cunetas de la calle; para admitir ese lavado bastaria que, en estas calles, las cunetas solas se ejecutaran de adoquines con juntas impermeables.

(1) No del Separate System, naturalmente.

En cuanto a la introduccion de las aguas de lluvia, que suponemos realizada, para la mayor parte de la ciudad, en los puntos mas bajos de cada manzana (proyecto B), se haria, como en el primer caso, por bocas de entrada libre, provistas de rejillas, ya que las arenas que las lluvias alcanzan a arrastrar superficialmente, encontrarian en la red, mientras dura el escurrimiento del agua de lluvia, velocidades de arrastre suficientes.

Para las calles de la 3.^a categoria, somos de opinion que el escurrimiento superficial es preferible al escurrimiento subterráneo, por lo ménos en un desarrollo de 3 a 4 cuerdas, mientras no se mejore su pavimento; desde luego, allí, el escurrimiento por las cunetas no presenta los mismos inconvenientes que en el centro, i en cambio, tiene la ventaja de reducir el número de los resumideros que, en este caso, se hacen necesarios para retener las materias estrañas, como piedras, arenas, etc., que, no obstante la adopcion de rejillas, debemos admitir serán introducidas accidental e inconcientemente en las bocas de entrada.

§ III ESCURRIMIENTO DE LAS AGUAS DE LLUVIA POR LA RED DEL ALCANTARILLADO

Proyecto oficial. Bases: Lluvias máximas: 30 litros por segundo i por hectárea (Memoria, páj. 28) coeficientes de reduccion: 0,4 a 0,8 (páj. 33).

La Seccion de trabajo de los colectores para lluvias máximas será de los dos tercios de la seccion total (páj. 28).

Las cañerías trabajarán con un máximo de seccion ocupada de tres cuartos de la misma (páj. 45).

Proyecto B. (Memoria Jeneral páj. 10): Lluvia escepcional: 30 litros por segundo i por hectárea, como en el proyecto oficial.

Coefficientes de reduccion: $1/20$ para evaporacion e infiltracion; coeficiente correspondiente del gasto $19/20$: (páj. 18).

$\frac{3}{4}$ para la duracion del escurrimiento, es decir que el autor admite que dicha duracion queda en la relacion de 4 a 3 con la duracion de la lluvia: (páj. 18).

En cuanto a la fraccion ocupada de las secciones (páj. 20), para emisarios i colectores, en caso de lluvia escepcional, la limita en los arranques de las bóvedas.

Para las cañerías secundarias, la seccion mojada no pasaria de los $\frac{2}{3}$ de la seccion total: (páj. 20).

Coefficiente de aumento del gasto, para tomar en cuenta la influencia de los codos, depósitos, etc., etc....: $1/6$ (páj. 14 Memoria, Solucion B).

Como se ve, los coeficientes difieren esencialmente de un proyecto a otro. La comparacion de éstos últimos, en cuanto a su verdadera *capacidad de escurrimiento*, exigiria pues, ante todo, la unificacion de las bases de cálculo; sin embargo resaltará, hasta cierto punto, el mérito relativo de ámbos proyectos de las consideraciones siguientes:

Las bases comunes deberian tomar en cuenta los siguientes factores:

1.^o *Las lluvias mas desfavorables*, es decir, aquellas que, por su intensidad, i aunque de duracion relativamente corta, pueden poner en juego la capacidad máxima de la red, parcial o totalmente.

Elejida la lluvia que ha de servir de base al cálculo de la red, es preciso tomar en cuenta:

2.º Un coeficiente de reduccion llamado «coeficiente de lluvia», relativo a las diferencias de intensidad de un chubasco de un punto a otro de la ciudad, reduccion que será tanto mayor, cuanto mayor sea la estension de la red tributaria del elemento por calcular.

3.º Un coeficiente de reduccion por evaporacion e infiltracion, cuya importancia varia con la proporcion de superficie edificada, con la naturaleza de los pavimentos (mas ó ménos impermeables) con el grado de humedad prévia del suelo i del aire (que depende de lluvias anteriores), con las pendientes, con la duracion e intensidad de la lluvia considerada.

4.º Un coeficiente de reduccion debido al mayor o menor tiempo que el agua de un chubasco se demora en escurrirse en cada punto de la red, segun cual sea la cuenca tributaria de este último, i la variacion de intensidad del chubasco desde su principio hasta su fin.

Ahora bien, en ámbos proyectos, el oficial i el proyecto B., se ha partido de la misma base en cuanto a la lluvia mas desfavorable.

Ninguno de los dos toma en cuenta el coeficiente de lluvia, lo que se explica por la carencia absoluta de datos al respecto.

Donde están las diverjencias, es pues en los coeficientes 2.º i 3.º.

El proyecto oficial fija un coeficiente variable para evaporacion e infiltracion, mientras que el proyecto B lo toma constante.

El tercer coeficiente de reduccion ha sido despreciado en el proyecto oficial, mientras que el proyecto B lo supone invariablemente igual a $\frac{3}{4}$ (siendo prácticamente variable de un punto a otro de la red).

Los coeficientes de reduccion totales resultan:

Para el proyecto oficial:

En el centro, 0.8 (valor máximo) que va disminuyendo hasta en los suburbios, donde alcanza el valor 0.4 (valor mínimo).

(Continuará)

