



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

“ARAGON”

“Apuntes de Sistemas de Alcantarillado”

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

LUIS P. VIGUERAS MUÑOZ

México, D. F. 1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

INTRODUCCION

ANTECEDENTE HISTORICO DEL DESAGUE DEL VALLE DE MEXICO

C A P I T U L O I

PANORAMA NACIONAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

	Pág.
1.1 Información estadística sobre población total - - - - -	28
1.2 Información estadística sobre población con agua potable y alcantarillado - - -	33
1.3 Índices epidemiológicos y condiciones ambientales en general. - - - - -	35
1.4 Organismos relacionados con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los los sistemas de alcantarillado. - - - - -	53
1.5 Datos relativos a los recursos económicos destinados a dichos sistemas - - - - -	54

C A P I T U L O I I

INVESTIGACIONES Y TRABAJOS PRELIMINARES

	Pág.
2.1 Descripción de los principales componentes del sistema y su función. - - - - -	57
2.2 Clasificación de los diferentes sistemas de alcantarillado y partes constitutivas. - -	60
2.3 Características y calidad de las aguas residuales y pluviales. - - - - -	66
2.4 Tipos de información requerida: Física, Técnica, Política y Financiera, así como fuentes de obtención. - - - - -	69
2.5 Investigaciones específicas para la obtención de información sobre características Topográficas, climatológicas, geohidrológicas y disponibilidad de los recursos materiales y humanos regionales. - - - - -	73
2.6 Mención de las normas nacionales y regionales para el proyecto de sistemas de alcantarillado. - - - - -	75

C A P I T U L O I I I

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES

	Pág.
3.1 Períodos de diseño (período económico de la obra). - - - - -	77
3.2 Cálculos de población. - - - - -	78
3.3 Dotación. - - - - -	93
3.4 Aportación por habitante. - - - - -	95
3.5 Aportación comercial e industrial. - - - - -	95
3.6 Variación de gastos. - - - - -	95
3.7 Gastos de diseño. - - - - -	97
3.8 Infiltración. - - - - -	100
3.9 Hidráulica de los sistemas: Ecuaciones y coeficientes empleados. - - - - -	100
3.10 Velocidades de escurrimiento permisibles. - - - - -	107
3.11 Sifón invertido. - - - - -	111
3.12 Materiales y diámetros comerciales. - - - - -	113
3.13 Pruebas que se aplican a las tuberías. - - - - -	117
3.14 Tipos de conductos. - - - - -	126
3.15 Trazo de la red. - - - - -	130
3.16 Ventilación. - - - - -	132
3.17 Pozos de visita. - - - - -	132

3.18	Anchos y profundidades de zanjas. - - - - -	134
3.19	Conexiones. - - - - -	138
3.20	Necesidad y funcionamiento de las estaciones de bombeo - - - - -	140
3.21	Transiciones y cambios de dirección - - - - -	142
3.22	Elaboración de un proyecto para un sistema de alcantarillado sanitario. - - - - -	142
3.23	Simbología y anotaciones. - - - - -	152
3.24	Cuantificación de obra. - - - - -	154

C A P I T U L O I V

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES

	Pág.
4.1 Ciclo hidrológico. - - - - -	168
4.2 Precipitación. - - - - -	170
4.3 Medición de la precipitación. - - - - -	172
4.4 Precipitación media: Aritmética, Poligonos de Thiessen, Isoyetas. - - - - -	174
4.5 Aplicación de los datos pluviográficos. - - - - -	184
4.6 Curvas de altura de precipitación-Area-duración. - - - - -	190
4.7 Curvas de intensidad-duración-periodo de retorno. - - - - -	191
4.8 Métodos de cálculo de la relación lluvia-escorrimento. - - - - -	193
4.9 Descripción general del proceso lluvia-escorrimento. - - - - -	196
4.10 Descripción del periodo de retorno y su aplicación con los eventos hidrológicos. - - -	198
4.11 Tormentas de diseño. - - - - -	199
4.12 Método de la Regresión Lineal Multiple. - - - - -	204
4.13 Método de Gumbel. - - - - -	206
4.14 Gastos de Diseño. - - - - -	222
4.15 Método Racional Americano. - - - - -	223

	Pág.
4.16 Método de Burkli-Ziegler. - - - - -	226
4.17 Método Gráfico Alemán. - - - - -	229
4.18 Método de Chow. - - - - -	234
4.19 Consideraciones de proyecto. - - - - -	247
4.20 Ejemplo. - - - - -	252

C A P I T U L O V

OBRAS COMPLEMENTARIAS Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE OPERACION

	Pág.
5.1 Conexiones domiciliarias. - - - - -	285
5.2 Pozos de visita especiales. - - - - -	288
5.3 Cajas derivadoras. - - - - -	290
5.4 Descripción de obras de descarga. - - - - -	291
5.5 Aspectos constructivos de la red de alcantarillado. - - - - -	293
5.6 Aspecto de operación y mantenimiento de la red de alcantarillado. - - - - -	299

C A P I T U L O VI

NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

	Pág.
6.1 Razones principales de las necesidades de tratar las aguas residuales. - - - - -	309
6.2 Parámetros Básicos. - - - - -	311
6.3 Reuso. - - - - -	318
6.4 Enunciar los principales tratamientos de agua residual. - - - - -	319
6.5 Legislación vigente: Ley Federal de Aguas, Ley Federal de Protección al Ambiente, Reglamento para la previsión y control de la contaminación del agua, Ley Federal de Obras Públicas. - - - - -	328

C A P I T U L O VII

SELECCION Y OPERACION DE EQUIPOS DE BOMBEO PARA AGUAS RESIDUALES

	Pág.
7.1 Selección. -----	330
7.2 Operación. -----	348

C A P I T U L O VIII

EJEMPLOS DE APLICACION -----	358
------------------------------	-----

C A P I T U L O IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES -----	428
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS -----	433

I N T R O D U C C I O N

El objetivo de este trabajo , es el de presentar la teoría básica que sirve para el diseño de alcantarillados sanitarios y pluviales.

Este se inicia con una breve reseña histórica, de lo que ha sido la problemática para el desalojo de las aguas negras y pluviales de la cuenca del valle de México, desde la llegada de los españoles hasta nuestros días.

Se han desarrollado estos conceptos en nueve capítulos que a continuación se describen; Capítulo I: Panorama Nacional de los Sistemas de Alcantarillado, en este capítulo se presenta información estadística de población que cuenta con agua potable y alcantarillado, como influyen estos sistemas en cuanto a enfermedades y condiciones ambientales en general. Además, se comenta sobre que organismos están relacionados con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado y datos relativos a los recursos económicos destinados a dichos sistemas.

En el capítulo II, denominado investigaciones y trabajos preliminares, trata sobre la información necesaria para el diseño de un sistema de alcantarillado, como lo es el caso de las características, topográficas, climatológicas, geohidrológicas, entre otras, de la localidad en estudio.

En el capítulo III, llamado sistemas de alcantarillado para aguas residuales, se involucran todos los conceptos que han de ayudarnos a planear y diseñar los sistemas para aguas residuales exclusivamente. Además, en este capítulo, se desarrolla un proyecto, en el cual se aplican los conceptos expuestos.

En los sistemas de alcantarillado para aguas pluviales, se exponen los conceptos propios para el diseño de los mismos, y de manera similar que en el capítulo anterior, se desarrolla un ejemplo aplicando la teoría expuesta para su solución.

Pudiera considerarse que en el diseño de un sistema de drenaje termina en la obtención de los diámetros necesarios para el desalojo de las aguas; como siguiente etapa, se consideran los aspectos de construcción y operación, que se presentan en el capítulo V.

En el capítulo VI, se hace mención de la necesidad de tratar las aguas residuales, así como las legislaciones que se encargan de controlar la calidad de las mismas para su vertido final.

Otro de los aspectos importantes es la selección y operación de equipos de bombeo para aguas residuales, las cuales son expuestas en el capítulo VII.

En el capítulo VIII, se resuelven una serie de ejemplos, en donde se aplican la mayor parte de los conceptos presentados en este trabajo.

Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones propias del autor, así como las referencias bibliográficas de algunos temas de interés para el lector.

Antecedente Histórico del Desagüe del Valle de México.

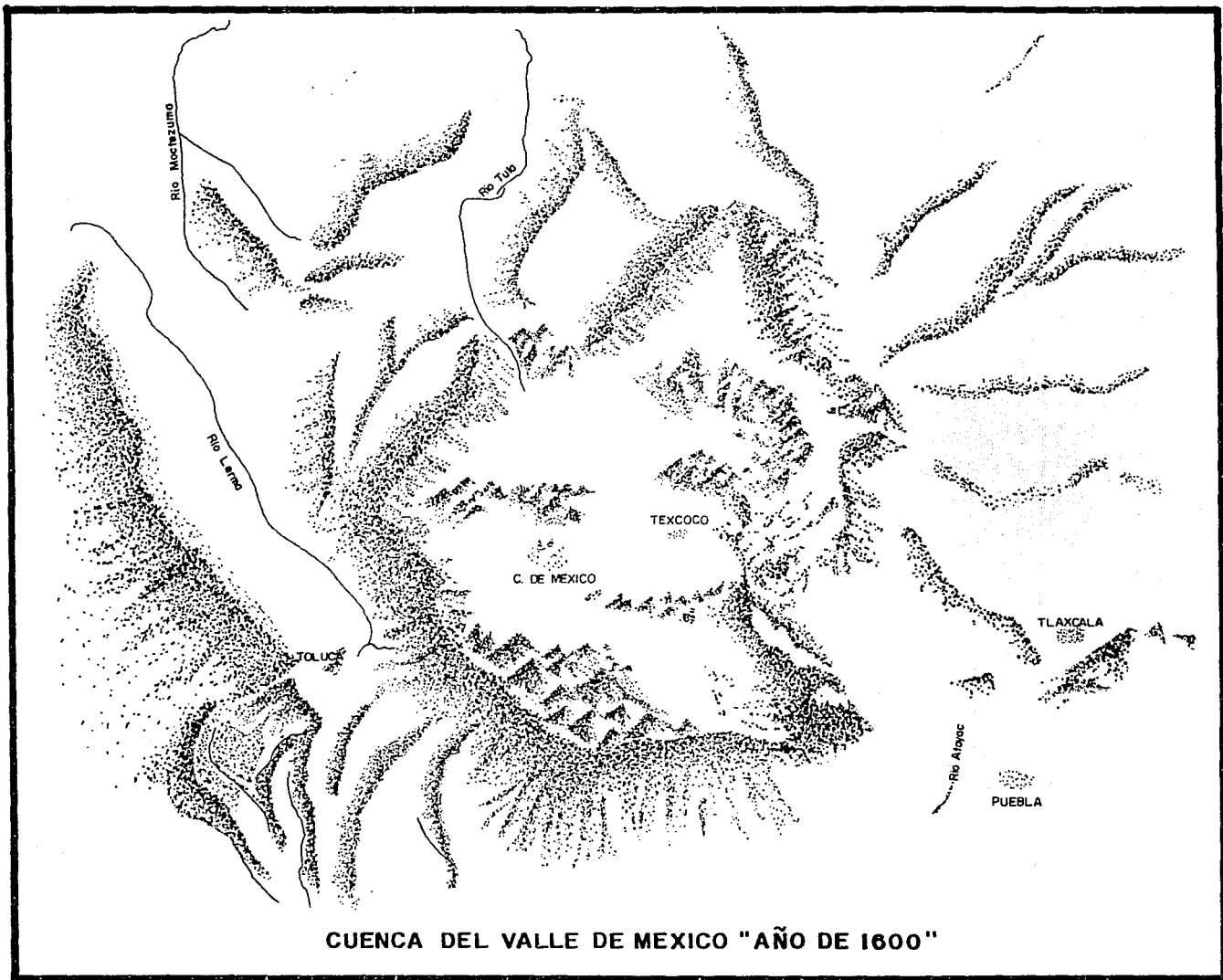
No cabe duda que los primeros sistemas de alcantarillado que se construyeron fueron para desalojar las aguas provenientes de las lluvias, y protegerse de las inundaciones que se ocasionaban, originando con ello muchas incomodidades, derrumbes de viviendas y enfermedades que llegaban a diezmar el número de habitantes de una población. Para protegerse de estas inundaciones los pobladores construyeron muros o diques, canales que les sirvieron para contener y desalojar estas aguas.

La cuenca o Valle de México, se encuentra localizada en la parte más alta, y hacia el sur, del altiplano mexicano. Está comprendida entre los estados de México, Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y el Distrito Federal.

La primera descripción que se conoce del Valle de México, es la que hace Hernán Cortés en su segunda carta de relación y que a continuación se transcribe:

"La cual dicha provincia es redonda y está toda cercada de muy altas y ásperas sierras, y lo llano de ella tendrá en torno hasta setenta leguas, y en el dicho llano hay dos lagunas que casi lo llenan todo, porque tienen canoas en torno más de cincuenta leguas. Y la una de estas dos lagunas es de agua dulce, y la otra que es mayor, es de agua salada. Divídelas por una parte una cuadrillera pequeña de cerros muy altos que están en medio de esta llanura, y al cabo se van a juntar las dichas lagunas en un estrecho de llano que entre estos cerros y las sierras altas se hacen. El cual estrecho tendrá un tiro de ballesta, y por entre la laguna y la otra, y las ciudades y otras poblaciones que están en las dichas lagunas, contratan las unas con las otras sus canoas por el agua, sin haber necesidad de ir por la tierra. Y porque esta laguna salada grande crece y mengua por sus mareas según hace la mar todas las crecientes, corre el agua de ella a la otra dulce tan recio como si fuese caudaloso río. Y por consiguiente a las menguantes va la dulce a la salada".

En ésta transcripción se nota con claridad la capacidad de observación y su poder descriptivo y señala la importancia de la zona lacustre del valle.



CUENCA DEL VALLE DE MEXICO "AÑO DE 1600"

A la llegada de los españoles, el Valle de México estaba ocupado por una región lacustre, cuyo recipiente mayor era el lago de Texcoco, ubicado en la parte central y mas baja, sus aguas eran saladas. La ciudad de Tenochtitlan se hallaba en la laguna de agua dulce, separada de la salada por un albarradón contruido por Nezahualcoyotl, en la época de Moctezuma Ilhuicamina. Esta ciudad y laguna estaban más altas que la de Texcoco. Al norte y en más altos niveles estaban los lagos de Xaltocan y Zumpango. Por el sur y separados por el dique de Mexicaltzingo estaba el lago de Xochimilco, y este a su vez separado del de Chalco por el dique de Cuiclahuac.

A partir del lago de Texcoco el terreno iba ascendiendo, por lo que todas las aguas llovedizas o provenientes de ríos y manantiales forzosamente concurrían hacia el Vaso de Texcoco.

La capital de los Mexicas, estaba contruida sobre dos islotes situados en la parte occidental del lago de Texcoco, que después se llamara Laguna de México. Estos islotes estaban separados por una zanja o acequia que corría de oeste a este. La parte norte se dominaba Tlatelolco y la del sur México-Tenochtitlan.

Al estar la ciudad en medio de la laguna, hizo que las comunicaciones con la tierra firme tuvieran que llevarse a cabo por medio de canoas. Por tanto, durante una buena parte de su existencia, estas embarcaciones fueron el único vehículo conque se contaba para comunicarse con las riberas de la laguna. Mas la necesidad obligó a sus habitantes a construir diques, que al mismo tiempo que servían para controlar el agua de la laguna, funcionaron también como calzadas, para comunicarse con las poblaciones de tierra firmes sin tener que usar las canoas.

México-Tenochtitlan estaba dividida en los siguientes barrios: al norte Tlatelolco, importante, porque era la zona comercial de la ciudad; al oeste en la parte central el de Cuepopan; al este también en el centro el de Atzacualco; al Suroeste el de Moyotlan y al sureste el de Zoquipan. Cada barrio tenía a su vez subdivisiones y sus adoratorios consagrados a sus dioses.

En 1499 México-Tenochtitlan sufrió los efectos de la primera inundación, gobernado en ese entonces Moctezuma-Ilhuicamina. Este pidió consejo a Nezahualcáyotl, quien propuso y construyó un albarradón que partiendo de Atzacualco, en el norte seguía casi en línea recta, atravesando la laguna hasta

Iztalapala (fig.2), por el sur. Este dique fue construido con tierra y piedra. Esta grandiosa obra de ingeniería, tenía compuertas para regular la entrada y salida de las aguas y permitir el paso de canoas.

En el año de 1521, durante el asedio de la ciudad por Hernán Cortés, se inició la destrucción del albaradón de Nezahualcóyotl, pues para dejar libre el paso de los bergantines, entre las lagunas de Texcoco y de México se le abrieron varios boquetes, quedando desprotegida la ciudad de las inundaciones.

Durante el tiempo que duró el asedio, fue destruida en gran parte la ciudad prehispánica. Vencido el poder mexica, Cortés aprovechó a los indígenas para limpiar la ciudad a fin de evitar que los despojos humanos que había dejado la guerra, causaran alguna epidemia. La propuesta expuesta por Hernán Cortés acerca de donde convenía asentar la ciudad, se fundamentó en el sentido que debía hacerse sobre las ruinas de la antigua tenochtitlan, entre otras cosas porque así quedaba sentado el triunfo de las armas castellanas sobre los mexicas, y el del cristianismo sobre el paganismo. Aparte de que se destruía el símbolo que constituía para los mexicanos y su imperio dicha ciudad.

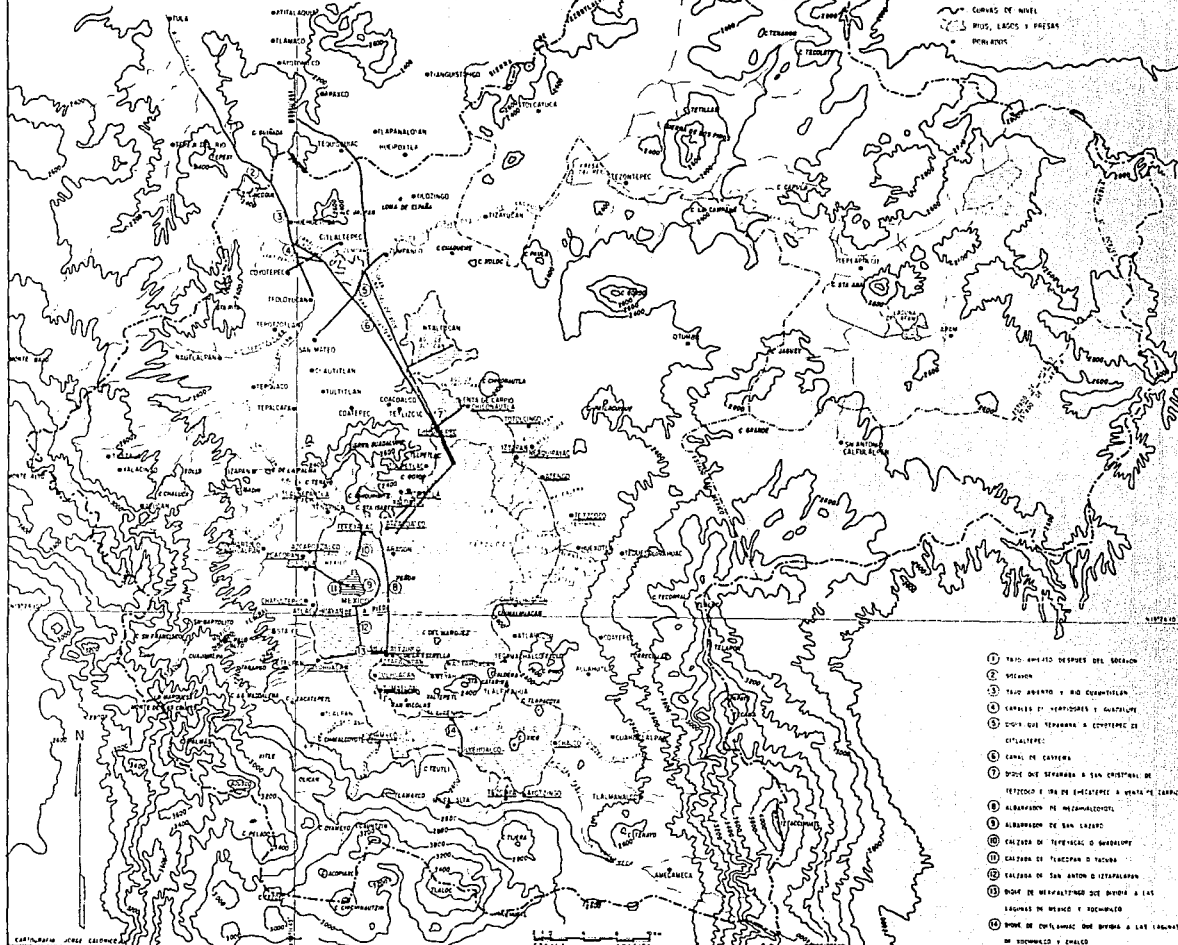
Cortés comisionó a Alonso García Bravo para que hiciera el trazo de la ciudad española, y éste tuvo que sujetarse a varios elementos que quedaban de la anterior población, como eran algunos edificios, las principales calles, y las acequias que no era posible cegar. Expresa también que las cuatro calzadas, diques, que la unía con la tierra firme le sirvieron como eje para la traza. Que las acequias fueron los límites. Así la que seguía por la hoy Lázaro Cárdenas fue el límite poniente; la calle de San Miguel por el Sur; Jesús María por el oriente y del apartado o Perú por el norte. En los cuatro ángulos de la traza, quedaron ubicados los barrios indígenas: San Sebastián Atzacualco, San Pablo Zoquipan, San Juan Moyotlán y Santa María Cuepopan.

Transcurrieron sin la menor preocupación de las inundaciones, los gobiernos de Hernán Cortés, de las audiencias gobernadoras y de los primeros años del Virrey Antonio de Mendoza; es decir, de 1499 hasta 1540. Hasta que en el año de 1555 en el mes de septiembre al presentarse la temporada de lluvias, éstas inundaron la ciudad, ocasionando el derrumbe de muchas casas. Para evitar esta problemática, que acosaba a la ciudad, en el mismo año (1555), se mandó construir el albaradón

MAPA DE LA CUENCA O VALLE DE MEXICO EN EL
 QUE SE INDICAN LAS OBRAS HIDRAULICAS
 DE LOS SIGLOS XV XVI XVII XVIII

EXPLICACION

- LIMITE DEL LAGO EN 1519
- LIMITE DEL LAGO EN 1578
- DIVISION DEL LAGO DE MEXICO Y TETZCOZCO
- LIMITE DE LA CIUDAD DE MEXICO
- LIMITE DE ESTADOS Y DISTRITO FEDERAL
- CURVAS DE NIVEL
- PUNOS, LAGOS Y PRESAS
- PUNOS



- 1) TRAZO ANTERIOR DESPUES DEL SUELO
- 2) SUELO
- 3) TRAZO ANTERIOR Y HOJUELO
- 4) CANALES DE TETZCOZCO Y CAHUILTEPEC
- 5) CANAL QUE SEPARABA A CAHUILTEPEC DE CUILTEPEC
- 6) CANAL DE CAHUILTEPEC
- 7) DIQUE QUE SEPARABA A SAN CRISTOBAL DE TETZCOZCO Y TRAZO DE CAHUILTEPEC A SANTA FE
- 8) ALBERGAMIENTO DE SAN CRISTOBAL
- 9) CANAL DE TETZCOZCO Y CAHUILTEPEC
- 10) CANAL DE TETZCOZCO Y CAHUILTEPEC
- 11) CANAL DE SAN ANTONIO DE TETZCOZCO
- 12) DIQUE DE TETZCOZCO QUE SEPARA A LOS ESTADOS DE MEXICO Y TETZCOZCO
- 13) DIQUE DE TETZCOZCO QUE SEPARA A LOS ESTADOS DE MEXICO Y TETZCOZCO

ELABORADO POR EL INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL

de San Lázaro, que vino a complementar la función del albarradón de Nezahualcōyotl que empezó a destruirse durante el sitio a la ciudad.

En el mismo año (1555), Francisco Gudiel presentó un proyecto en donde proponía el "Desagüe General del Valle de México". Pero todo esto se olvidó en virtud de que durante un largo período de años, las lluvias no fueron abundantes, despreocupándose y Casi olvidando un problema que estaba latente y que en cualquier momento podría volver a presentarse. Así transcurrieron 24 años, hasta que en el año de 1579 fueron tan copiosas las lluvias que las lagunas empezaron a derramarse sobre los pueblos ribereños, cosa que se agravó a principios de 1580, en que las aguas inundaron también a la capital. Nuevamente en el año de 1604 se tuvieron problemas de inundación en la ciudad capital.

En el año de 1607 se aprobó el proyecto del cosmografo-alemán Enrico de Martínez, en donde proponía la construcción de un túnel en Nochistongo al noroeste de la cuenca, por el cual fueran desviadas las aguas del Río Cuahutitlan, dejando por primera vez de ser cuenca cerrada.

Durante la gestión de José de Luna, ya en el siglo XVIII, se dieron las inundaciones de 1707 y 1714. La última presentó algún peligro, pues las aguas rompieron el albarradón de Coyotepec, pasando a Zumpango, de éste el lago de Xaltocan y San Cristóbal, que se derramó por el norte de la ciudad.

En 1714, siendo juez superintendente, por segunda vez, el marqués de Villahermosa, hubo un fuerte temblor que destruyó muchas de las obras del desagüe.

En 1718 se inició la construcción del canal de San Cristóbal.

Al advenir el siglo XIX como el problema no había sido resuelto en definitiva, el virrey Iturrigaray, en el año de 1804, aprovechando la estancia de Alejandro de Humboldt, en la ciudad de México, le pidió le acompañara a visitar las obras del desagüe. De esta visita resultó un nuevo intento para ejecutar el desagüe general del Valle de México, pues nuevas amenazas de inundación se cernían sobre la ciudad.

Ignacio de Casteram, propuso hacer un gran Canal, mismo que había iniciado Enrico de Martínez y que había nivelado Velázquez de León. Humboldt de la ubicación de ese canal como sigue: "debe

empezar en la extremidad noroeste del lago de Texcoco en un punto que está a la distancia de - 4 593 metros más allá de la primera compuerta del dique de San Cristobal sur 36° este. Ha de pasar primeramente por la gran llanura árida en donde se hallan las montañas escuetas de las cruces de Ecatepec y de Chiconautla. Luego se dirigirá por la hacienda de Santa Inés hacia el Canal de Huehuetoca. Su largo total hasta la compuerta de vertederos será de 31, 091 metros.

Con el inicio de la vida independiente de México empieza la reestructuración del aparato gubernativo y administrativo del antiguo Virreinato. En lo referente al "Desagüe del Valle de México", se crearon dos dependencias, una de ellas llamada Gobierno Regional de la ex-intendencia de México, y otra llamada Gobierno General, cuya Secretaría de Relaciones Exteriores e Interiores, asumió el control de las obras públicas.

La violenta y costosa guerra civil del año de 1832 interrumpió los trabajos de las obras del desagüe que estaban a cargo de Lucas Alamán. Aunado además de los conflictos internacionales que culminaron con la ocupación de la ciudad de México, primero por el ejercito norteamericano (1847) y más tarde, por el francés (1863). En este intervalo el abandono por parte del gobierno de la Obras Públicas fue casi total.

En 1847 cuando el ejercito norteamericano se aproximaba al Valle de México, el gobierno dispuso como medida defensiva, que se inundara la zona oriental haciéndose varias sangrías al canal de la viga y, sobre todo, rompiendo las compuertas o esclusas de Mexicalcingo. A pesar de estas medidas, el invasor no fue detenido y sólo agravaron los males físicos de la ciudad y pueblos del sur. Así, transcurrió un largo período, en el cual se siguieron elaborando las obras paulatinamente, y donde intervinieron cabe señalar, empresas extranjeras como la Read & Campbell.

El 17 de marzo de 1900 fue la fecha fijada para la inauguración oficial no solo del gran canal, sino de todo el sistema del desagüe general de la cuenca del Valle de México.

Ese día el presidente Porfirio Díaz, acompañado de los miembros de su gabinete, Cuerpo Diplomático, Autoridades del Ayuntamiento, representantes de los poderes Legislativo y Judicial, Junta Directiva del Desagüe, dió la orden de "levantar las compuertas de San Lázaro" que dan salida a los residuos

y aguas de la ciudad, por el Gran Canal, que comienza en el barrio del mismo nombre de esta capital, y continuando por el tunel de Tequixquiac; siendo este acto de inauguración el que solemniza la feliz conclusión de las obras destinadas a gobernar las aguas del valle de México, que desde los tiempos más antiguos han sido la causa de molestias y peligrosas inundaciones.

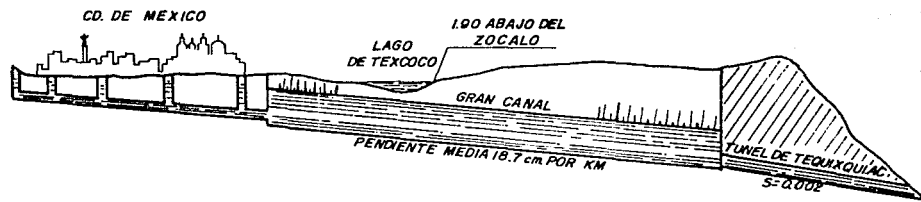
Durante varios años, el sistema trabajó correctamente. Posteriormente a 1910, empezaron a sentirse las fallas del sistema hidráulico, lo que hizo pensar en que las instalaciones hechas no había sido las convenientes. Durante las luchas internas que tuvieron agitado al país casi un decenio, se olvidaron los lineamientos bajo los cuales se construyeron las obras y el plan de sus ampliaciones. En forma anárquica se fueron conectando al sistema un sinnúmero de redes sin un plan lógico.

Entre 1940 y 1946, se construyó un nuevo túnel en Tequixquiac, con lo cual la otra cuenca cerrada del Valle de México, se comunica, a partir de 1954, con la cuenca del Río Moctezuma, afluente del Río Pánuco que desagüa en el golfo de México a la altura del Puerto de Tampico.

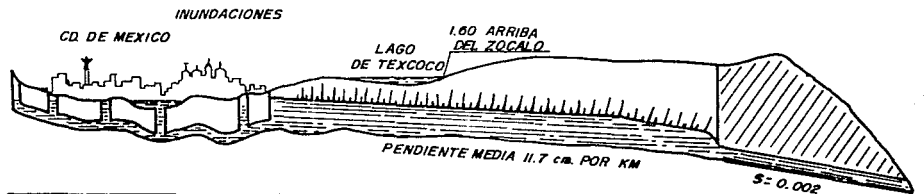
Todas las obras de desagüe construidas en aquellas épocas, incluidas el gran canal y los túneles de Tequixquiac, se proyectaron para trabajar por gravedad y así lo hicieron originalmente. Sin embargo, la perforación y sobreexplotación de numerosos pozos de agua urbanos, aceleró el hundimiento general del Valle, merced a la consolidación de las arcillas comprensibles en algunos puntos de la ciudad. Con tales hundimientos era inminente el dislocamiento de la red de alcantarillado, provocándose columpios y contrapendientes en los colectores que desaguan al gran canal.

Esta situación de la red provocó serias inundaciones en la ciudad (fig 3) que obligaron a las autoridades a operarla mediante estaciones de bombeo, con notable incremento en los costos de operación y mantenimiento del sistema.

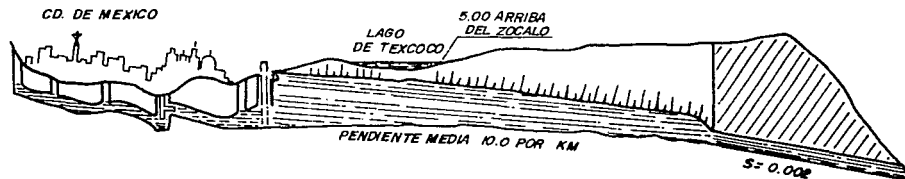
El hundimiento de la ciudad de México, ha colocado a ésta en condiciones tales que su zona central se encuentra ahora en el punto más bajo de la cuenca, situación que como se ha descrito pertenecía al lago de Texcoco.



I- CONDICIONES EN 1910



II- CONDICIONES EN 1951



III- CONDICIONES EN 1969

FIGURA 3

Variaciones de las Condiciones del Desagüe de la Ciudad de México

A la fecha el sistema está formado básicamente por 12,326 kilómetros de red secundaria y 1,212 kilómetros de red primaria, según la publicación del Programa Uso Eficiente del Agua 1990; además cuenta con 66 plantas de bombeo con capacidad total de 506,000 litros por segundo y 93 en pasos viales a desnivel con capacidad de 14,300 litros por segundo. La generación eléctrica es de 90,000 kilowatts.

La red primaria descarga al sistema general de desagüe formado por 16 presas, tres lagunas de regulación, dos lagos y tres vasos con capacidad total de 11 millones de metros cúbicos; 133 kilómetros de canales a cielo abierto; Gran Canal, Río de los Remedios, San Javier, Cuauhtepac, Tlalnepantla y San Buenaventura; así como 40 kilómetros de ríos entubados; Churubusco, La Piedad y Consulado.

La primera etapa del Drenaje Profundo se concluyó en 1975, convirtiéndose en el componente más importante del sistema de drenaje del Valle de México; las condiciones del suelo lo obligaron a ubicarse a una profundidad que varía entre 30 y 220 metros.

El Emisor Central tiene como función el conducir fuera de la cuenca del valle las aguas captadas por los interceptores, con una longitud de 49.7 kilómetros, diámetro de 6.5 metros y capacidad máxima de 220 metros cúbicos por segundo, descarga al Río Tula influente del Moctezuma y éste, a su vez, del Pánuco que descarga en el Golfo de México.

El caudal transportado se utiliza para el distrito de riego 03 en Tula, Hidalgo, considerado como el más grande del mundo (53,000 hectáreas) con una producción de cultivos muy diversos, obtenidos con aguas residuales.

La captación del sistema de drenaje descarga en los siguientes interceptores:

Central.- Con origen en Dr. Vertiz y Obrero Mundial, beneficiando a las delegaciones Gustavo A. Madero, Atzacapotzalco, Cuauhtémoc y parte de la Benito Juárez.

Oriente.- La función principal de este túnel es aliviar al Gran Canal del desagüe, del cual depende gran parte del centro y norte del D. F.

Centro-Poniente.- Se inicia en la segunda sección del Bosque de Chapultepec y termina en la lumbrera número uno del Emisor Central, beneficiando a las delegaciones Miguel Hidalgo y Atzacapotzalco.

Estas tres estructuras tienen una longitud total de 43.5 kilómetros, con diámetros de cuatro a cinco metros y capacidad de conducción de 40 a 90 metros cúbicos por segundo.

Colectores semiprofundos e interceptores.- La infraestructura de colectores semiprofundos cuenta con el de:

Iztapalapa.- Con longitud de 5.5 kilómetros, atendiendo gran parte de la misma delegación.

Obrero Mundial.- Con un diámetro de 3.20 metros y 800 metros de longitud, con trazo paralelo al Río de Piedad.

El proyecto del sistema de drenaje profundo contempla además:

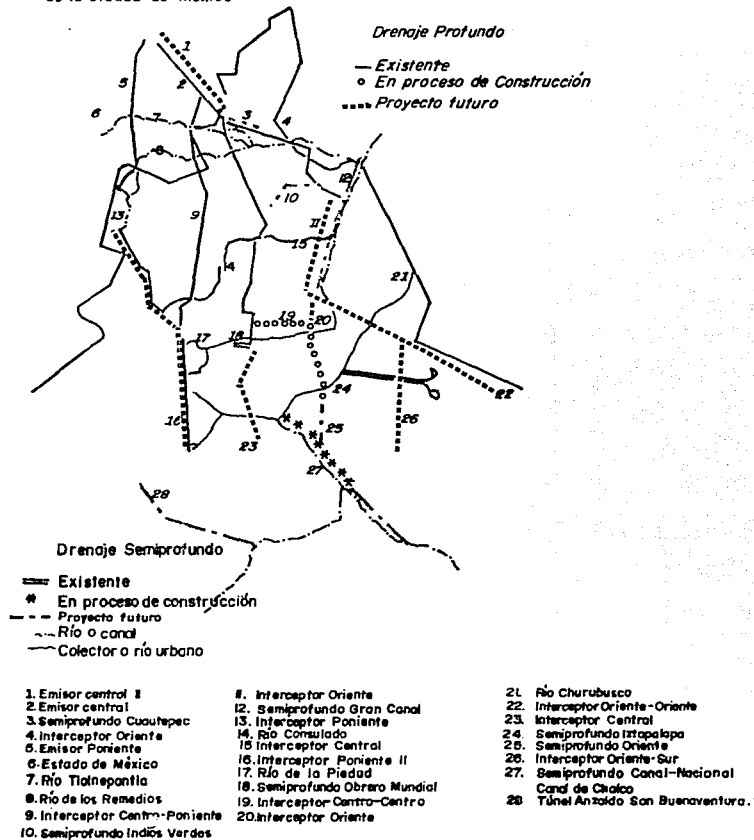
Interceptor Centro-Centro con una longitud de casi cuatro kilómetros y cinco metros de diámetro, beneficiará a varias colonias del centro de la ciudad.

Interceptor Oriente.- Longitud de 4.8 kilómetros y diámetro de cinco metros, beneficiando la Plutarco Elias Calles, Apatlaco y Río Churubusco.

Interceptor Oriente-Sur.- Con 14 kilómetros y diámetro de cinco metros que beneficia a Iztapalapa e Ixtacalco.

Colector Semiprofundo Canal Nacional-Canal Chalco.- Beneficia a Coyoacán, Tlalpan, Xochimilco y Tláhuac. Cuenta con el túnel semiprofundo Oriente para aliviar su caudal, con una longitud de 3.7 kilómetros y 3.10 metros de diámetro.

*El Sistema de Drenaje Profundo
de la Ciudad de México*





CAPITULO I

PANORAMA NACIONAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

C A P I T U L O I

PANORAMA NACIONAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

1.1. Estadísticas de población.

Dentro del esfuerzo de la Administración Pública por atender las necesidades de conocimiento — del proceso de desarrollo Nacional, resulta fundamental la información estadística en el diagnóstico de la realidad del País, pues sirve de base para la programación, presupuestación y control de las acciones que emprenda el Sector Público; asimismo, es necesario contar con una información adecuada para evaluar la trascendencia de dichas acciones en las actividades de los sectores privado y social. En consecuencia, la información estadística, es una herramienta indispensable para planificar el desarrollo, en la medida que lo requiera el diseño de políticas y la evaluación de las metas trazadas.

En México el primer censo que se levantó con características modernas, fue en el año de 1895 y el segundo en 1900. El tercer censo se publicó hasta 1921, por causa del movimiento armado de 1910, que dificultó la generación de estadísticas. A partir de esta fecha se han venido realizando estos levantamientos censales cada 10 años, sin interrupciones. Así que el último censo oficial correspondiente es el de 1990.

En nuestro País aún se manifiestan ciertos contrastes en los niveles de bienestar general de la población, y se observan diversos fenómenos económicos, políticos y sociales, que le dan una fisonomía con ciertas características como: un desarrollo desigual en diversos campos de la economía y del bienestar social. Es por ello que los censos que se realizan en materia de población y vivienda, constituyen uno de los mecanismos más importantes para la generación de información estadística en materia social, demográfica y económica de la población. La cual permite, de cierta forma, visualizar cuáles de ellas necesitan de mayor atención.

En los cuadros 1.1, 1.2 y 1.3 se presentó la población censal por entidades federativas en el período 1970-1980.

CUADRO 1.1

Entidad Federativa	Población Censal 1970			Población Censal 1980 ¹			Tasa de Crecimiento Anual 1970-1980 (Por ciento)			Superficie Km ²	Densidad de Población 1980 (Hab/Km ²)
	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres		
Estados Unidos											
Mexicanos	48 225 238	24 065 614	24 159 624	67 382 581	33 295 260	34 087 321	3.29	3.19	3.38	1 958 201	34.41
Aguaascalientes	338 142	167 309	170 833	503 410	242 969	260 441	3.92	3.67	4.16	5 471	92.01
Baja California	870 421	434 160	436 261	1 225 436	596 667	628 769	3.36	2.95	3.75	69 921	17.53
Baja California Sur	128 019	65 653	62 366	221 389	116 224	105 165	5.44	5.68	5.18	73 475	3.02
Campeche	251 556	126 405	125 151	372 277	188 004	184 273	3.86	3.91	3.81	50 812	7.33
Coahuila	1 114 956	563 545	551 411	1 558 401	782 539	775 862	3.29	3.22	3.36	149 982	10.39
Colima	241 153	121 260	119 893	339 202	167 992	171 210	3.35	3.20	3.50	5 191	65.35
Chiapas	1 569 053	794 031	775 022	2 096 812	1 071 277	1 025 535	2.84	2.94	2.74	74 211	28.26
Chihuahua	1 612 525	812 649	799 876	1 933 856	952 936	980 920	1.77	1.55	1.99	244 938	7.90
Distrito Federal	6 874 165	3 319 038	3 555 127	9 373 353	4 491 737	4 881 616	3.04	2.97	3.11	1 479	6 337.63
Durango	939 208	478 688	460 520	1 160 196	589 779	570 417	2.06	2.03	2.09	123 181	9.42
Guanajuato	2 270 370	1 139 123	1 131 247	2 044 402	1 508 547	1 535 855	2.88	2.75	3.00	30 491	99.85
Guerrero	1 597 360	796 947	800 413	2 174 162	1 083 661	1 090 501	3.02	3.01	3.03	64 281	23.83
Hidalgo	1 193 845	598 424	595 421	1 516 511	756 976	759 535	2.34	2.30	2.38	20 813	72.87
Jalisco	3 296 586	1 631 778	1 664 808	4 293 549	2 109 153	2 184 396	2.59	2.51	2.56	80 836	53.12
México	3 833 185	1 931 257	1 901 928	7 545 692	3 750 330	3 795 362	6.76	6.62	6.91	21 355	353.35
Michoacán	2 324 226	1 166 993	1 157 233	3 048 704	1 516 415	1 532 289	2.66	2.56	2.75	59 928	50.88
Morelos	616 119	306 965	309 133	931 675	430 385	501 290	4.08	3.32	4.78	4 950	188.22
Nayarit	544 031	276 034	267 997	730 024	362 574	367 450	2.88	2.67	3.10	26 979	27.06
Nuevo León	1 694 689	852 469	842 220	2 468 298	1 226 870	1 236 428	3.58	3.58	3.78	64 924	37.95
Oaxaca	2 015 424	998 042	1 017 382	2 518 157	1 214 017	1 304 140	2.18	1.91	2.43	93 952	26.81
Puebla	2 508 226	1 246 545	1 261 681	3 279 960	1 629 690	1 650 270	2.63	2.62	2.63	33 902	96.75
Querétaro	485 523	243 193	242 330	726 054	357 884	368 170	3.97	3.80	4.12	11 449	63.42
Quintana Roo	88 150	45 714	42 436	209 858	105 159	104 699	8.74	8.38	9.12	50 212	4.18
San Luis Potosí	1 281 996	646 655	635 341	1 670 637	829 575	841 062	2.59	2.43	2.61	63 068	26.49
Sinaloa	1 266 528	646 561	619 967	1 880 098	982 440	897 658	3.89	4.13	3.64	58 328	32.20
Sonora	1 098 720	551 496	547 224	1 498 931	745 194	753 737	3.04	2.95	3.14	182 052	8.24
Tabasco	768 327	389 396	378 931	1 149 756	574 426	575 330	3.97	3.83	4.12	25 267	45.51
Tamaulipas	1 456 858	725 463	731 395	1 924 934	953 773	971 161	2.73	2.68	2.78	79 384	24.25
Tlaxcala	420 638	213 530	207 108	547 261	280 598	266 663	2.58	2.68	2.47	4 016	135.27
Veracruz	3 815 422	1 921 786	1 893 636	5 264 611	2 606 613	2 657 998	3.16	2.99	3.33	71 699	73.43
Yucatán	758 355	378 664	379 691	1 034 648	520 631	514 017	3.05	3.12	2.97	38 402	26.95
Zacatecas	951 462	475 820	475 642	1 145 327	560 225	585 102	1.81	1.59	2.02	73 252	15.64

¹ Datos preliminares obtenidos de acuerdo a una muestra del total de los cuestionarios levantados durante el período censal, la cual es representativa a nivel nacional y por entidad federativa. Cálculos efectuados por el Grupo de Trabajo de la Dirección General de Estadística, SPP. Incluye nuevas mediciones efectuadas por la Dirección General de Geografía, SPP. Fuente: SPP, CENSAGE, X Censo General de Población y Vivienda 1980. Resultados Preliminares a Nivel Nacional y por Entidad Federativa. México, 1981. SIC,DGE, IX Censo General de Población y Vivienda 1970. Resumen General. México 1972.

C U A D R O N° 1.2

POBLACION CENSAL POR GRUPOS QUINQUENALES DE EDAD Y SEXO

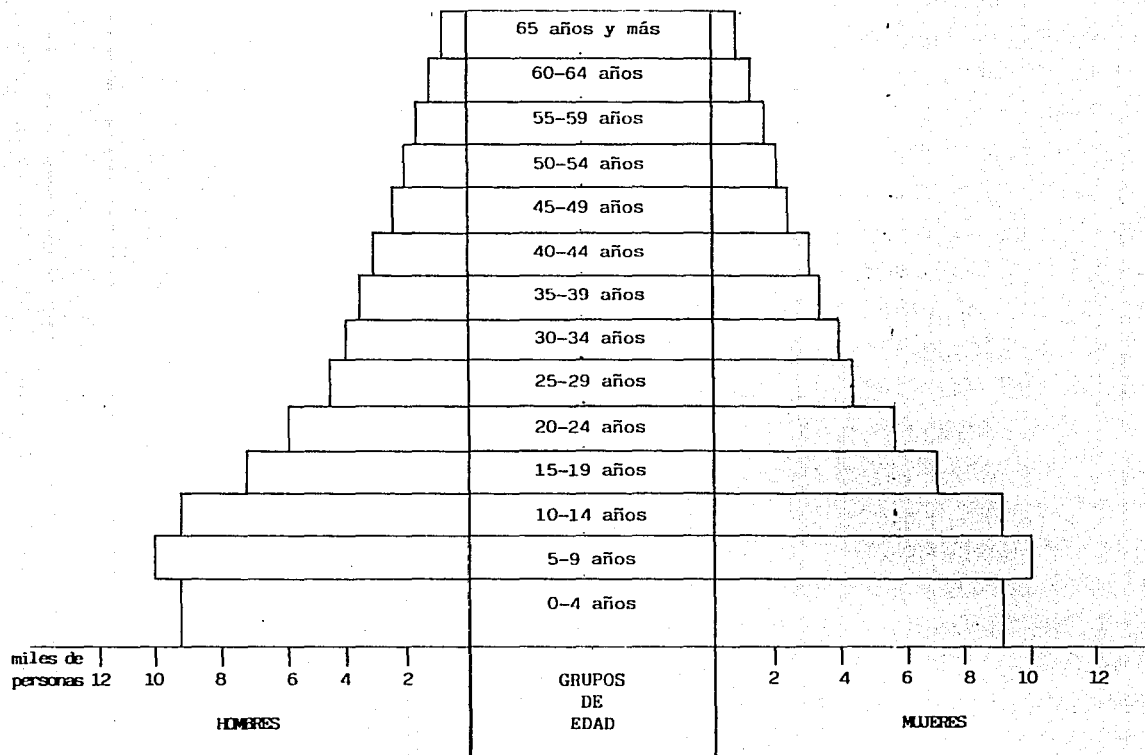
1980

Grupos Quinquenales de Edad	Total	Hombres	Mujeres
Total	67 382 581	33 295 260	34 087 321
0 - 4 años	9 283 243	4 658 995	4 624 248
5 - 9 años	10 275 025	5 196 186	5 078 839
10 - 14 años	9 298 627	4 689 988	4 608 639
15 - 19 años	7 689 190	3 765 639	3 923 551
20 - 24 años	6 183 602	3 005 768	3 177 834
25 - 29 años	4 698 824	2 274 698	2 424 126
30 - 34 años	3 835 775	1 866 704	1 969 071
35 - 39 años	3 389 129	1 632 663	1 756 466
40 - 44 años	2 825 258	1 404 058	1 421 200
45 - 49 años	2 363 757	1 157 171	1 206 586
50 - 54 años	1 911 137	935 829	975 308
55 - 59 años	1 486 098	736 729	749 369
60 - 64 años	1 123 177	541 369	581 808
65 y más años	2 818 388	1 325 391	1 492 997
No especificada	201 351	104 072	97 279

Fuente: SPP, CGNEGI, X Censo General de Población y Vivienda de 1980. Resultados Preliminares a Nivel Nacional y por Entidad Federativa, México, 1981.

GRAFICA N° 1.3

PIRAMIDE DE EDADES POR GRUPOS QUINQUENALES DE EDAD, 1980.



X I C E N S O G E N E R A L D E P O B L A C I O N

ENTIDAD FEDERATIVA	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	81,249,645	39,893,969	41,355,676
AGUASCALIENTES	719,659	350,218	369,441
BAJA CALIFORNIA	1,660,855	832,090	828,765
BAJA CALIFORNIA SUR	317,764	161,833	155,931
CAMPECHE	535,185	268,772	266,413
COAHUILA	1,972,340	979,097	993,243
COLIMA	428,510	212,543	215,967
CHIAPAS	3,210,496	1,604,773	1,605,723
CHIHUAHUA	2,441,873	1,213,302	1,228,571
DISTRITO FEDERAL	8,235,744	3,939,911	4,295,833
DURANGO	1,349,378	664,766	684,612
GUANAJUATO	3,982,593	1,926,735	2,055,858
GUERRERO	2,620,637	1,282,220	1,338,417
HIDALGO	1,888,366	929,138	959,228
JALISCO	5,302,689	2,564,892	2,737,797
MEXICO	9,815,795	4,834,549	4,981,246
NICHOACAN	3,548,199	1,718,763	1,829,436
MORELOS	1,195,059	583,785	611,274
NAYARIT	824,643	411,057	413,586
NUEVO LEON	3,098,736	1,542,664	1,556,072
OAXACA	3,019,560	1,477,438	1,542,122
PUEBLA	4,126,101	2,008,531	2,117,570
QUERETARO	1,051,235	516,168	535,067
QUINTANA ROO	493,277	254,908	238,369
SAN LUIS POTOSI	2,003,187	987,315	1,015,872
SINALOA	2,204,054	1,101,621	1,102,433
SONORA	1,823,606	915,088	908,518
TABASCO	1,501,744	749,982	751,762
TAMAULIPAS	2,249,581	1,111,698	1,137,883
TLAXCALA	761,277	375,130	386,147
VERACRUZ	6,228,239	3,077,427	3,150,812
YUCATAN	1,362,940	673,892	689,048
ZACATECAS	1,276,323	623,663	652,660

FUENTE: AGENDA ESTADISTICA ESTADOS UNIDOS MEXICANOS EDICION 1991
 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA, GEOGRAFIA E INFORMATICA.

1.2 Información Estadística sobre población con servicios de agua potable y alcantarillado.

La cobertura de los servicios de agua potable y saneamiento, es uno de los indicadores de infraestructura interurbana, comunmente usados en la medición del grado de desarrollo socioeconómico y de bienestar de un determinado País. Ya que se ha reconocido que estos servicios son indispensables e imprescindibles, para lograr los procesos de urbanización e industrialización que deben acompañar al desarrollo económico.

Ante ésto, los estados miembros de la O. N. U., se comprometieron a lograr una mejoría sustancial en las normas y niveles de servicios del suministro de agua potable y saneamiento, priorizando asimismo, a las poblaciones subatendidas que comunmente son las de más bajos recursos, aspectos que constituye una condición necesaria para lograr mejorías en materia de salud con miras al año 2000.

Para tener una idea más clara de las condiciones en las que se encuentran las diferentes entidades federativas, con respecto a estos sistemas, se presenta el Cuadro 1.4, en el cual se indican el número de localidades encuestadas con y sin servicio de alcantarillado y agua potable, según censo realizado en 1982.

C U A D R O N° 1.4

NUMERO DE LOCALIDADES CON Y SIN SERVICIO DE ALCANTARILLADO POR ENTIDAD FEDERATIVA, 1982

Entidad Federativa	Encuestadas a)	%	Con Servicio de Alcantarillado	%	Sin Servicio	%
Estados Unidos Mexicanos ¹	36 892	100	2 737	7	34 155	93
Aguascalientes	262	100	67	26	195	74
Baja California	235	100	15	6	220	94
Baja California Sur	142	100	5	4	137	96
Campeche	208	100	-	-	208	100
Coahuila	552	100	25	5	527	95
Colima	172	100	25	15	147	85
Chiapas	2 191	100	95	4	1 096	96
Chihuahua	1 032	100	53	5	979	95
Durango	1 022	100	16	2	1 006	98
Guanajuato	2 283	100	134	6	2 149	94
Guerrero	1 795	100	56	3	1 739	97
Hidalgo	2 462	100	62	3	2 400	97
Jalisco	1 552	100	235	15	1 317	85
México	2 352	100	626	27	1 726	73
Michoacán	2 145	100	191	9	1 954	91
Morelos	435	100	85	20	350	80
Nayarit	494	100	17	3	477	97
Nuevo León	942	100	161	17	781	83
Oaxaca	2 740	100	37	1	2 703	99
Puebla	2 248	100	267	12	1 981	88
Querétaro	587	100	33	6	554	94
Quintana Roo	241	100	2	1	239	99
San Luis Potosí	1 584	100	57	4	1 527	96
Sinaloa	1 138	100	80	7	1 058	93
Sonora	573	100	57	10	516	90
Tabasco	906	100	54	6	852	94
Tamaulipas	844	100	43	5	801	95
Tlaxcala	332	100	72	22	260	78
Veracruz	3 787	100	122	3	3 665	97
Yucatán	488	100	1	-	487	100
Zacatecas	1 148	100	44	4	1 104	96

¹ No incluye al D.F. a) Ver nota de

FUENTE: SEDUE, Subsecretaría de Desarrollo Urbano, Dirección de Infraestructura Urbana Inventario Nacional de Agua Potable y Alcantarillado, 1983.

1.3 Índices Epidemiológicos y condiciones ambientales en general.

En todo proceso patológico, cualquiera que sea su origen, es importante considerar tres factores: la patogenicidad del agente causal de la enfermedad, la susceptibilidad del huésped y las condiciones propicias del medio ambiente. (ver Cuadro 1.1)

De acuerdo con la clasificación propuesta por algunos investigadores, el agente puede ser de tipo biológico, físico o químico; la enfermedad puede ser producida por exceso o deficiencia de un agente.

C U A D R O 1.1

FACTORES CAUSALES DE LAS ENFERMEDADES

A) Agentes de enfermedades: exceso o deficiencia.

1) Biológicos

2) Físicos

3) Químicos

B) Factores del huésped.

1) Características inherentes.

a) Anatómicas o fisiológicas

b) Genéticas o evolutivas

2) Características adquiridas.

a) Inmunidad específica

b) Anatómicas

c) Bioquímicas y de adaptación física

C) Ambiente.

1) Físicos

2) Biológicos

3) Sociales

Los factores que hacen al huésped susceptible o resistente a la enfermedad, pueden ser inherentes o adquiridos. Los factores inherentes pueden ser anatómicos o fisiológicos, genéticos o evolutivos. Una anomalía congénita que se presenta en un niño prematuro, puede ser considerada como una característica a la vez anatómica y evolutiva.

Los factores ambientales representan el lazo de unión entre el agente y el huésped en la transmisión de la enfermedad. Condiciones higiénicas deficientes en la distribución de los alimentos, han sido responsables de muchas enfermedades, como la fiebre tifoidea, la angina estreptocócica y la difteria. También hay que considerar que una higiene industrial inadecuada puede ser causa de enfermedades profesionales, tales como la intoxicación por arsénico o por mercurio.

Dentro de los agentes biológicos se tienen los siguientes:

- a) Bacterias. Las bacterias son seres minúsculos que transmiten las enfermedades, ya sea por invasión directa de los tejidos o mediante una toxina segregada por ellas.
- b) Espiroquetas. Las espiroquetas ocupan una posición intermedia entre las bacterias y los protozoarios. Entre las espiroquetas patógenas se encuentran *Treponema Pallidum*, el agente etiológico de la sífilis, y la *Borrelia Recurrentis*, causante de la fiebre recurrente.
- c) Virus. Los virus son ultramicroscópicos y constituyen los seres vivos más pequeños capaces de producir enfermedades infecciosas. Aunque no pueden verse a través del microscopio ordinario, algunos se pueden distinguir con ayuda del microscopio electrónico. Los virus son filtrables y se puede calcular su diámetro haciéndolos pasar a través de varios tipos de filtros. No pueden crecer en un medio artificial de cultivo, pues sólo se multiplican en los seres vivos. Por esta razón, el estudio de las infecciones virales está limitado a experimentos en animales, entre los cuales los más útiles son los ratones, el mono rhesus y el embrión de pollo.

Entre las enfermedades humanas producidas por virus están el sarampión, la viruela, y la poliomielitis.

- d) Rickettsias. Las rickettsias son organismos que forman parte de la cadena de microorganismos vivientes patógenos y se sitúan entre las bacterias y los virus. Tanto el tifo epidémico como el tifo endémico, son enfermedades causadas por rickettsias
- e) Parásitos animales. Los parásitos animales constituyen otro género de organismos patógenos. Se pueden agrupar en dos categorías: los protozoarios, o sea, los organismos unicelulares más pequeños, tales como *Endamoeba histolytica*, agente causal de la amibiasis, y que se transmite de persona a persona, o como los parásitos causales del paludismo que se propagan a través de un vector artrópodo. Entre los organismos multicelulares se pueden mencionar a los trematodos, tales como los esquistosomas, los cestodos, de los cuales taenia es un ejemplo, y los nematodos como el anquilostoma.
- f) Parásitos Vegetales (hongos). Los hongos verdaderos se caracterizan por la formación de filamentos, cuyas ramificaciones forman una densa colonia o micelio. Los hongos se identifican por el tipo de colonia y por el tipo de espora que produce el micelio. Los dermatófitos constituyen un grupo de hongos causantes de infecciones específicas en el hombre y los animales, al invadir solamente ciertas regiones superficiales del cuerpo tales como el cabello, la piel o las uñas.

Agentes Físicos

Entre los agentes físicos patógenos, se encuentran los medios de transporte modernos que pueden ocasionar lesiones por accidentes de tránsito, y los riesgos físicos domésticos. En la industria, el equipo y los instrumentos pueden causar lesiones ocupacionales. Las condiciones naturales de los elementos como el agua, el sol y los terremotos, son agentes físicos que en determinadas circunstancias pueden causar enfermedades o lesiones. Los elementos radiactivos recientemente descubiertos, constituyen otros agentes físicos que contribuyen a la producción de padecimientos.

Agentes Químicos.

Entre los agentes químicos que provocan enfermedades se cuentan el arsénico, el plomo, los derivados de la naftalina, los gases y vapores tóxicos. Estas sustancias están relacionadas con la industria

y son la causa de muchas enfermedades profesionales.

Factores Ambientales

Como ya se han citado los factores ambientales son el lazo de unión entre el reservorio o foco de la enfermedad y la puerta de entrada del huésped susceptible. Los factores ambientales pueden ser físicos, biológicos y/o sociales.

1.- Físicos. La enfermedad puede ser transmitida por contacto directo con la persona que es el foco del padecimiento, o indirectamente, a través de vehículos de transmisión siendo los más importantes la leche, el agua y otros alimentos. Estos han sido responsables de muchos brotes de enfermedad en el pasado, las cuales se han reducido en frecuencia gracias al mejoramiento de las condiciones sanitarias.

- a) Agua. Las epidemias originadas por el agua se han reducido en los últimos años. Las enfermedades cuyos brotes suelen deberse a la contaminación del agua, son la fiebre tifoidea y paratifoidea, las disenterías y el cólera.
- b) Leche. La leche contaminada por gérmenes patógenos, es transmisora de enfermedad. La tuberculosis bovina puede diseminarse como resultado de lesiones tuberculosas en la ubre o de la infección de ésta provocada por el estiércol de la vaca.
- c) Otros Alimentos. Otros alimentos pueden servir de vehículo para la transmisión de enfermedades. Entre estos se cuentan los vegetales y los mariscos. En los países donde se usa el excremento humano como abono, no son raros los casos producidos por las legumbres. Los mariscos, sobre todo ostiones y las almejas, criadas en aguas contaminadas, pueden ser causantes de transmisión de fiebre tifoidea.
- d) Los productos químicos usados como desinfectantes de las hortalizas, en regiones donde se emplean los excrementos humanos como fertilizantes, pueden causar enfermedades gastrointestinales.

- e) Objetos. Ciertos objetos, como los utensilios, la ropa de cama y los juguetes pueden actuar como vehículos de transmisión de la enfermedad.
- f) Aire. Aunque en algunas circunstancias el aire puede actuar como vehículo para la propagación de algunas enfermedades infecciosas, su importancia no es muy grande. En cambio sí lo es como medio de difusión del polvo, los gases nocivos, los vapores y las emanaciones. La instalación de extractores de aire adecuados o de un sistema de ventilación apropiados permitirá eliminar las enfermedades profesionales, en las que el aire actúa como vehículo de transmisión.
- g) Polvo y Tierra. El polvo y la tierra son a veces medios de propagación de enfermedades. El bacilo es un organismo anaerobio y la contaminación de una herida con tierra o polvo puede provocar la infección.

2.- Biológicos.

- a) Insectos. Los insectos pueden actuar en diferentes formas como vectores de la enfermedad. Son portadores mecánicos, como la mosca al traspasar microorganismos tifoidicos de las heces y depositarlas en los alimentos.

En algunos casos son huéspedes intermediarios. El microorganismo recorre un ciclo de su desarrollo dentro del cuerpo del insecto y transmite la enfermedad cuando éste pica al huésped como en el paludismo y la fiebre amarilla, dos enfermedades que se propagan por la picadura del mosquito.

Las enfermedades provocadas por insectos, sólo ocurren en aquellas regiones en las que éstos se procrean y durante la estación del año en que son más numerosos.

3.- Social.

La pobreza, la vivienda inadecuada y la falta de buenos cuidados médicos pueden ser considerados como fenómenos sociales responsables de la propagación de enfermedades. Así, como no es difícil entender que los factores sociales pueden contribuir para la transmisión de padecimientos infecciosos, debe también admitirse que son responsables del desarrollo de enfermedades no infecciosas y del agravamiento de cualquier enfermedad que se presente.

Medidas de Control.

Las medidas de control para la prevención de la enfermedad, pueden ser aplicadas en cualquier punto de la cadena de factores responsables del desarrollo del padecimiento y no necesitan aplicarse forzosamente a todos los factores.

Las medidas de control relacionadas con las condiciones sanitarias del medio ambiente son de fundamental importancia en la prevención de las enfermedades y el mantenimiento de la salud. Toda comunidad debe estar dotada de un sistema de abastecimiento de agua que no ofrezca peligros para la salud de la población, con un sistema de alcantarillado adecuado, reglamentos efectivos para la distribución de alimentos y medidas adecuadas contra la transmisión de enfermedades por artrópodos.

1.- Agua.- Después de que los gérmenes provenientes de las descargas humanas penetran en la red del abastecimiento del agua, las medidas que se formen contra éstos microorganismos en su fuente, ya no serán eficaces. Será preciso, entonces, recurrir a la purificación de los suministros de agua mediante procedimientos físicos y químicos lo que constituye un problema de Ingeniería.

El agua puede ser purificada por medios naturales, como el almacenamiento. Los gérmenes patógenos no proliferan ni se multiplican en el agua, y durante el almacenamiento mueren como resultado de los procesos biológicos. Las partículas de minerales y las bacterias pueden depositarse por sedimentación natural o por sedimentación provocada artificialmente mediante la adición de sustancias químicas como el sulfato de aluminio, o el sulfato de hierro.

El agua destinada al consumo humano debe ser previamente desinfectada, cualquiera que haya sido su tratamiento anterior. Existen varios métodos desinfectantes, pero da preferencia, generalmente, a la aclaración del agua, teniendo en cuenta las facilidades de aplicación y los resultados positivos que ofrece.

Complementación mediante sustancias minerales. Se ha observado que en algunas regiones, gran parte de la población presenta dientes con esmalte moteado coincidiendo ésto con una frecuencia muy reducida de caries dental. Las investigaciones realizadas sobre los abastecimientos de estos lugares, revelaron que el agua es portadora de una elevada cantidad de agua flúor. Por otra parte en aquellos lugares donde había escasez de fluoruros en el agua, la frecuencia de caries en la población era más elevada. Como resultado de numerosos estudios llevados a cabo en los suministros de agua de varias comunidades las autoridades médicas y odontológicas, llegaron a la conclusión de que los fluoruros son esenciales para la estructura y el correcto desarrollo dental y para la prevención de la caries dental. Por esta razón, se recomienda la adición de fluoruro de sodio, en una dosis que no exceda de una parte por millón, al agua que no contenga la debida proporción de flúor.

Alcantarillado

En las zonas rurales los desechos humanos son enterrados, incinerados o vertidos en las corrientes de agua. En algunas otras regiones los excrementos humanos son utilizados como fertilizante, costumbre cuyos peligros son por demás evidentes. En las regiones rurales más adelantadas, en las que se emplean exclusos con caja de descarga, las materias fecales son llevadas a fosas sanitarias o a fosas sépticas. En ambos casos, los desechos sufren una acción biológica a través de la cual

las bacterias saprofiticas descomponen la materia orgánica, transformando los sólidos en líquidos y gases, siendo los líquidos eliminados por irrigación subterránea.

En las zonas urbanas, el tratamiento de las aguas negras es indispensable. Algunas veces los desechos pueden ser descompuestos naturalmente durante el simple proceso de dilución. Esto es practicable cuando el agua que los recibe tiene capacidad suficiente para acarrear todo el volumen. Sin embargo, cuando éste es muy grande, se necesita recurrir a los procesos de tratamiento.

En el cuadro 1.5a a 1.5e se citan los casos registrados tanto por la Secretaría de Salud y el Instituto Mexicano del Seguro Social, referentes a las diversas enfermedades de tipo infecciosas a nivel nacional y que tienen que ver con cada uno de los aspectos descritos.

C U A D R O 1.5.a
Primera parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984.

Causas	Código OMS	1980					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
01 ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES							
011 Fiebre tifoidea y paratifoidea							
- Fiebre tifoidea	002.0	5349	7.9	22			
- Fiebre paratifoidea	002.1						
013 Intoxicación alimentaria		19179	28.4	14	115224		
- Otras salmonelosis	003						6
014 Amibiasis	006	336989	499	4	619396		3
015 Infecc. intestinales debidas a otros orgs. especificos							
- Infecc. intestinales debidas a protozoarios	008						
016 Infecc. intestinales mal definidas		1152702	1706.8	2	2358147		2
- Enteritis y otras enf. diarreicas	009						
07 OTRAS ENFERMEDADES INFECCIOSAS Y PARASITARIAS Y EFECTOS TARDIOS DE LAS MISMAS							
076 Otras helmintiasis							
- Otras infestaciones por trematodos	121						
- Otras infestaciones por cestodos	123						
- Otras helmintiasis intestinales, las no especificadas y parasitosis intestinal sin otra especificación	127-129	405432	600.3	3			

C U A D R O 1.5.b
Segunda parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1981					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
01 ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES							
011 Fiebre tifoidea y paratifoidea							
- Fiebre tifoidea	002.0	5084	7.3	21			
- Fiebre paratifoidea	002.1						
013 Intoxicación alimentaria		25261	36.4	11	105831		7
- Otras salmonelosis	003						
014 Amibiasis	006	535311	771.4	4	801249		3
015 Infec. intestinales debidas a otros orgs. específicos							
- Infec. intestinales debidas a protozoarios	008						
016 Infec. intestinales mal definidas		1697805	2446.7	2	2525105		2
- Enteritis y otras enf. diarréicas	009						
07 OTRAS ENFERMEDADES INFECCIOSAS Y PARASITARIAS Y EFECTOS TARDIOS DE LAS MISMAS							
076 Otras helmintiasis							
- Otras infestaciones por trematodos	121						
- Otras infestaciones por cestodos	123						
- Otras helmintiasis intestinales, las no especificadas y parasitosis intestinal sin otra especificación	127-129	653845	942.2	3			

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1982					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
01	ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES						
011	Fiebre tifoidea y paratifoidea						
-	Fiebre tifoidea	002.2	6780	9.5	19		
-	Fiebre paratifoidea	002.1					
013	Intoxicación alimentaria		28273	39.7	11	112212	7
-	Otras salmonelosis	003					
014	Amibiasis	006	674744	947.1	4	882038	3
015	Infec. intestinales debidas a otras orgs. especificos						
-	Infec. intestinales debidas a protozoarios	008					
016	Infec. intestinales mal definidas		2010635	2821.7	2	2518642	2
-	Enteritis y otras enf. diarreicas	009					
07	OTRAS ENFERMEDADES INFECCIOSAS Y PARASITARIAS Y EFECTOS TARDIOS DE LAS MISMAS						
076	Otras helmintiasis						
-	Otras infestaciones por trematodos	121					
-	Otras infestaciones por cestodos	123					
-	Otras helmintiasis intestinales, las no especificadas y parasitosis intestinal sin otra especificación		798840	1121.3	3		
		127-129					

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1983					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
01 ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES							
011 Fiebre tifoidea y paratifoidea							
- Fiebre tifoidea	002.0	7992	10.6	19	2180		
- Fiebre paratifoidea	002.1						
013 Intoxicación alimentaria		33564	44.3	11			
- Otras salmonelosis	003						
014 Amibiasis	006	784876	1036.9	4	436775		
015 Infecc. intestinales debidas a otros orgs. específicos							
- Infecc. intestinales debidas a protozoarios	008						
016 Infecc. intestinales mal definidas		2340753	3102.8	2	1447917		
- Enteritis y otras enf. diarréicas	009						
07 OTRAS ENFERMEDADES INFECCIOSAS Y PARASITARIAS Y EFECTOS TARDIOS DE LAS MISMAS							
076 Otras helmintiasis							
- Otras infestaciones por trematodos	121						
- Otras infestaciones por cestodos	123						
- Otras helmintiasis intestinales, las no especificadas y parasitosis intestinal sin otra especificación	127-129	892694	1179.3	3			

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1984					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
01	ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES						
011	Fiebre tifoidea y paratifoidea						
-	002.0	3382		15	2549	17	
-	002.1						
013	Intoxicación alimentaria						
-	003	1462		22	3936	15	
014	Amibiasis						
-	006	270130		4	50667	3	
015	Infecc. intestinales debidas a otros orgs. específicos						
-	008						
016	Infecc. intestinales mal definidas						
-	009	637439		2	1'521319	2	
07	OTRAS ENFERMEDADES INFECCIOSAS Y PARASITARIAS Y EFECTOS TARDIOS DE LAS MISMAS						
076	Otras helmintiasis						
-	121						
-	123						
-		460077		3	478449	4	
	127-129						

CUADRO 1.5.a
Primera parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1980					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, franqueitis aguda	464						
312 Otras infecc. agudas de vías respiratorias superiores	460-462						
	465	2313197	3425	1	6784739		
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y Bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en enferm. infec. clasif. en otra parte	484	32880	87.7	7	54934		11
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	171014	253.2	5	375495		4

C U A D R O 1.5.b
Segunda parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1981					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, franqueitis aguda	464						
312 Otras infec. agudas de vías resp. superiores	460-462 465	4025442	5801	1	7440819		1
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en efem. infec.clasif. en otra parte	484	45113	65	6	53303		11
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	186938	269.4	5	335853		5

C U A D R O 1.5.b
Tercera parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1982					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, franqueitis aguda	464						
312 Otras infecc. agudas de vías resp. superiores	460-462 465	4721683	6627.3	1	7476106		1
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en efem. infec. clasif. en otra parte	484	46508	65.3	8	53206		10
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	174038	244.3	5	291976		5

C U A D R O 1.5.b
Tercera parte

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1982					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, faringitis aguda	464						
312 Otras infecc. agudas de vías resp. superiores	460-462 465	4721683	6627.3	1	7476106		1
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumoocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en efem. infec. clasif. en otra parte	484	46508	65.3	8	53206		10
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	174038	244.3	5	291976		5

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1983					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, faringitis aguda	464						
312 Otras infecc. agudas de vías resp. superiores	460-462 465	5799483	7661.4	1	3598606		
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en enferm. infec. clasif. en otra parte	484	51327	67.8	8			
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	203771	269.2	5	131281		

MORBILIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO 1980-1984

Causas	Código OMS	1984					
		SSA			IMSS		
		Casos	Tasa**	Ord*	Casos	Tasa**	Ord*
31 ENFS. DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES							
310 Amigdalitis aguda	463						
311 Laringitis, faringitis aguda	464						
312 Otras infecc. agudas de vías resp. superiores	460-462 465	1'775621		1 4'646603		1	
32 OTRAS ENFERMEDADES DEL APARATO RESPIRATORIO							
320 Bronquitis y bronquiolitis agudas	466						
321 Neumonía							
- Neumonía vírica	480						
- Neumonía neumocócica	481						
- Otras neumonías bacterianas	482						
- Neumonías debidas a otros microorganismos especificados	483						
- Neumonía en enferm. infec. clasif. en otra parte	484	18773		8	30407	7	
- Bronconeumonía, org. causal no especific.	485						
- Neumonía, organismo causal no especific.	486						
322 Influenza	487	37482		5	128659	5	

1.4 Organismos relacionados con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento - de los sistemas de alcantarillado.

Dentro de los organismos que coordinan los trabajos relacionados con la planeación y proyecto está la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), que a través de su Departamento de Planeación e Infraestructura Urbana es la que abarca gran parte del territorio nacional. Estos trabajos también los elaboran los diferentes estados y municipios como la iniciativa privada bajo la normatividad de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

En lo que respecta a la construcción, las obras son sometidas a concurso, en la cual participan varias compañías constructoras, que a su vez deben cumplir con ciertos requisitos de Ley de Obras Públicas.

En lo referente a la operación y mantenimiento, cada estado y municipio cuenta con su organismo operador, que es el encargado de que los sistemas tengan un buen funcionamiento.

Cabe mencionar que el Distrito Federal, queda fuera del alcance de dicha dependencia y quien se encarga de su construcción y operación es la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), dependiente del Departamento del Distrito Federal. Así como las diferentes delegaciones que lo integran.

Otros organismos que intervienen son:

Para el Valle de México.

Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (C.E.A.S.)

A nivel regional (Zonas Rurales)

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.)

Banco Nacional de Obras (BANOBRAS)

Secretaría de Programación y Presupuesto (S.P.P.)

1.5 Datos relativos a los recursos económicos destinados a dichos sistemas.

Aún cuando se han desarrollado esfuerzos por parte de los Gobiernos Federal, Estatal y Municipal, el crecimiento de los servicios de agua potable y alcantarillado no ha sido suficiente para dotar de este servicio a todos los mexicanos. En la actualidad, gran parte de la población rural y parte de la urbana, se encuentran al margen de este beneficio.

El crecimiento demográfico demanda cada vez más de estos sistemas y los recursos financieros destinados a atender esa demanda, resultan insuficientes por lo elevado de los costos de construcción, operación y mantenimiento. Por tal motivo se deberá poner mayor interés en el mantenimiento periódico de los sistemas y en el uso adecuado por parte de los usuarios, (ver cuadro 1.1.)

Inversión Pública Federal Autorizada para el Subsector Agua Potable y Saneamiento, por Entidad Federativa 1983-1985
(Millones de Pesos)

Entidad Federativa	1983		1984		1985	
	Autorizada	%	Autorizada	%	Autorizada	%
Estados Unidos Mexicanos	85 066.0	100	126 246.9	100	115 414.3	100
Aguascalientes	483.6	0.51	601.6	0.47	158.7	0.13
Baja California	1 850.5	1.00	807.4	0.63	794.4	.68
Baja California Sur	297.8	0.35	247.3	0.19	3.7	0.00
Campeche	121.3	0.14	528.0	0.41	88.5	0.07
Coahuila	924.3	1.08	814.9	0.64	410.1	0.36
Colima	460.4	0.54	419.7	0.33	25.0	0.02
Chiapas	1 221.8	1.43	267.2	0.21	16.7	0.01
Chihuahua	899.8	1.05	1 087.9	0.86	119.6	0.10
Distrito Federal	23 339.0	27.43	96 798.2	76.67	47 896.6	41.49
Durango	506.9	0.59	558.4	0.44	136.7	0.11
Guanajuato	491.3	0.57	84.7	0.06	364.9	0.31
Guerrero	961.5	1.13	1 084.9	0.85	139.1	0.12
Hidalgo	511.7	0.60	465.1	0.36	60 808.6	52.68
Jalisco	3 012.0	3.54	3 986.4	3.15	832.8	0.72
México	12 335.4	14.50	5 033.1	3.98	5.2	0.00
Michoacán	633.3	0.74	414.3	0.32	245.3	0.21
Morelos	285.1	0.33	540.6	0.42	382.6	0.33
Nayarit	388.0	0.45	534.6	0.42	14.7	0.02
Nuevo León	23 692.2	27.85	1 915.2	1.51	149.7	0.13
Oaxaca	882.5	1.03	465.3	0.36	131.9	0.11
Puebla	1 072.7	1.26	2 297.4	1.81	48.0	0.04
Querétaro	363.9	0.42	93.1	0.07	247.6	0.21
Quintana Roo	824.7	1.00	791.9	0.62	419.8	0.36
San Luis Potosí	710.9	1.00	406.8	0.32	535.7	0.46
Sinaloa	1 546.1	1.81	996.7	0.78	405.0	0.35
Sonora	480.8	0.56	828.8	0.65	119.8	0.10
Tabasco	776.0	1.00	209.4	0.16	63.2	0.05
Tamaulipas	668.8	1.00	624.6	0.49	185.9	0.16
Tlaxcala	511.2	0.60	317.9	0.25	383.7	0.33
Veracruz	3 532.3	4.15	554.9	0.43	10.0	0.00
Yucatán	721.1	1.00	1 466.2	1.16	4.5	0.00
Zacatecas	604.1	0.71	669.5	0.53	176.8	0.16
N.D.G.*	-	-	334.9	0.26	89.5	0.08

* No distribuable geográficamente. FUENTE: Segundo y Tercer Informe de Gobierno 1984-1985, Sector Desarrollo Urbano y Ecología. Presidencia de la República.



CAPITULO II

INVESTIGACIONES Y TRABAJOS PRELIMINARES

CAPITULO II
INVESTIGACION Y TRABAJOS PRELIMINARES

2.1 Descripción de los principales componentes del sistema y su función.

Se entiende por sistema de alcantarillado a una red de conductos, generalmente subterráneos, extendida por toda la localidad y a través de los cuales se evacúan las aguas sucias y/o pluviales en forma rápida y segura para llevarlos a un lugar llamado de vertido, donde no ocasionen daños, ni molestias a las poblaciones aledañas.

Un alcantarillado puede considerarse como el medio más apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas sucias, de tal manera que cuando se trata de efectuar una labor de saneamiento relacionado con estos desechos, siempre se piensa en una red de alcantarillas.

Componentes del sistema.

Alcantarilla.- Una alcantarilla es un tramo de red que va de pozo a pozo conservando uniforme su sección, pendiente y dirección y que recibe en su trayecto las aportaciones de aguas negras y pluviales.

Albañal.- Es el conducto que recoge las aguas sucias o residuales del interior de las residencias y la entrega a la atarjea. El albañal se divide en albañal interior y albañal exterior, la parte de la tubería que se localiza en el interior de la vivienda hasta el paramento del predio se le denomina albañal interior y a la parte que se localiza en el exterior del predio hasta la conexión de la atarjea, se le denomina albañal exterior que también suele llamársele descarga domiciliaria. El diámetro interior de estos albañales es de 15 cm. por lo regular y la pendiente recomendable no será menor de 20 milésimas.

Atarjea.- Son conductos de servicio público que principalmente recoge agua de albañal. El diámetro mínimo recomendable es de 20 cm., cuando sólo recoge aguas negras y de 30 cm. cuando se recoge agua pluvial. Entrega sus aguas a los subcolectores o a los colectores. Como todo el sistema de alcantarillado, la atarjea se instala al centro de las calles y excepcionalmente se varía esta localización.

Subcolector.- Es la parte del alcantarillado que colecta las aportaciones de las atarjeas, tienen mayor diámetro que éstas. Son líneas auxiliares de los colectores.

Colector.- Es el conducto principal del sistema, que colecta todas las aportaciones provenientes de los subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias. Su localización deberá efectuarse en las partes bajas de la localidad, para facilitar hacia ellas el escurrimiento de las zonas más elevadas. Debe procurarse que la traza sea recta, evitando inflexiones y vueltas.

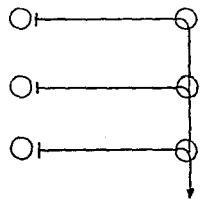
Interceptor.- Es un conducto abierto o cerrado que capta en forma parcial o total el gasto de dos o más colectores.

Emisor.- Es el conducto de alejamiento que sólo transporta aguas al vertido y en su trayecto ya no recibe ningún aporte más. Como generalmente ésta parte de la obra va en des poblado, la conducción puede hacerse en forma de canal abierto; pero tan luego como la ciudad se vaya acercando, es preciso recubrir este canal emisorio.

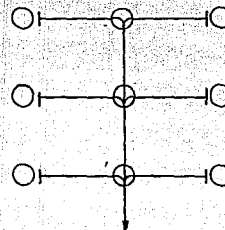
Disposición final.- Una vez que son sometidas a tratamiento las aguas negras quitándole su poder nocivo, se podrán disponer de las siguientes maneras:

- 1) Verterse a corrientes naturales (Dilución)
- 2) Reusarlas ya sea en riego agrícola, de parques y jardines o utilizarlas en la industria.

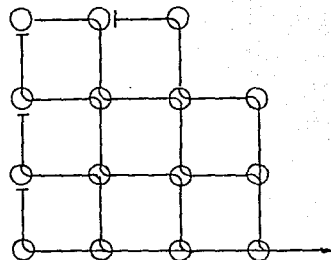
Una vez que se han trazado las líneas principales (colectores, subcolectores y emisor), se definen las atarjeas, su localización estará de acuerdo con la planeación general y se construye desde los límites de la zona por sanear, hasta los colectores y subcolectores, siguiendo el recorrido más adecuado y más rápido para verter sus aguas.



PEINE



EN DOBLE PEINE



EN BAYONETA

2.2 Clasificación de los diferentes tipos de alcantarillado y partes constitutivas de los mismos.

Existen tres tipos de sistemas de alcantarillado que se utilizan en la práctica, su elección depende de las necesidades del proyecto y de las condiciones económicas de la población, estos sistemas son:

- 1.- Sistema separado para aguas residuales (negras)
- 2.- Sistema separado para aguas pluviales
- 3.- Sistema combinado.

Sistema separado para aguas negras:

Este sistema se diseña únicamente para coleccionar las aportaciones de las aguas de desecho provenientes de viviendas e industrias, cuyo fin es alejarlas de las localidades hasta un sitio adecuado donde serán tratadas para posteriormente verterlas a una corriente natural o reusarlas en riego o en la industria.

El uso de un sistema independiente es aconsejable en los siguientes casos:

- a) Cuando las aguas negras tengan que ser concentradas en un sólo punto de salida, como una instalación de tratamiento de agua residual, y se disponga de otras formas de evacuación de las aguas de lluvia.
- b) Cuando la topografía de la zona ofrezca pocas pendientes y haya que hacer grandes excavaciones para establecer un sistema de evacuación combinado.
- c) Cuando haya que elevar por medio de instalaciones de bombas de aguas sanitarias.
- d) Cuando las alcantarillas o atarjeas del sistema independiente tengan que colocarse a una profundidad sustancialmente mayor que la profundidad necesaria para la evacuación de las aguas de lluvia.
- e) Cuando las áreas por drenar son reducidas y con pendiente suficiente, facilitándose el escurrimiento del agua de lluvia por la superficie de las calles, hacia una corriente natural de drenaje.

- f) Cuando las condiciones se tienen que establecer en roca, lo que obligaría a mayores excavaciones, con mayor costo, para establecer conducciones combinadas de mayor tamaño.
- g) Cuando ya existe un sistema que puede utilizarse para evacuar las aguas negras sanitarias, pero que no tiene capacidad suficiente para conducir al mismo tiempo las aguas de lluvia.
- h) Cuando la disponibilidad económica es tal, que el mayor costo de un sistema combinado no puede ser afrontado, y sin embargo es imperativo el establecimiento del sistema para la evacuación de las aguas negras sanitarias.
- i) Cuando el sistema de alcantarillado se está construyendo antes de la colonización, para estimular ésta.
- j) Cuando las conducciones combinadas pudieran producir aguas de retroceso que inundaran los cimientos de los edificios.

Sistema de separado para aguas pluviales.

Cuando únicamente se requiere captar las aguas de lluvia, se recurre a este tipo de sistema, el cual se puede efectuar de dos maneras:

- 1.- Diseñando toda una red de conductos por las calles de la localidad y auxiliándose de sus respectivas estructuras de captación (coladeras pluviales), que permitan recibir las aguas de lluvia y así conducir las hasta un sitio en donde no ocasionen molestias ni daños a la localidad.
- 2.- Proyectando únicamente interceptores que se localizarán no en todas las calles de la localidad sino en lugares estratégicos, de tal manera que una parte del escurrimiento de las aguas de lluvia se efectúe superficialmente por las calles, hasta llegar a los interceptores, los cuales captarán éstas para conducir las hasta un sitio adecuado de vertido, evitando así que las aguas se acumulen y tomen fuerza de arrastre que causen molestias y daños a la comunidad.

Sistema combinado

Es aquel que sirve para captar y conducir por la misma red de conductos las aguas negras de -- desecho y las de lluvia.

Puede recurrirse a un sistema combinado.

- a) Cuando las aguas negras como las de lluvia tienen que ser elevadas por medio de equipos de bombeo.
- b) Cuando la zona que se va a sanear está muy densamente poblada y hay poco espacio para establecer dos redes de conducción.
- c) Cuando se pueden instalar estructuras de regulación que permitan derivar una parte de las aguas captadas durante un período de lluvias, para descargarlas a una corriente de drenaje natural, mientras que otra cantidad igual a la proporción calculada para el escurrimiento superficial en tiempo seco, continua hacia otro punto de desagüe.
- d) Cuando ya existe o hay que construir un sistema para la evacuación de las aguas de lluvia, y la cantidad adicional de aguas negras sanitarias, constituye un porcentaje muy pequeño del gasto máximo; o cuando el costo adicional de un sistema independiente, incluyendo los costos de bombeo y tratamiento de las aguas negras, resulte mayor que el costo de un sistema combinado.

Elección del tipo de sistema:

Para elegir un sistema de alcantarillado es preciso que en dicha elección se analice la mayor cantidad de factores que intervienen en el problema a resolver para justificar la elección. Tomando en cuenta las necesidades del saneamiento de las poblaciones, el primer punto a resolver será el desalojar las aguas de desecho o aguas negras y como segundo punto, será las de evitar los riesgos y molestias que les puedan causar las aguas de lluvias por las inundaciones provocadas.

Dependiendo de la economía de la población, de las condiciones topográficas, se podrá elegir un sistema de aguas negras a un sistema pluvial, a un sistema combinado.

Otras factores que intervienen en la elección será el tratamiento de las aguas negras y los posibles bombeos en la red.

Requisitos que debe satisfacer un sistema de alcantarillado.

Toda red de alcantarillado debe satisfacer con los siguientes requisitos.

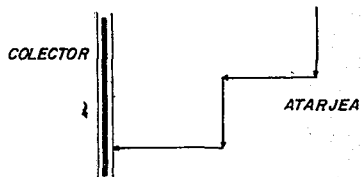
- 1.- Localización adecuada.
- 2.- Seguridad en la eliminación.
- 3.- Resistencia necesaria.
- 4.- Facilidades de inspección y limpieza.
- 5.- Capacidad suficiente.

1.- Localización adecuada.- El trazo del alcantarillado debera realizarse de manera general por el centro de las calles. Sólo cuando se presentan circunstancias especiales como pudieran ser: calles muy anchas (15mts.) se localizaran dos conductos uno a cada lado y próximos a las guarniciones de las banquetas. Pavimentos que resulte oneroso romper. Cuando el centro de las calles se encuentren ocupadas por otras tuberías que no sea conveniente o resulte muy caro remover. Nunca deberán quedar las alcantarillas por debajo de las casas, cruzando manzanas, es decir el suelo arriba de las instalaciones debe estar libre o descubierto de construcciones relativas a cualquier tipo de edificación. Es norma general que las alcantarillas se establezcan paralelamente al terreno, siguiendo sus pendientes y declives, puesto que el alcantarillado no es más que una red subterránea que repite en forma perfeccionada el desagüe superficial.

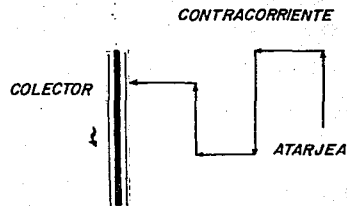
El trazo de los colectores deberán realizarse en la parte más baja de la localidad, para facilitar el escurrimiento de las zonas más altas.

- 2.- Debe procurarse que el sistema trabaje siempre a gravedad, evitando hasta donde sea posible el establecimiento de bombeos. Para ello deberá estudiarse con todo cuidado la topografía de la zona para efectuar una localización de las líneas principales para que trabajen satisfactoriamente.

Se procurará que las líneas colectoras sean lo más rectas posible, evitando inflexiones y vueltas y además que las corrientes sigan el camino más corto. (ver figura)



MOVIMIENTO CORRECTO



MOVIMIENTO INCORRECTO

2.- Seguridad en la eliminación.- El desalojo tanto de las aguas negras como pluviales deberá efectuarse sin causar peligro ni molestias; por ello, es preciso alejarlas tan pronto como se producen. Para cumplir con este requerimiento se debe proceder de la manera siguiente:

Empleando conductos cerrados para evitar a la vista el desagradable aspecto de las aguas que conducen, resguardar a la atmósfera de los gases nocivos y evitar contaminaciones de los lugares por donde pasa.

La velocidad de las corrientes deben efectuarse de manera que no se depositen las materias que lleven a su seno, pues las acumulaciones entran en estado séptico y despiden gases irritantes.

Por lo que corresponde a velocidades demasiado rápidas perjudican a las alcantarillas ya que las desgastan produciendo rupturas en los conductos.

Impermeabilidad.- Para evitar posibles contaminaciones, los conductos deberán estar fabricados con el material más apropiado, el cual garantice la permeabilidad; para ello, deberán someterse especímenes a prueba de laboratorio.

Ventilación.- Se debe considerar la debida ventilación a fin de evitar la acumulación de los gases que se producen en los conductos cuando las aguas se encuentran en estado séptico, ocasionando corrosión en la tubería y llegando a producir explosiones.

Los gases son arrastrados por las aguas en movimiento e impulsados a salir por los desfuegos; pero, al mismo tiempo por su densidad, tienden a esparcirse hacia arriba de modo que los pozos diversos de la red hacen el papel de chimeneas.

Lavado y limpieza mecánica: El arrastre de los azolves se logra por medio de corrientes de agua diversas a las propias de los líquidos negros, introduciendo agua limpia a presión para barrer con todas las impurezas adheridas y estancadas en las alcantarillas.

- 3.- Resistencia.- Las alcantarillas deben ser lo suficientemente fuertes para resistir las cargas y empujes a que están sujetas tanto exterior como interiormente. Se consideran como fuerzas externas la firmeza del subsuelo, las supresiones, los empujes de las tierras laterales las cargas sobre el conducto por la carga de tierra que lo cubre y las presiones transmitidas por el tráfico. Como fuerzas internas: el movimiento y presiones del agua conducida y las fluctuaciones de gasto que pueden hacer trabajar la alcantarilla como canal o como tubo forzado.
- 4.- Facilidades de limpieza e inspección.- No es posible que un sistema de alcantarillado se conserve limpio por sí solo, ya que las materias en suspensión tiende a sedimentarse y adherirse a las paredes de los conductos, todo esto origina una reducción gradual de la sección de las alcantarillas. Por lo tanto es necesario una inspección y desazolve periódicos para conservar los conductos en las mejores condiciones de funcionamiento hidráulico.
- 5.- Capacidad suficiente.- Finalmente las aguas sucias que transporta la red deberán eliminarse en las mejores condiciones, por lo cual es fundamental determinar los gastos máximos que van a pasar por ellas, a fin de que su alejamiento sea rápido y no origine estancamientos que favorezcan depósitos indeseables. A la vez se establecerán adecuadas condiciones en escurrimientos mínimos para evitar por falta de volumen, velocidad y flotabilidad, el asentamiento de la materia nociva que transportan las aguas negras, etc., es decir fijar el buen funcionamiento hidráulico de la red, que varía según el sistema que se adopte.

2.3 Características de calidad de las aguas residuales.

Las aguas negras contienen una pequeña cantidad de sólidos en un volumen proporcionalmente grande de agua. En las aguas negras domésticas ordinarias, puede esperarse que una tonelada o más de agua lleve 450 gr. de sólidos* de los cuales la mitad están en solución, una cuarta parte se depositará y una cuarta parte está en suspensión.

Las aguas negras ordinarias frescas tienen un color gris, contienen partículas sólidas en suspensión que son visibles a simple vista, como son pedazos de papel, materias fecales, briznas, etc. Estas materias sólidas se pueden clasificar en orgánicas e inorgánicas.

El contenido de sólidos de un agua residual de intensidad media puede clasificarse como se muestra en la figura (2.1)

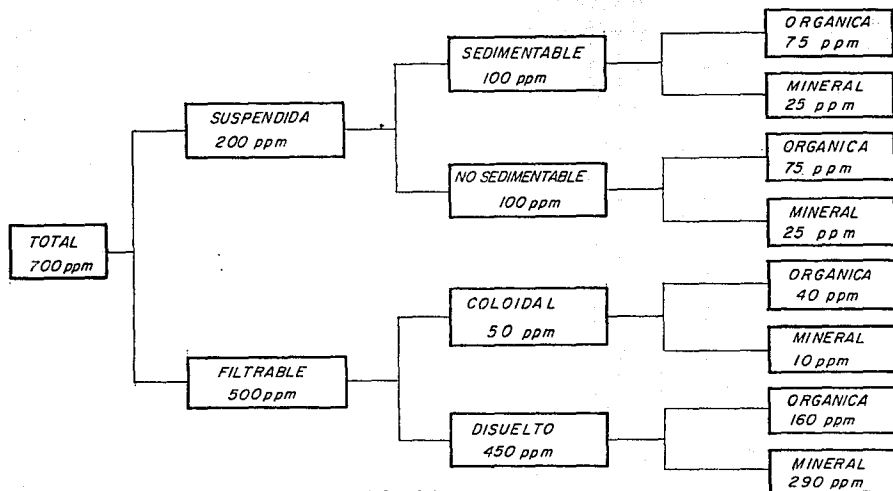


FIG. 2.1

* Equivalente 500 ppm (partes por millón) o mg/l.

Cuando las aguas residuales llegan directamente a una planta de tratamiento, se efectúan una serie de análisis que pueden clasificarse en físicos, químicos y biológicos. Los principales parámetros utilizados para caracterizar un agua residual se presenta en el Cuadro 2.2.

C U A D R O 2.2

PARAMETRO	ORIGEN
	FISICAS
Sólidos	Suministro de agua*, residuos industriales y domésticos
Temperatura	Residuos industriales y domésticos
Color	Residuos industriales y domésticos
Olor	Agua residual en descomposición, residuos industriales
	QUIMICAS
Orgánico:	
Proteínas	Residuos comerciales y domésticos
Carbohidratos	Residuos comerciales y domésticos
Grasas Animales, Aceites y Grasas	
Minerales	Residuos industriales, comerciales y domésticos
Agentes tensoactivos	Residuos industriales y domésticos
Fenoles	Residuos industriales
Pesticidas	Residuos agrícolas
Inorgánico:	
PH	Residuos industriales
Cloruros	Suministro de agua doméstica, residuos industriales, infiltración de aguas subterráneas
Alcalinidad	" " " "
Nitrógeno	Residuos agrícolas y domésticos
Fósforo	Residuos industriales y domésticos, derrame natural
Azufre	Suministro de agua doméstica y residuos industriales
Compuestos Tóxicos	Residuos industriales, infiltración de agua subterránea
Metales pesados	Residuos industriales
Gases	
Oxígeno	Suministro de agua doméstica, infiltración de agua de superficie
Sulfato de hidrógeno	Descomposición de aguas domésticas
Metano	Descomposición de aguas domésticas

BIOLOGICAS

Protistas	Residuos domésticos, plantas de tratamiento
Virus	Residuos domésticos
Plantas	Corrientes de agua al descubierto y plantas de tratamiento
Animales	Corrientes de agua al descubierto y plantas de tratamiento

CONTINUACION TABLA 2.2

Características de las aguas pluviales.— Las primeras lluvias que se presentan en la temporada, se — pueden comparar como si fueran aguas residuales, ya que en su recorrido van arrastrando materias fecales de algunos animales, basura y materias inorgánicas. Las precipitaciones que se presentan posteriormente disminuye su potencial contaminante, empleándose en algunas zonas rurales para consumo humano.

2.4 Tipo de información requerida: Física, técnica, política y financiera, así como fuentes de obtención.

Es aconsejable efectuar un estudio previo general del lugar de que se trate, no sólo para obtener los datos requeridos por el ingeniero proyectista y la empresa constructora, sino también para disponer de auténtica información respecto de las condiciones locales antes de iniciar la construcción de la red.

Trabajo en el campo.- Si no se dispusiese de planos adecuados, será preciso proceder a su levantamiento, éstos indicarán la situación de calles, callejones, líneas de tranvías, edificios y parques públicos, estanques, ríos desagües y otros detalles de estructuras que pueden influir o ser influenciados por la red de alcantarillado. En algunos casos es necesario mostrar los lindes de cada propiedad. A continuación se levantarán los perfiles longitudinales de todas las calles y las pendientes existentes. En algunos casos deberán realizarse mediciones topográficas para el trazado de un mapa con curvas de nivel a intervalos de 0.5, 1, 5 ó 10 mts., según la configuración del terreno. Las cotas de los lechos de arroyos, acequias, canales y alcantarillas deberán ser comprobadas y se determinarán los niveles de agua normal y máximo esperados.

También convedrá tomar notas sobre el estado de las estructuras existentes. Las alturas de edificios y las profundidades de sus cimientos, también se determinarán el tipo, edad y estado de los pavimentos de las calles en los que se vayan a colocar alcantarillas. Deberá disponerse de información sobre la situación de las condiciones de agua, gas, electricidad y otros servicios subterráneos. Cuando tal información no exista, será aconsejable hacer las cotas necesarias para lograr dichos datos.

El tipo de terreno en el que se vayan a construir las alcantarillas, debe conocerse con seguridad con objeto de que el costo por excavación pueda calcularse con precisión.

Deberá obtenerse información completa sobre los salarios de mano de obra local, tanto especializada como no especializada. costo de suministro y materiales de construcción así como del costo de construcción de una obra semejante ya realizada.

Preparación de planos y perfiles.- El trabajo de preparación de planos y perfiles preliminares deberá comenzar tan pronto como sea posible durante la ejecución del trabajo en el campo, de modo que los estudios previos al proyecto puedan iniciarse antes de que aquel finalice. Generalmente el proyecto se realiza en planos a escala 1:2000 en los cuales se pueda representar con suficiente detalle. No obstante, se puede aumentar la escala cuando se presenten muchas estructuras subterráneas y convenga mayor claridad.

Los planos requieren por lo general más de una hoja y, en tales casos, el enlace de dos hojas sucesivas de un mismo plano, se realizan mediante líneas de coincidencia que se representarán en ambas hojas. En los planos deberán figurar las curvas de nivel cuando éstas se necesiten, o las cotas de las calles; todas las calles, líneas de ferrocarril, edificios tuberías, conducciones, entradas a galerías de servicio y colectores así como, la nomenclatura de las calles, parques, edificios públicos y cursos de agua. Deberá indicarse la dirección del norte ya sea magnético o geográfico de ambos.

Se reunirán los datos sobre lluvias y escurrimientos locales y cuando dichos datos no sean adecuados, se tomarán medidas in situ si fuere factible.

Para poder realizar un buen proyecto de alcantarillado sanitario de aguas negras, es necesario contar con la información siguiente:

A. Datos Generales

A.1 Categoría Política

A.2 Localización geográfica

A.3 Climatología e hidrología

A.4 Vías de comunicación

A.5 Servicios públicos

A.6 Economía

A.7 Aspectos de la localidad

A.8 Datos censales (actuales y de tres decenios anteriores mínimo)

B. Datos Topográficos.

B.1 Plano actualizado de la planimetría de la zona de proyecto a escala 1:2000 en el cual se indiquen:

- 1.- Número de habitantes por manzana.
- 2.- Número de predios por frente de calles.
- 3.- Edificios públicos, jardines y lugares notables.

B.2 Plano de desarrollo urbano, en el cual se indiquen:

- 1.- Cobertura del proyecto.
- 2.- Usos del suelo con sus densidades correspondientes.

C. Plano en el cual se indiquen:

- 1.- Clase de pavimentos y banquetas.
- 2.- Sondeo en diferentes puntos de la población para definir la clasificación del terreno con fines de excavación.

D. Plano topográfico actualizado a escala 1:2000 en el cual se indiquen:

- 1.- Curvas de nivel a una equidistancia de 1 mt.
- 2.- Nomenclatura de sus calles.
- 3.- Elevaciones de terreno, obtenidos de nivelación directa, en los cruceros de las calles y en puntos donde existan cambios de pendiente o dirección del eje de las calles.

E. Levantamiento tipográfico de la localización del trazo del emisor (planta y perfil) a escala horizontal 1:2000 y vertical 1:100, hasta el lugar donde se localizará la planta de tratamiento y disposición final.

F. Levantamiento topográfico de la zona de tratamiento con curvas de nivel a una equidistancia de 50 cm. indicando:

- 1.- Valor del terreno por hectárea.
- 2.- Características geológicas del terreno.
- 3.- Profundidad del agua freática.
- 4.- Pruebas de permeabilidad.

- 5.- Temperatura media.
- 6.- Precipitación pluvial.
- 7.- Evaporación.
- 8.- Vientos dominantes.

G. El levantamiento del sitio de vertido, obteniendo:

- 1.- Sección transversal del cauce receptor.
- 2.- Nivel de aguas mínimo, medio, máximo y máximo extraordinario.
- 3.- Caudal correspondiente.

H. Plano actualizado de la red existente (Emisor, colector, subcolectores, atarjeas), indicando de las tuberías:

- 1.- Elevaciones de terreno y plantilla en cada pozo de visita.
- 2.- Pendiente y geometría.
- 3.- Diámetro.
- 4.- Sentido de escurrimiento.
- 5.- Estado de conservación y grado de aprovechamiento de las mismas. Localización de la estación de bombero y la planta de tratamiento existente, indicando sus características y estado de conservación.

2.5 Investigaciones específicas para la obtención de información sobre características Topográficas, climatológicas, geohidrológicas y disponibilidad de los recursos materiales y humanos, regionales.

La disponibilidad de datos adecuados es esencial en todos los campos de la ingeniería, y en la elaboración de proyectos ejecutivos de sistemas de alcantarillado es básica. El Primer paso fundamental del trabajo del proyectista es la recolección y análisis de datos; éstos son procesados y publicados por numerosas dependencias gubernamentales, federales y estatales, que sistemáticamente realizan procesos de captura de datos, en forma periódica.

Nuestro país cuenta con una amplia red de estaciones climatológicas e hidrométricas, controladas principalmente por:

- a) Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulica (SARH)
- b) Comisión Federal de Electricidad (CFE)
- c) Departamento del Distrito Federal (DDF)
- d) Gobiernos de los Estados y Municipios.
- e) Particulares.

entre otros.

Asimismo, el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI (antes DETENAL). Cuenta con la información cartográficas en escalas 1:250000 y 1:50000, en equidistancia vertical de 100 m. y 20 m. respectivamente; cartas geológicas escala 1:250000; cartas del uso del Suelo, edafológicas, etc. Además, cuenta con una gama de fotografías aéreas, en diversas escalas. También a través de esta dependencia se pueden obtener datos de censo de población a nivel nacional.

Una vez localizada la localidad de interés, se realizan estudios específicos del sitio, tales como disponibilidad de recursos humanos y materiales disponibles.

2.6 Mención de las normas nacionales y regionales para el Proyecto de Sistemas de Alcantarillado.

Como consecuencia del desarrollo de las localidades urbanas en las que sus servicios, iniciados con un precario abastecimiento de agua potable, van satisfaciendo sus necesidades a base de obras escalonadas para lograr un equilibrio económico entre las erogaciones y las recuperaciones, paralelamente se plantea el problema del desalojamiento de las aguas servidas; desde ese momento, se requiere la construcción de una red de conductos para la eliminación de las aguas negras que produce la población a la cual se le designa con el nombre de ALCANTARILLADO SANITARIO o ALCANTARILLADO PARA AGUAS NEGRAS.

Posteriormente se adiciona, si es necesario, a ese Sistema, el llamado ALCANTARILLADO PLUVIAL que desalojará las aguas de lluvia, cuando la población esté ya capacitada económicamente, para evitar danos y molestias que ocasiona el escurrimiento superficial de las precipitaciones pluviales.

El alejamiento de las aguas negras y pluviales de una localidad se resuelve en general en forma separada; de acuerdo con lo establecido por la Ley Federal de Aguas las primeras deben someterse a un Tratamiento y las segundas, cuyos volúmenes son mucho mayores, únicamente deben ser desalojadas.

Atendiendo a razones de indole económica y solamente para localidades en que exista funcionando un alcantarillado combinado se resolverán, aprovechando este Sistema, los problemas de Rehabilitación y Ampliación.

Para la elaboración de los Proyectos de Alcantarillado Sanitario en la Dirección General de Construcción de Sistema de Agua Potable y Alcantarillado, dependiente de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, el Departamento de Alcantarillado de la Subdirección de Proyectos, toma como base las Normas de Proyecto para obras de Alcantarillado Sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. (SAHOP).



CAPITULO III

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES

CAPITULO III
SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES

3.1 Períodos de diseño (Período económico de la obra).

La construcción de las obras de alcantarillado demandan fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número mayor de habitantes, que el existente en el momento de elaborar el proyecto de alcantarillado.

Las erogaciones que ocasionan éste tipo de obras deben ser cargados tanto a los usuarios actuales como a los futuros. En consecuencia el lapso en que se proyecte proporcionar un servicio de alcantarillado eficiente, debe ser demasiado grande.

El período de tiempo durante el cual se proyecta el servicio, se le llama período económico de la obra, el cual debe determinarse en función del estudio financiero de la obra, de la vida útil de los materiales utilizados en la construcción y del equipo necesario para su conservación y operación.

Es regla general en nuestro país considerar que el período de un proyecto de alcantarillado varíe de: 20 a 25 años por lo que respecta a las obras y de 12 a 15 años en lo que corresponde al equipo mecánico necesario para su conservación y operación.

Por lo anterior el período económico para un proyecto de alcantarillado, se considera de:

Para poblaciones de proyecto de 2500 a 15000 habitantes de 8 a 15 años.

Para poblaciones de proyecto mayores de 15000 habitantes de 15 a 20 años.

3.2 . Cálculo de Población.

En la planeación de un sistema de alcantarillado es necesario determinar la población de la localidad en el futuro, sobre todo, al final del período económico de la obra. Para lograr esto debe conocerse la población presente y la forma como ha venido desarrollándose. Mediante censos oficiales, levantados cada 10 años, se sabe como ha venido creciendo la población. Si la localidad es pequeña se puede hacer un rápido levantamiento censal y determinarla mediante el plano predial. Conocida la población pasada y presente se puede predecir la población futura.

Es así como, en proyectos de este tipo, pueden emplearse los métodos que enseguida se describen.

Entre los métodos existentes para el cálculo de la población en un momento deseado, los más utilizados se basan en la interpolación y la extrapolación, según distintos modelos matemáticos, tales como, el aritmético, geométrico, parabólico, entre otros. Estos métodos pueden ser analíticos o gráficos agrupándose de la siguiente manera:

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Métodos para
Cálculo de población

a) Gráficos

- 1) Extensión de la curva a ojo
- 2) Comparación con otras poblaciones

b) Métodos
Análíticos

- 1) Aritmético
- 2) Geométrico
- 3) Incrementos Diferenciales
- 4) Método Parabólico

Extensión de la Curva a Ojo.- Este método consiste en graficar los datos de población en papel milimétrico. Se forma un par de ejes coordenados, el de las ordenadas para los datos de población y el de las abscisas para las fechas a que correspondan dichos datos.

Una vez que se tienen los puntos representativos, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas.

Comparación con Otras Poblaciones.- En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica a la población en estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo semejante. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se desarrolle el proyecto.

Para la solución de un problema por este método se dibuja una gráfica semejante al método anterior, solo que ahora se graficará en papel con rayado semilogarítmico. El eje de las abscisas, en escala natural representará los tiempos y el eje de las ordenadas, en escala logarítmica, la población. Una vez graficada la población en estudio y los semejantes a esta se tomarán todas las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de éstas con la parte final de la estudiada. A través de esta línea se traza una intermedia que sea la representativa de la población futura.

Método Aritmético.

Este método consiste en aumentar un número constante de habitantes por cada período de tiempo futuro. El crecimiento aritmético es semejante al crecimiento por interés simple y está representado por la ecuación de la recta.

$$Y = Kx + b \text{ (en función de la pendiente y } \\ \text{ de la ordenada en el origen)}$$

$$Y - Y_1 = K (X - X_1) \text{ (en función de uno de sus } \\ \text{ puntos y de la pendiente)}$$

donde:

$K = \text{constante} = \text{pendiente de la recta}$

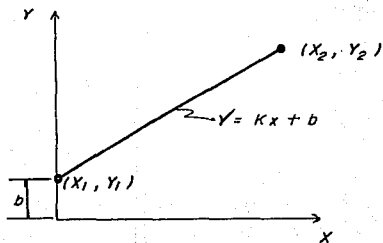
$$K = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

sustituyendo K en la ecuación de la recta se tiene :

$$Y - Y_1 = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} (X - X_1)$$

despejando

$$Y = Y_1 + \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} (X - X_1)$$



Aplicando esta ecuación se determina la población :

Intercensal

$$Y_m = Y_1 + \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_1)$$

$$Y_m = Y_1 + K (t_m - t_1)$$

Poscensal

$$Y_M = Y_2 + K (t_M - t_2)$$

En donde :

Y_m = Población deseada intercensal

Y_M = Población deseada poscensal (futura)

Y_1 = Población censo anterior

Y_2 = Población censo posterior

t_1 = Fecha censo anterior

t_2 = Fecha censo posterior

$t_m - t_M$ = Fecha deseada

Método Geométrico

En este método se supone que el crecimiento de la población es proporcional al crecimiento actual, siendo éste semejante al de un capital colocado al interés compuesto.

Transformando la fórmula del interés compuesto

$$Y_2 = Y_1 (1 + r)^n$$

$$\text{Log } Y_M = \text{Log } Y_2 + \frac{\text{Log } Y_2 - \text{Log } Y_1}{t_2 - t_1} (t_M - t_2)$$

ecuación representativa del incremento geométrico, donde:

Y₂ = población última

Y₁ = población pendiente

r = tasa de crecimiento

n = intervalo de tiempo (en años)

Para utilizar esta fórmula, se debe calcular primeramente la razón o tasa de crecimiento r tomando la población de dos censos que generalmente son el último y el penúltimo.

$$\text{De } Y_2 = Y_1 (1 + r)^n \text{ despejamos}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = (1 + r)^n \text{ tomando logaritmos}$$

$$\text{Log } Y_2 - \text{log } Y_1 = n \text{ log } (1 + r)$$

$$\frac{\text{Log } Y_2 - \text{log } Y_1}{n} = \text{log } (1 + r)$$

donde :

$$n = t_2 - t_1$$

$$\frac{\text{Log } Y_2 - \text{log } Y_1}{t_2 - t_1} = \log (1 + r) \quad (3)$$

Se procede a calcular la población futura una vez que se ha obtenido la tasa r , considerando que ésta se conserva fija.

$$Y_M = Y_2 (1 + r)^n$$

donde :

Y_M = población futura
 Y_2 = población del último censo
 r = tasa de crecimiento
 n = intervalo de tiempo (en años)

Despejando en forma similar como se hizo para llegar a la ecuación (3), tenemos:

$$\frac{\text{Log } Y_M - \text{log } Y_2}{t_M - t_2} = \log (1 + r) \quad (4)$$

Igualando la ecuación (3) y (4)

$$\frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} = \frac{\log Y_M - \log Y_2}{t_M - t_2}$$

Despejando

$$\log Y_M - \log Y_2 = \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_M - t_2)$$

$$\log Y_M = \log Y_2 + \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_M - t_2)$$

que es la expresión equivalente del interés compuesto en forma generalizada.

donde:

$$\frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} = k \text{ (factor de proporcionalidad) } (5)$$

Encontrando así la población

Intercensal

$$\log Y_m = \log Y_1 + \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_1) (6)$$

Poscensal

$$\log Y_M = \log Y_2 + \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_M - t_2) (7)$$

en donde :

Y_m = población deseada intercensal

Y_M = población deseada poscensal

Y_1 = población censo anterior

Y_2 = población censo posterior

t_1 = fecha censo anterior

t_2 = fecha censo posterior

t_m = t_M = fecha deseada

Incrementos Diferenciales.

Está basado en la adaptación de la ley del crecimiento de una población a una ecuación de segundo grado.

El procedimiento consiste en calcular los incrementos o decrementos de un censo a otro, obteniendo un promedio de éstos.

Con base en estas primeras diferencias se repite el procedimiento anterior encontrándose unas segundas diferencias, así como su promedio que permanecerá constante en el futuro; y mediante la operación inversa se obtiene la primera diferencia y luego la población.

Método Parabólico.

Consiste en aplicar la ecuación de la parábola, suponiendo que el crecimiento de la población seguirá esta ley. El grado de la ecuación será aquel que se ajuste más a los datos generalmente se aplica la cúbica.

$$Y = a + b x + c x^2 + d x^3 \quad (8)$$

3.3 . Dotación.

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa en lts./hab/día. Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades del agua de una población, quien la demanda para los usos siguientes: para saciar la sed, para preparación de alimentos, para el aseo personal, para el lavado de utensilios y vestido, riego de jardines, lavado de calles, extinción de incendios, para edificios e instalaciones públicas, para usos industriales, comerciales, etc.

Valores de la dotación.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Población Habitantes	Tipo de clima		
	Cálido	Templado	Frío
	lts/hab/día		
2500 - 15000	150	125	100
15000 - 30000	200	150	125
30000 - 70000	250	200	175
70000 -150000	300	250	200
150000 - en adelante	350	300	250

Secretaría de Salubridad y Asistencia.

(lts/hab/día)

Población	Frío	Templado	Semicálido	Cálido	Casos Especiales
500 - 100	100	100	100	110	120
1001 - 1500	100	100	110	130	150
1501 - 2000	110	120	130	150	180
2001 - 3000	120	140	150	180	200
3001 - 5000	140	160	180	200	250
5001 - en adelante	150	180	200	250	300

BANOBRAS.

Dotación según el número de habitantes. (lts/hab/día)

Usos	menos de 5000			5000 - 15000			15000 - 50000			50000 - 200000		
	mín	med	máx	mín	med	máx	mín	med	máx	mín	med	máx
Domésticos	35	60	90	60	90	120	90	120	150	120	150	180
Comercial e Industrial	10	15	28	15	23	30	23	30	35	30	35	40
Pública	12	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
Pérdidas	3	5	7	5	7	10	7	10	15	10	15	20
Suma	60	100	150	100	150	200	150	200	250	200	250	300

S A H O P (SEDUE)

Zona	Gasto Medio lts/seg/ha.
Industrial	1.000
Artesanal	0.500
Comercial	0.600
Oficinas	0.600
Hoteles y Restaurantes	1.600
Habitacional	0.723
Escolar	1.000
Residencial	0.723
Deportivo	1.000
Granjas	1.500
Zona Verde	0.100

3.4 Aportación por habitante.

El alcantarillado para aguas negras de una localidad debe ser el reflejo del servicio de agua potable, por lo que respecta a la relación que existe entre dotación y aportación.

Asimismo se ha establecido el criterio de considerar como aportación de aguas residuales del 75% al 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% o el 20% se pierde antes de llegar a los conductos de las descargas domiciliarias. Este remanente se emplea en riego de prados y jardines, lavado de calles, extinción de incendios, satisfacción de necesidades domésticas, comerciales e industriales.

3.5 Aportación Comercial e Industrial.

Consumo comercial.-Depende del tipo y cantidad de comercio, tanto en la localidad como en la región. Igual que las industrias, el comercio también conduce a una mayor concentración de población, con la diferencia de que ésta concentración es muy localizada por presentarse periódicamente. Esta concentración demanda una mayor cantidad de agua.

Consumo Industrial.- Depende del grado de industrialización y del tipo de industrias grandes o pequeñas. Las zonas industriales en muchos casos conducen a un desarrollo urbanístico que trae como consecuencia un aumento en el consumo del agua.

En el consumo industrial del agua, influye la cantidad disponible, precio y calidad, así como la profundidad de los mantos acuíferos que pueden ser explotados.

En general las industrias de cierta magnitud, se abastecen en forma particular de sus propios sistemas sin gravitar sobre el sistema general de la población.

3.6 Variación de gastos.

El caudal de aguas negras no es constante, existen variaciones anuales, diarias y horarias.

Para calcular el diámetro de la tubería se debe considerar el gasto máximo que en éste caso tampoco es constante sino que varía en función del número de habitantes.

La relación del gasto máximo al gasto medio, se deduce a partir de fórmulas tales como las de Harmon, de Babbit u otras, que enseguida se describen.

$$\text{Fórmula de Harmon} \quad M = 1 + \frac{14}{\sqrt{4 + P}}$$

$$\text{Fórmula de Babbit} \quad M = \frac{5}{P^{1/5}}$$

$$\text{Fórmula de Kentucky, EUA} \quad M = \frac{7.0}{Q^{0.187}}$$

donde

P = población, en miles.

Q = gasto medio, l/s

En la fórmulas de Harmon y de Babbit se emplean para poblaciones entre 1000 a 100 000 habitantes y la de Kentucky, EUA para poblaciones hasta de un millón de habitantes. En cuanto al caudal mínimo que escurre, tampoco es conocido, pero se estima en una cantidad igual a la mitad del gasto medio.

Cuando la población servida por el conducto sea igual o superior a los 182 500 usuarios el coeficiente "M" tendrá un valor fijo de 1.80.

3.7 _ Gastos de Diseño.

Para poder determinar la capacidad de los conductos, es necesario calcular los gastos que por ellos han de fluir, estos gastos considerados son: gasto medio, gasto mínimo, gasto máximo y gasto máximo previsto. A continuación se describe cada uno de ellos.

Gasto Medio.- El cálculo del gasto medio depende de la aportación, considerada como un porcentaje de la dotación de agua potable y del número de habitantes a los que se dará servicio, así como de la longitud acumulada a servir hasta el punto de descarga del tramo considerado.

Este gasto es el punto de partida para poder establecer un buen funcionamiento hidráulico del sistema.

Para calcular el valor del gasto medio diario se considera:

$$Q_m = \frac{\text{aportación (Número de habitantes)}}{86\,400 \text{ seg}} = 1/s$$

Gasto Mínimo.- Al realizar los proyectos generalmente se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio. Pero en los casos donde se requiere un estudio riguroso, como aquellos donde se tienen pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, la descarga producida por un excusado que es de 1.5 lts/seg. Además se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está de acuerdo con el diámetro del conducto receptor. (Ver tabla No. 3.1) .

La expresión utilizada para calcular el gasto mínimo para casos normales es:

$$Q \text{ mín} = 0.5 Q \text{ med.}$$

T A B L A No. 3.1

Diámetro	Nº de descargas Simultáneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto Mínimo Aguas negras (lps)
20	1	1.5	1.5
25	1	"	1.5
30	2	"	3.0
38	2	"	3.0
45	3	"	4.5
61	5	"	7.5
76	8	"	12.0
91	12	"	18.0
107	17	"	25.5
122	23	"	34.5
152	30	"	45.0
183	38	"	57.0
213	47	"	70.5
244	57	"	85.5

Gasto Máximo Instantáneo.- La estimación del gasto máximo instantáneo se hace afectando de el coeficiente "M" (conocido como coeficiente de Harmon) al gasto medio.

$$Q_{\text{máx inst}} = M Q_{\text{med.}}$$

Gasto Máximo Extraordinario.- En función de éste gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor debe calcularse, considerando un coeficiente de seguridad o previsión. Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillados se considera un margen de seguridad previniendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, ó bien de aguas negras producto de un crecimiento demográfico "explosivo".

Los valores de este coeficiente de seguridad varían de 1.00 a 2.00. En los proyectos es común utilizar el valor de 1.5.

$$Q_{\text{máx Extraordinario}} = 1.5 Q_{\text{máx previsto.}}$$

3.8 Infiltración.

Es la cantidad de agua que logra penetrar en los conductos cuando éstos se encuentran instalados por debajo del nivel del manto de aguas freáticas. Por lo tanto, el gasto que debe considerarse para determinar la capacidad de las tuberías y que deberá sumarse al de aguas negras, puede estimarse de acuerdo a lo establecido por las normas de la SEDUE.

Los valores de la infiltración pueden variar de 11800 lts/24 hrs./km a 94 400/lts/24 hrs/km. éstas cantidades equivalen a una variación de 0.136 lts/seg/km a 1.092 lts/seg/km. pudiendo, en la mayoría de los casos, tomar el valor medio de 0.614 lts/seg/km.

3.9 Hidráulica de los Sistemas: Ecuaciones y Coeficientes empleados.

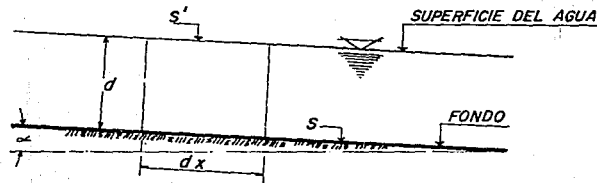
Los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

Cuando un tubo circula agua ocupando parte de la sección se dice que el tubo está trabajando como canal. Puede suceder que un canal esté cerrado, como en el caso de los conductos que sirven de alcantarillados y que eventualmente se produzca alguna presión debida a la formación de gases por la descomposición de las materias en suspensión y en solución pero o es pequeña o no tiene manera de escapar, por lo que el conducto se sigue considerando como canal.

En el proyecto de atarjeas se considera que las propiedades hidráulicas de las aguas negras y del agua dulce son idénticas.

Como el líquido que circula por un canal no tiene variación en su presión sino que siempre se conserva a la presión atmosférica, la línea del gradiente hidráulico coincide con la superficie libre. Además cuando el escurrimiento se efectúa de manera uniforme, es decir,

conservando el canal la misma sección, entonces todos los elementos de la vena líquida, tales como el área (A), la velocidad (V) y la pendiente (S') de la superficie del agua (del gradiente hidráulico), serán constantes de una sección a otra. En éstas condiciones la superficie del agua es paralela al fondo.:



$$S = S' = \text{SEN } \alpha$$

$$d = \text{CONSTANTE} = \frac{dd}{dx} = 0$$

Cuando se requiere determinar la velocidad con la que circula el flujo en los conductos, se emplea la fórmula de Chezy. Así, se tiene que, para conductos circulares que trabajan a tubo lleno la velocidad puede calcularse de acuerdo con el siguiente arreglo:

Aplicando la fórmula de pérdidas (Darcy - Weisbach)

$$H_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

haciendo

$$\frac{H_f}{L} = S \text{ pendiente hidráulica de la tubería y } C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

queda

$$V = C \sqrt{RS} \text{ ----- 3}$$

que es la fórmula de Chezy para canales, aplicable sólo cuando el régimen es uniforme.

El valor de "C" está dado a su vez por otras fórmulas debidas a diferentes investigadores, -- por ejemplo la de los Suizos Gangillet y Kutter muy elaborada y en lo cual C depende de algunas constantes como el radio hidráulico y de las condiciones del canal sintetizados en el Valor de "n" llamado de rugosidad. (ver tabla 3.2)

La fórmula de Chezy modificada por Kutter para evaluar el coeficiente C es :

$$V = \left[\frac{\frac{1.49}{n} + 41.67 + \frac{0.0028}{s}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(4.67 + \frac{0.0028}{s} \right)} \right] \sqrt{RS} \text{ ----- 4}$$

La fórmula de Kutter se usa con mucha frecuencia para la solución de problemas en las que interviene el escurrimiento de aguas negras por conducciones a cielo abierto.

Otra fórmula de "C" que es mucho más simple que la anterior y que da valores de velocidad (V) muy aceptables con respecto a experimentos, por lo que ha sido comunmente aceptada, es la propuesta por Mannig.

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

que sustituida en la ecuación 3 queda

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} (RS)^{1/2}$$

finalmente

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

La expresión anterior se obtuvo de resultados experimentales y por ello no tiene una demostración matemática. Considerando que:

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{A}{P}$$

Para un conducto circular:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{y} \quad P = \pi D$$

se tiene que el radio hidráulico vale :

$$R = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4} \quad \text{2}$$

despejando D de 2

$$D = 4R ; \text{ sustituyendo en 1}$$

$$H_f = f \frac{L}{4R} \frac{V^2}{2g} \quad \text{3}$$

despejando la velocidad

$$V = \sqrt{\frac{8g R H_f}{L f}} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{\frac{R H_f}{L}}$$

donde

V = velocidad, en m/s

R = radio hidráulico, en m

S = pendiente del canal, en milésimas

Y se conoce con el nombre de fórmula de Mannig.

La ecuación que más se emplea dada su facilidad para efectuar los cálculos es la de Mannig y puede aplicarse a todo tipo de conducciones independientemente de su forma y para cualquier valor de R, V y S. La precisión de las fórmulas de Kutter y de Mannig en la determinación de la velocidad media del escurrimiento en condiciones abiertas, está limitada por la evaluación del coeficiente de rugosidad y otros factores. Dentro de los límites del uso normal, las fórmulas de Kutter y de Mannig, dan esencialmente los mismos resultados.

Aunque se han establecido otras muchas ecuaciones que son aplicables a los problemas del escurrimiento en conducciones a cielo abierto, se admite de un modo general que las ecuaciones de Kutter y Mannig proporcionan los resultados más satisfactorios.

T A B L A 3.2

Valores de n para la fórmula de Mannig

Superficie	Optimo	Bueno	Mediano	Malo
Tubo de hierro fundido sir recubrir	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de hierro fundido recubierto	0.11	0.012*	0.013*	
Tubo de hierro forjado comercial, negro	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de hierro forjado comercial, galvanizado	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubos de vidrio y latón, lisos	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubos soldados y de barra, lisos	0.010	0.011*	0.013*	
Tubo de acero en espiral y roblonado	0.013	0.015*	0.017*	
	0.010			
Tubo vitrificado para alcantarillas	0.011	0.013*	0.015	0.017
Tubo de drenaje de arcilla común con juntas abiertas	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Mamostería de ladrillo vitrificado	0.011	0.012	0.013*	0.015
Ladrillo con mortero de cemento, alcantarillas de ladrillo	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficie de cemento sin arena	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficie de mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tubo de hormigón	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tubo de duelas de madera	0.010	0.011	0.012	0.013
Canalones de tablonos:				
Acepillados	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin acepillar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con listones	0.012	0.015*	0.016	
Canales revestidos de hormigón	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de cascote cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de cascote	0.025	0.030	0.033	0.035
Superficie de piedra labrada	0.013	0.014	0.015	0.017
Canalón semicircular de metal, liso	0.011	0.012	0.013	0.015
Canalones semicirculares de metal, ondulados	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Acequias y regueras:				
Tierra, en línea recta y uniforme	0.017	0.020	0.0225*	0.025
Excavadas en roca, liso y uniforme	0.025	0.030	0.033*	0.035
Excavadas en roca, mellado e irregular	0.035	0.040	0.045	

Superficie	Optimo	Bueno	Mediano	Malo
Acequias moderadamente serpenteantes	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Canales dragados en la tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Canales de lecho pedregoso áspero, con maleza en los bancos de tierra	0.025	0.030	0.035*	0.040
Fondo de tierra, márgenes de cascote	0.028	0.030*	0.033*	0.035
Cursos de aguas naturales:				
1) Limpio, márgenes rectas, sin escalones, ni vados o balsas profundas	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) Como 1, pero con algunos matorrales y piedras	0.030	0.033	0.035	0.040
3) Serpenteantes, algunas balsas y bancos de arena, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
4) Igual que 3, escalones más profundos, secciones y pendientes menos eficaces	0.040	0.045	0.050	0.055
5) Igual que (3), algunos matorrales y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
6) Igual que (4), tramos pedregosos	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Tramos de río perezosos, más bien enmalezados o con balsas muy profundas	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Tramos muy enmalezados	0.075	0.100	0.125	0.150

* Valores utilizados corrientemente en los proyectos.

3.10 , Velocidades de escurrimientos permisibles.

El problema inmediato de una alcantarilla es : conocido el gasto Q que debe pasar por ella, - determinar su sección y su posición. La fórmula $Q=Av$ resuelve el caso siempre que se conozca la velocidad v:

$$A = \frac{Q}{v}$$

La velocidad se obtiene empleando cualquiera de las fórmulas establecidas en el capítulo anterior. Teniendo presente que el caudal de aguas residuales deberá escurrir siempre a velocidad suficiente para evitar la sedimentación de materia sólida en la alcantarilla. para ello, las alcantarillas se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0.60 m/s, con sección llena o semillena. La velocidad será inferior a 0.60 m/s cuando el llenado sea menor que la mitad de la altura.

Como la velocidad cerca del fondo de la alcantarilla es la más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua que fluye, se ha podido comprobar que una velocidad media de 0.3 m/s es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos.

Resumiendo, las velocidades como corriente de cauce libre, que deben verificarse en su límite mínimo son de 0.60 m/s a tubo lleno o parcialmente lleno y de 0.30 m/s con el gasto mínimo. En muchos casos con la primera puede asegurarse la segunda.

La velocidad mínima permisible es aquella que no permita la sedimentación de los sólidos en suspensión y son las siguientes:

Velocidad mínima a tubo lleno = 0.60 m/s

Velocidad mínima a tubo parcialmente lleno = 0.30 m/s

Velocidad mínima recomendable = 0.45 m/s

Velocidad máxima permisible, es aquella que no produzca erosión en la tubería ni dislocamiento de las juntas, ésta no debe ser mayor de 3 m/seg.

Para alcantarillados combinados la velocidad máxima permitida es de 5 m/seg.

Para un alcantarillado pluvial la velocidad máxima permisible es de 8 m/seg.

Pendientes mínimas.- A veces es conveniente que las alcantarillas tengan pendientes suaves para no tener que hacer demasiada excavación, tener un recubrimiento mínimo o ajustarse a las exigencias locales, tales como cuando se trata de terrenos llanos a sea pequeño el desnivel total disponible.

Cuando las pendientes sean relativamente suaves, las pendientes y secciones de las alcantarillas se proyectan de modo que la velocidad aumente progresivamente o, por lo menos, se mantenga constante al pasar, desde las entradas a la salida de la alcantarilla. Esto se hace así para que los sólidos vertidos en ella y transportados por la corriente sean conducidos o no se depositen en algún punto por una disminución de velocidad. A continuación se describe la forma de como obtener éstas pendientes en función de la Sección y más adelante se especifican las pendientes mínimas recomendables.

CALCULO DE LAS PENDIENTES MINIMAS Y MAXIMAS UTILIZANDO LA FORMULA DE MANNING, CONSIDERANDO TUBOS DE CONCRETO.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Fórmula de Manning}$$

donde :

V = Velocidad ____ m/s

n = coeficiente de rugosidad ____ (adimensional)

R = Radio hidráulico ____ m

S = Pendiente.

Considerando $R = \frac{\text{diámetro}}{4}$ (Para tubo lleno)

$$n = 0.013$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

despejando la pendiente y elevando al cuadrado ambos términos

$$S^{1/2} = \frac{Vn}{R^{2/3}} = (S^{1/2})^2 = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = S = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

Si $R = \frac{d}{4}$ entonces

$$S = \frac{V^2 n^2}{\left(\frac{d}{4} \right)^{4/3}} = \frac{V^2 n^2}{\frac{d^{4/3}}{4^{4/3}}} = \frac{4^{4/3} V^2 n^2}{d^{4/3}} = \frac{4^{(4/3)} \times V^2 \times (0.013)^2}{d^{4/3}}$$

Para V mínima = 0.60 m/seg.

$$S = \frac{4^{4/3} \times 0.013^2 \times (0.60)^2}{d^{4/3}} ; \text{ simplificando}$$

$$S_{\min} = \frac{0.000385}{d^{4/3}} ; d \text{ en metros}$$

Para V máxima = 3.00 m/s

$$S = \frac{4^{4/3} \times 0.013^2 \times 3.0^2}{d^{3/4}}$$

Por lo tanto

$$S \text{ máx} = \frac{0.00965}{d^{4/3}} \quad ; \quad d \text{ en metros.}$$

Podemos tabular entonces para diferentes diámetros

\emptyset	s mín	S máx
cm		
20	0.032	0.0825
25	0.024	0.0615
30	0.019	0.0481
38	0.013	0.0350
45	0.011	0.0279
61	0.007	0.0191

3.11 : Sifón invertido.

Un sifón invertido o conducto a nivel inferior, es un conducto que funciona totalmente lleno bajo la acción de la gravedad con presión en el conducto mayor que la atmosférica y cuyo perfil está a un nivel más bajo que la línea de pendiente hidráulica.

Los sifones invertidos se usan en los conductos para pasar éstos por encima o por debajo de los obstáculos, como tubos enterrados, ferrocarriles subterráneos, o lechos de corrientes. Sólo deben usarse cuando no sea posible recurrir a otros medios para salvar el obstáculo que se atraviesa en la línea de conducción, pues los sifones son estructuras que requieren mucha atención para su conservación.

El sifón puede construirse en forma de U, con los brazos inclinados o verticales. Si las tuberías son pequeñas, es preferible que los brazos sean verticales, pues pueden establecerse en un registro. (ver fig 3.11).

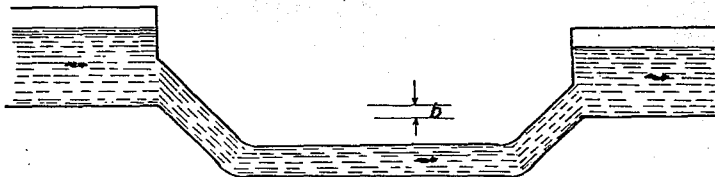


FIG. 3.11

Los tubos que forman los sifones deben construirse de material resistente de tal forma que sean lo suficientemente fuertes para no sufrir desplazamientos cuando estén vacíos y rodeados por aguas subterráneas.

Al proyectar un sifón invertido se deberán satisfacer tres condiciones:

- 1.- La Cota de entrada o de salida debe estar fija de antemano, y tiene que lograrse una pérdida de carga mínima, compatible con una velocidad suficiente para evitar la sedimentación.
- 2.- Están fijadas de antemano la cota de entrada o de salida y una velocidad mínima.
- 3.- Están fijadas las cotas de entrada o de salida, pero no hay limitación para la pérdida de carga, salvo en lo que se refiere a proporcionar una velocidad suficiente para evitar sedimentación o mayor velocidad.

Tomando en cuenta dichas condiciones, la velocidad mínima de escurrimiento, para este tipo de estructuras, será de 1.20 m/seg para evitar obstrucciones en ellas cuando el caudal por manejar permita el empleo de varios tubos. En el caso de que el gasto por conducir requiera solo un tubo del diámetro mínimo permitido (20 cm.), se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 90 cm/seg.

3.12 Materiales y diámetros comerciales.

Los tubos empleados en los diferentes sistemas de alcantarillado deben ser resistentes, durables, impermeables, de paredes lisas y dimensionales no menores de 20 cm. de diámetro.

En la actualidad los tubos se fabrican de barro vitrificados, concreto, concreto reforzado (precolados o coldas en sitio), fierro fundido, acero y asbesto cemento.

Los tubos de fierro fundido se usan cuando las cargas externas son altas y se requiere impermeabilidad, en ocasiones los conductos a presión para estaciones de bombeo, plantas de tratamiento, sifones, etc.

Los tubos de barro vitrificado, su uso es poco frecuente y generalmente es en industrias, laboratorios etc. donde existen desechos agresivos, que dañarían los tubos de concreto.

Los tubos de acero y fierro tienen la desventaja de que son fácilmente atacados por la corrosión, además sólo se usan en condiciones muy especiales.

La tendencia a usar tubos de asbesto cemento en alcantarillado, se debe a su menor peso con respecto al de concreto, longitudes mayores que permiten menos juntas y mantener fácilmente un alineamiento, el junteo, es muy sencillo, fácil de cortar, mejor coeficiente de escurrimiento, resistencia a la corrosión y puede resistir presiones, su limitación primordial es el costo mayor que presenta, en relación con las tuberías de concreto.

Tubos de concreto .- Debido a que el concreto en contacto con aguas negras puede quedar expuesto a condiciones desfavorables su fabricación deberá hacerse con materiales de buena calidad.

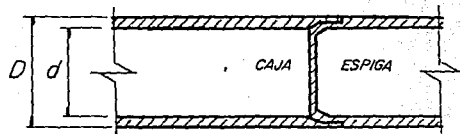
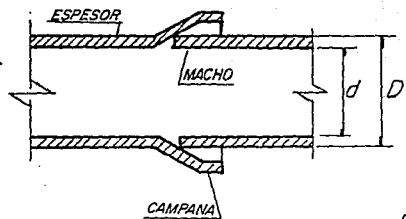
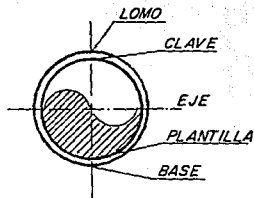
Ventajas del tubo de concreto:

- Bajo costo
- Amplia disponibilidad en el mercado.
- Se puede fabricar para una resistencia específica.

Su principal desventaja es que puede corroerse, la causa más frecuente es el ácido sulfhídrico para evitar este problema se deberá usar cementos adecuados de alta resistencia a los sulfatos.

Los tubos más usuales y los mas convenientes son los de concreto por ser más económicos.

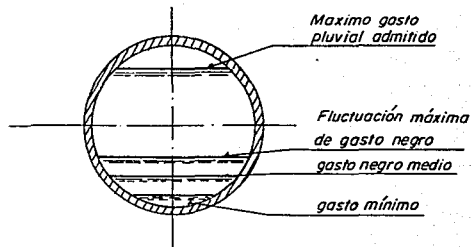
Las partes que constituye una sección de tubo son:



D = DIAMETRO EXTERIOR
 d = DIAMETRO INTERIOR

Secciones Diversas de Alcantarillas.

La sección circular para la conducción de agua resulta, desde diversos aspectos muy ventajosa. Pero se ha expresado también que con poco gasto la velocidad disminuye notablemente a causa del aplastamiento que sufre la sección de la corriente. Este inconveniente se intensifica a medida que el conducto aumenta de diámetro.



La elección de una forma diversa a la circular, generalmente se realiza en las secciones de grandes dimensiones; es decir; en los colectores y emisores. Existen diversas formas, que presentan ventajas circunstanciales, por lo que no puede decirse, en términos generales, que una sea mejor que otra.

Una de las ventajas de la sección circular es cuando trabaja a tubo lleno, esta encierra mayor área dentro del perímetro y ofrece la mayor velocidad.

En resumen puede decirse que la sección circular presenta las siguientes ventajas y desventajas.

Ventajas

- Menor perímetro y por tanto menor cantidad de material.
- Velocidad máxima a tubo lleno y medio tubo
- Facilidad de construcción en el lugar y en las fábricas y talleres.
- Facilidad de manejo sobre todo en su colocación.
- Facilidad para manufactura con materiales metálicos.

Desventajas

Malas cindiciones de
escurrimiento en es-
tiaje o gastos minimos.

Especial cimentación
en terrenos malos.

SECCIONES RECTANGULARES

Cuando se trata de alcantarillas de grandes dimensiones, y se requiere construir las en el lugar mismo de su instalación porque no se disponga de tubos o por cualquier otra razón, resulta a veces conveniente el empleo de la sección rectangular, estas proporcionan algunas ventajas; facilidad de construcción, relativa economía si se dispone con abundancia del material correspondiente.

3.13 Pruebas que se aplican a la tubería.

Prueba de Absorción.- Para la prueba de absorción de agua, las muestras que se usan son fragmentos de los tubos probados al aplastamiento, deben tener de 100 a 150 cm². de superficie aproximadamente, de forma cuadrada y estar libres de grietas, raspaduras, o bordes astillados. La secuela para la prueba es la siguiente:

- 1) Las muestras se secan por un periodo de 24 hrs. en un horno a temperatura de 110 °C.
- 2) Se pesan obteniendo su peso seco.
- 3) Se colocan en un recipiente con agua destilada o de lluvia y se calientan hasta la ebullición durante 5 hrs. y se dejan enfriar.
- 4) Se escurren las muestras y se seca la humedad superficial con una franela seca, se pesa obteniéndose el peso de la muestra saturada.
- 5) La absorción debe estar calculada como porcentaje de peso inicial seco, se toma el promedio de los resultados de las muestras probadas del lote.

$$\% \text{ absorción} = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100$$

donde

P_h = peso de las muestras saturadas

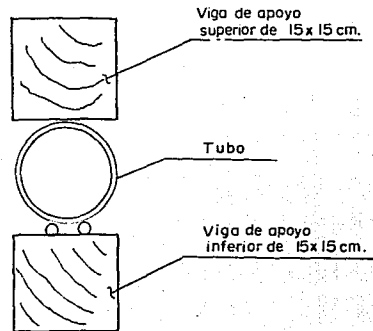
P_s = peso de las muestras secas

La cantidad de agua absorbida no debe exceder del 9% del peso inicial de la muestra seca.

Prueba de la Resistencia al Aplastamiento.

Prueba de las tres aristas.- El tubo se colocará cuando la pasta de yeso, aún este en estado plástico.

El apoyo superior será igualmente una viga de madera de 15x15 cm.



Al igual que la parte inferior, se deberá recibir la tubería con pasta de yeso para que apoye uniformemente con la viga superior.

En todos los casos de este tipo de pruebas la campana deberá quedar fuera del área de compresión, no debiendo recibir esta carga alguna.

Cuando el yeso haya fraguado, se aplicará la carga al apoyo superior en un punto distante del extremo liso del tubo que sea precisamente la mitad de su longitud, con el fin de que la carga se reparta uniformemente.

En tubos de concreto simple se aplicará una carga a razón de 1000 kg/ml x min aprox., con incrementos no mayores de 50 kg, respetando la condición anterior. Antes de que se efectúe la prueba de resistencia al aplastamiento, deberá verificarse que el manómetro que indica la carga aplicada se encuentre correctamente calibrado.

La resistencia al aplastamiento determinada por el apoyo de tres aristas no deberá ser menor que la indicada en la siguiente tabla para tubos de concreto simple.

RESISTENCIA NORMAL

Diámetro interior (cm)	Resistencia Minima (kg/ml)
15	1,637
20	1,937
25	2,088
30	2,232
38	2,604
45	2,907

Para tubería de concreto reforzado deberá observarse y anotarse la carga que produzca una grieta de 0.25 mm., y una vez hecho esto, aplicar la carga final de ruptura, los valores que se obtengan no deberán ser menor que los de la siguiente tabla:

Diámetro interior (cm)	Carga que produce una grieta de 0.25 mm. (kg/ml)	carga final (kg/ml)
61	2970	4470
76	3720	5553
91	4464	6655
109	5208	7835
122	5952	9835
152	7440	11130
183	8928	13400
213	10416	15500
244	11904	17870

Si al efectuar la prueba a la compresión, alguno de los tubos no cumple con la resistencia mínima, deberá realizarse una nueva prueba de acuerdo a la siguiente tabla:

% de la resistencia requerida	No. de tubos para la prueba
91 - 100	2
81 - 90	3
71 - 80	4
inferior a un 70% (aún cuando sea un sólo tubo)	se rechazan todos los tubos del lote

Si la totalidad de los tubos en la nueva prueba, llena los requisitos especificados el lote será admitido, si uno solo falla nuevamente, se rechazará todo el lote.

Método de Apoyo en Arena.

Este método consiste en colocar el tubo en un cajón de arena que pase por la malla número 4, quedando apoyado en 90 de la circunferencia, en la parte superior se cubre con arena retenida en un marco de madera resistente.

Sobre la arena se coloca una placa de metal para distribuir la carga uniformemente, la carga se aplica en el centro geométrico de la placa superior, dicha carga se aplica por medio de un motor o bien usando un inyector conectado a gato hidráulico.

Prueba de Permeabilidad.

En esta prueba se colocan los tubos con la campana hacia arriba y la parte inferior del tubo se llena con pasta de yeso; una vez fraguado el yeso se llena de agua hasta el fondo de la campana, se hacen observaciones durante 10 minutos, el tubo no deberá presentar fugas del líquido. No se considera como falla gotas que permanezcan adheridas a la superficie del tubo.

3.14 Tipos de Conductos.

Es bien sabido que la sección circular tiene una área determinada con el mínimo perímetro posible. Por esta razón tiene el mayor radio hidráulico y la mayor velocidad cuando escurre lleno o a la mitad.

Esta sección se puede emplear con ventaja cuando la variación de los gastos no es muy fuerte fundamentalmente en sistemas combinados cuando la relación de gastos de aguas negras a aguas pluviales no sea mayor de 1 a 4.

Secciones ovoides.

En sistemas combinados en que las variaciones del caudal sean muy grandes o en sistemas sanitarios en donde la aportación inmediata sea apenas una pequeña fracción de la que tendrá cuando se tenga la aportación total, la mejor sección será la ovoide. La profundidad de escurrimiento en una sección ovoide siempre es mayor que en secciones circulares para caudales iguales y para escurrimientos pequeños, la profundidad mayor es conveniente ya que el arrastre de los sólidos se produce mejor.

Las secciones ovoides tienen la desventaja de ser menos estables que las circulares, asimismo son más fáciles de romperse, requieren mayor cantidad de materiales y son más difíciles de construir.

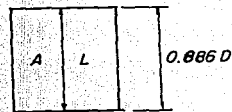
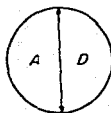
Secciones Semi-elípticas.

Estas secciones tienen la ventaja de que las conexiones de atarjeas se pueden efectuar en niveles inferiores.

Sección de Herradura

Es una sección conveniente en grandes colectores. Para un ancho dado, ésta sección tiene menor altura que una sección circular equivalente, tiene la desventaja de que depende de la habilidad de relleno para absorber los coceos del arco, pero si es armada convenientemente ésta desventaja desaparece a un costo mayor. Es una sección adecuada cuando no se tengan grandes variaciones del caudal.

Comparando las dos secciones, una circular y otra rectangular cuadrada de la misma superficie



se tiene, llamando D al diámetro de la sección circular y L el lado de la sección cuadrada,

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = L^2 \quad \therefore L = \frac{D}{2} \sqrt{\pi}$$

$$\frac{\pi (0.886 D)^2}{4} = L^2 \quad \therefore L = \sqrt{\pi} / 2 D$$

El perímetro de la sección llena será $P = 4L$.

$$P = 4 \times 0.886 D = 3.54 D$$

En tanto el de la sección circular es menor $P = 3.1416 D$. El radio hidráulico del círculo vale $r = 0.25 D$ y en el caso de la sección cuadrada:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{0.886^2 D^2}{4 \times 0.886 D} = 0.222 D.$$

Por tanto, para tener el mismo gasto se requerirá aumento de sección puesto que la velocidad, a igualdad de superficie, es menor en la sección cuadrada. Por otra parte r vale :

$$r = \frac{A}{P} = \frac{L^2}{4L} = \frac{1}{4} L$$

La cuarta parte del tirante como en el círculo. Para medio tubo el mismo valor

$$r = \frac{a}{P} = \frac{L^{2/2}}{2L} = \frac{1}{4}$$

Si en lugar de considerar una sección cuadrada se pasa a rectangulares ya sea tomando la mayor dimensión del rectángulo verticalmente o hacia los lados, se tendrán condiciones más desfavorables.

La Fig. 3.14.1 muestra varias secciones de la misma superficie: las dos centrales circular y cuadrada - y a los lados formas rectangulares de diferentes relaciones de lados. Se ve como a medida que se alejan dichas formas de la simetría del círculo el radio hidráulico disminuye.

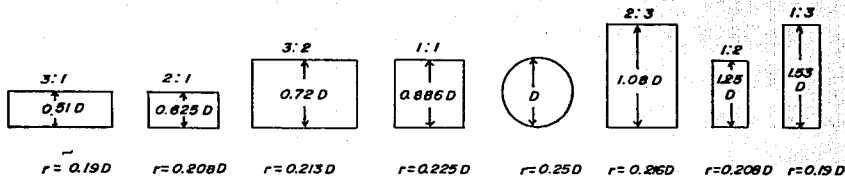


fig. 3.141

Todas estas secciones tienen el gran inconveniente de los ángulos que son lugares en que se acumulan los azolves de la corriente, por lo cual se aconseja disminuir este defecto redondeando los rincones interiores.

Asimismo presentan el gran inconveniente que cuando el gasto es muy pequeño se extiende o embarra en la plantilla, disminuyendo la velocidad y presentando las peores condiciones, para el arrastre de los sólidos. Esto se procura evitar redondeando el fondo de la sección como se ve en la figura anterior.

Se hace notar que a medida que se reduce la plantilla para tener una sección rectangular alargada hacia arriba, el escurrimiento con gastos pequeños tiene mejores condiciones, al revés de las secciones ensanchadas lateralmente. En cambio en éstas se tiene una mejor base de sustentación y menores cargas de transmisión al subsuelo.

Estas secciones, como todas las simétricas cerradas, presentan la particularidad de tener el mismo radio hidráulico a tubo lleno que a la mitad, por tanto la velocidad es la misma en estas dos condiciones. El valor máximo del radio hidráulico, y por tanto la velocidad, se obtiene poco antes de que se llene la sección del conducto.

3.15 Trazo de la red.

Sistema perpendicular.

Se utiliza preferentemente en lugares de topografía poco accidentada, regularmente se práctica en terrenos planos.

Sistema de Intersección.

Este sistema viene siendo en realidad una modificación del anterior mediante la intersección de los colectores por un emisor que lleve las aguas negras a la misma corriente o lugar de disposición, que bien puede ser, en este caso, un sitio alejado de la ciudad. Este sistema es recomendable cuando se tiene a la población en un plano inclinado con una buena pendiente, empleándose las intersecciones, siguiendo aproximadamente las curvas de nivel a efecto de poder controlar el vertido.

Sistema de Abanico.

Se emplea generalmente en las poblaciones cuya topografía se asemeje a una ladera, en donde el terreno es muy accidentado.

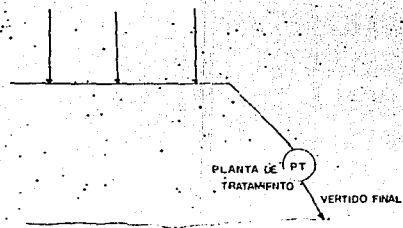
Sistema de intersección por zonas.

Se emplea a aquellas poblaciones cuya topografía es muy accidentada y consiste en dividir a la población en zonas de acuerdo con sus características topográficas y de ésta forma resolver cada zona separadamente.

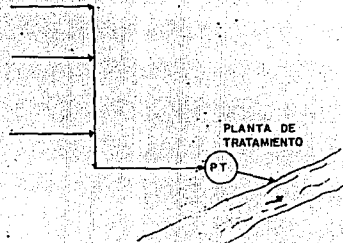
Sistema Radial.

Este sistema se emplea en zonas de lomerios, sobre todo en áreas residencias pues el costo es de los más elevados, tiene la ventaja que a medida que la ciudad crece puede irse extendiendo el sistema y las cotas del terreno se definen al llevarse a cabo el proyecto.

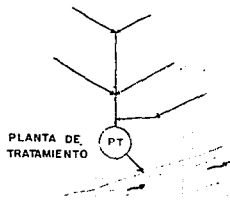
Hay que considerar que en la práctica, rara vez se encuentran casos tan bien definidos en los que se pueda aplicar uno sólo de los sistemas descritos, normalmente hay necesidades de aplicar, en el trazo del alcantarillado dos o más combinaciones, de dichos sistemas.



TRANSVERSAL CON DERIVACION LATERAL

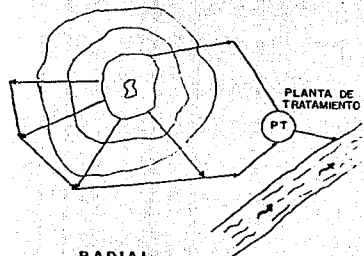


LONGITUDINAL O EN GRADAS



EN ABANICO

TRAZO DE LA RED



RADIAL




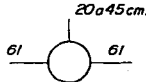



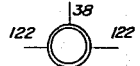



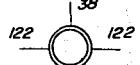



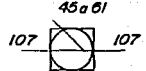



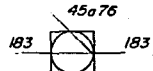



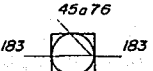



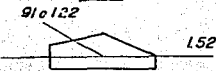



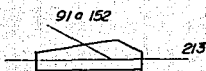



3.16 Ventilación.

Con el fin de tener una buena ventilación de la red de alcantarillado y facilitar las maniobras de limpieza, la distancia máxima entre pozos de visita para los diferentes diámetros de las tuberías son:

20	a	61 cm Ø	_____	125 m.
76	a	122 cm Ø	_____	150 m.
152	a	244 cm Ø	_____	175 m.

3.17 Pozos de visita.

Son chimeneas verticales de tabique o caja de concreto reforzado, colocado sobre las tuberías, tienen un acceso por la superficie de la calle, siendo su forma cónica, suficientemente amplia para dar paso a una persona y poder maniobrar en su interior. Las funciones principales son las de proporcionar ventilación a los conductos ya que contienen gases emanados por las aguas residuales y la de facilitar las maniobras para la limpieza de la red. Se localizan estos pozos de visita en los cruceros de las calles, en cambios de pendientes o de dirección del eje de las calles o para seccionar un tramo demasiado largo. Existen diferentes tipos de pozos de visita los cuales se muestran en la siguiente tabla:

TIPOS DE ESTRUCTURA	PARA TUBERIAS CON DIAMETRO DE (cm)	SIMBOLOGIA		DEFLEXION MAXIMA DE TUBERIA	DIAMETRO MAX. EN CONEXIONES
POZO DE VISITA COMUN	20 a 61				
POZO DE VISITA ESPECIAL	76 a 107				
POZO DE VISITA ESPECIAL	122				
POZO DE CAJA	76 a 107				
POZO DE CAJA	76 a 122				
POZO DE CAJA	152 a 183				
CAJA DE UNION	122 a 153				
CAJA DE UNION	152 a 153				
CAJA DE UNION	152 a 244				

3.18 Anchos y profundidades de zanjas.

Todas las tuberías deben instalarse en condición de zanja debiendo ser ésta de paredes verticales, como mínimo hasta el lomo del tubo y con un ancho de acuerdo a los diferentes diámetros de las tuberías, deben ser aquellas que permitan una buena maniobrabilidad, en la instalación de las tuberías y son las que se muestran en la siguiente tabla:

DIAMETRO cm.	ANCHO DE ZANJA cm.
20	65
25	70
30	80
38	96
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

La profundidad a la cual se debe instalar una tubería para alcantarillado, está en función de los siguientes factores:

- 1.- Debe cumplir con el colchón mínimo especificado.
- 2.- Asegurar una correcta conexión de las descargas domiciliarias con las tuberías del sistema.
- 3.- Se debe evitar al máximo el topeteo de las tuberías de alcantarillado con otras instalaciones (agua potable, gas, etc.) y así evitarse problemas constructivos.

Presiones y cargas extremas.

Los conductos pueden ir al descubierto, cuidando al máximo de que no reciban ni golpes ni cargas pesadas o concentradas que puedan deteriorarlas o destruirlas.

En ocasiones para su máxima protección, se recubren con materiales u obras que aseguren su conservación.

La mayoría de las veces enterradas a profundidades tales, que la concentración de cargas exteriores resulten prácticamente uniformemente distribuidas.

Es conveniente cerciorarse de la resistencia máxima de la tubería, aplicando las expresiones adecuadas, según su profundidad así como sujetarse a las recomendaciones de los fabricantes. Una de éstas fórmulas es la Marston, que da a conocer la carga exterior al tubo que ejerce el relleno:

$$W = Cw B^2 \text{ Kg/m.}$$

Siendo W la carga uniforme repartida por metro lineal en el tubo; C un coeficiente que depende de la profundidad de la excavación y la clase del material de relleno; w el peso volumétrico del material de relleno en Kg/m^3 y B el ancho de la zanja en m. a una altura de 1.70 sobre el fondo del tubo, siendo r su radio.

para facilitar el trabajo en la instalación de la tubería, la excavación se hace de un ancho B, mayor que el necesario exclusivamente y que se puede calcular como:

$$B = \frac{4}{3} D + 20$$

donde;

D = diámetro del tubo por instalar en cm.

20= medida adicional en cm.

B = cm

peso volumétrico (w) del material de relleno, en Kg/m³

arena	1600
arena húmeda	1920
arcilla húmeda	1920
arcilla saturada	2080
tierra vegetal húmeda	1440
tierra vegetal saturada	1760

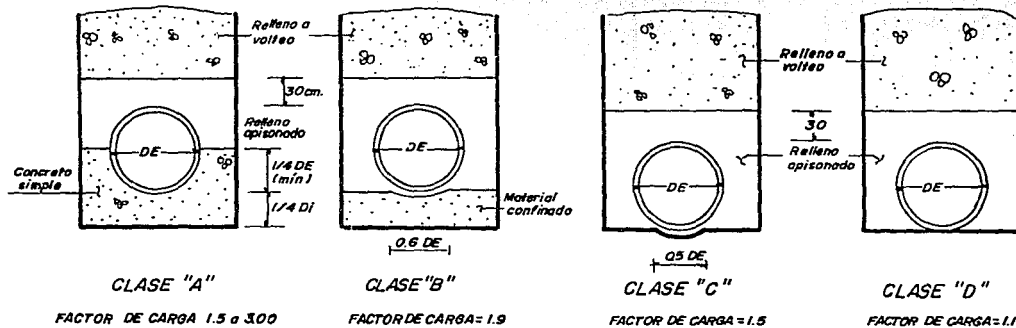
VALORES DEL COEFICIENTE C

Relación entre la profundidad y la anchura de la zanja. (H/B)	arena y tierra vegetal húmeda	tierra vegetal saturada	arcilla húmeda	arcilla saturada
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
2.0	1.46	1.50	1.56	1.62
3.0	1.90	1.98	2.08	2.20
4.0	2.22	2.33	2.49	2.66
5.0	2.45	2.59	2.80	3.03
6.0	2.61	2.78	3.04	3.33
7.0	2.73	2.93	3.22	3.57
8.0	2.81	3.03	3.37	3.76
9.0	2.88	3.11	3.48	3.92
10.0	2.92	3.17	3.56	4.04
12.0	2.97	3.24	3.68	4.22
14.0	0.00	3.28	3.75	4.34

DIAMETRO (cm)	PROFUNDIDAD CALCULADA (mts)	PROFUNDIDAD RECOMENDABLE (m)
20	1.52	1.55
25	1.57	1.60
30	1.62	1.65
38	1.70	1.70
45	1.77	1.80
61	1.93	1.95
76	2.08	2.10
91	2.23	2.25
107	2.39	2.40
122	2.54	2.55
152	2.84	2.85
183	3.15	3.15
213	3.45	3.45
244	3.76	3.80

Plantillas o camas.

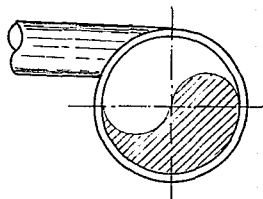
Con el fin de que las tuberías al instalarse en la zanja, se le ofrezca mantenerlas en una posición - estable y que tenga un asiento correcto en toda su longitud, se colocará una plantilla o cama en la cual será asentada la tubería y puede ser de las siguientes características:



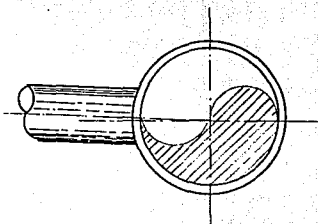
3.19 Conexiones

Conexiones.- Se tienen tres tipos de uniones entre tuberías, éstas son:

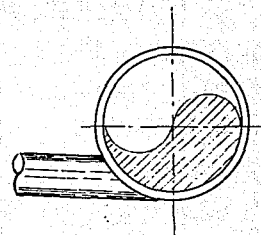
- 1.- clave con clave.
- 2.- eje con eje.
- 3.- plantilla con plantilla.



CLAVE CON CLAVE



EJE CON EJE



PLANTILLA CON PLANTILLA
(No recomendable)

La Conexión más correcta de la tubería de diferentes diámetros es clave con clave.

A continuación se muestra una tabla en la cual se implica las uniones permitidas entre diferentes diámetros de tuberías empleadas en un sistema de alcantarillado.

Las conexiones entre dos conductos con excepción de las descargas domiciliarios se harán empleando pozos de visita, como sigue: comunes si los diámetros por conectar varían entre 20 y 61 cm. Especiales, cuando los diámetros, estén comprendidos entre 76 y 122 cm.

Si los diámetros son mayores de 122 cm. la conexión se hará utilizando un pozo caja de visita.

En todos los casos anteriores, se indicarán en el plano las elevaciones de plantillas.

Diámetro	20	25	30	38	45	61	76	91	107	122	152	183	213	244
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C
122										P	PEC	PEC	EC	EC
152											P	PEC	PEC	EC
183												P	PEC	PEC
213													P	PEC
244														P

donde:

P = Plantilla con Plantilla

C = Clave con Clave

PEC = Plantilla-Eje-Clave

EC = Eje con Clave

3.20 Necesidad y Funcionamiento de las Estaciones de Bombeo.

En muchas comunidades, la topografía es tal que se requiere el bombeo de las aguas negras. Si las pendientes del terreno son menores que las necesarias para proporcionar una velocidad adecuada al conducto, este, progresivamente, será más profundo y puede necesitarse bombear las aguas negras hasta un nivel más alto para evitar excavaciones. Esta condición ocurre con bastante frecuencia cerca del punto de descarga, en el cuerpo del agua que recibe las aguas negras. El bombeo también se necesitará si las aguas negras deben conducirse sobre una parte alta.

Una estación de bombeo de aguas negras debe tener como mínimo dos bombas y alguna fuente de energía auxiliar para poder dar y mantener un servicio continuo en el caso de descomposturas de la bomba o falla en la fuente de energía. Los motores eléctricos son la fuente de energía más común, y, generalmente se usan motores de combustión interna como auxiliares. Si sólo se instalan dos bombas en una estación, cada una debe tener una capacidad igual al gasto máximo anticipado. Generalmente, hay una variación amplia entre el gasto mínimo y el máximo y con frecuencia, es ventajoso instalar tres o más bombas para permitir así una operación más eficiente. Es conveniente instalar las bombas en un cárcamo seco con sus tuberías de succión abajo del nivel mínimo de aguas negras en el cárcamo húmedo adyacente, con el objeto de eliminar la necesidad de hacer el cebado de las bombas. La operación de las bombas puede controlarse automáticamente con un flotador instalado en el cárcamo húmedo.

Las plantas de bombeo se pueden definir como el conjunto de las instalaciones que se requieren para conducir el agua de un punto a otro, esto es, desde el suministro a la planta, hasta la entrega del agua bombeada.

Tomando en cuenta las diferentes partes que constituyen una planta de bombeo, se puede efectuar una relación de los conceptos más importantes que deben considerarse para un diseño en general, agrupándolos dentro de la rama de la ingeniería de que se trata y así se tienen:

PLANTAS DE BOMBEO

OBRAS DE INGENIERIA
CIVIL

- . Captación
- . alimentación
- . succión o cárcamo
- . conducción
- . descarga
- . casa habitación del personal
- . patio de maniobras
- . caseta de controles
- . oficinas y administración
- . caminos de acceso
- . protección de las instalaciones

OBRAS DE INGENIERIA
ELECTRICA

- . Línea de transmisión
- . Subestación
- . equipo de medición
- . equipo de control y protección
- . alimentación de baja tensión
- . alumbrado.

OBRAS DE INGENIERIA
MECANICA

- . equipo de bombeo
- . equipo hidromecánico de protección y control
- . accesorios y otros
- . medición del agua bombeada
- . equipo de servicio y mantenimiento.

En ocasiones y dependiendo del destino del agua, las plantas de bombeo se complementan con otro tipo de obras, y esto debe considerarse al hacer el planteamiento del diseño del sistema de bombeo. Así - por ejemplo, si se trata de suministrar agua a una planta potabilizadora o en el caso del tratamiento de aguas negras, serán necesarias las obras relativas a la Ingeniería Sanitaria.

3.21 Transiciones y cambios de dirección.

Cambios de dirección horizontal de los conductos.- Las deflexiones necesarias para los diferentes tramos de tubería deberán hacerse por medio de un pozo de visita. Si el diámetro es mayor de 61 cm. un pozo o pozo caja de visita puede emplearse para cambiar la dirección de la tubería hasta 45° si se requiere dar deflexiones más grandes, se emplearán tantos pozos o pozos caja como ángulos de 45° ó fracción sean necesarios.

Transiciones.- El cambio de una sección a otra en las conexiones y variaciones de dirección o pendiente en las tuberías, se hará por medio de una transición dentro de un pozo de visita o caja especial indicando en cada caso, en el plano del proyecto las elevaciones de sus plantillas tanto de llegada como de salida.

3.22 Elaboración de un proyecto para un sistema de alcatarillado sanitario.

El cálculo de la red tiene por objeto determinar los diámetros de las estructuras principales (subcolectores y colectores), para que el agua fluya con las velocidades recomendables, tanto con los caudales mínimos como con los máximos, en función de las pendientes de la tubería.

Para efectuar los cálculos, se debe tener previamente el trazo de distribución de la red con la nomenclatura de los pozos (siguiendo los lineamientos establecidos con anterioridad) con el objeto de hacer referencia a cualquier tramo comprendido entre ellos.

Por facilidad se registran en forma tabular tanto los datos como los resultados. La tabla de cálculo podrá ser la que mejor convenga, para el ejemplo que se presenta se utilizará la siguiente tabla. El cálculo hidráulico está basado en la utilización de la ecuación de Manning, cuya solución se presenta en el nomograma del mismo nombre. El manejo del abaco correspondiente se describirá en conforme al desarrollo de los cálculos.

Datos de Proyecto.

Población de proyecto _____ 30,000 hab.
Dotación _____ 200 lts/hab/día.
Aportación _____ 75 % de dotación = 150 lts/hab.día
Coef. previsión _____ 1.5

PRIMER PASO

En la columna de crucero se anota la ubicación de los pozos de acuerdo con la nomenclatura de las calles, ésto es para el subcolector, no así para las atarjeas ya que se conoce por especificación su diámetro. (ver la tabla de cálculo al final)

SEGUNDO PASO

En las tres columnas correspondientes a longitudes se colocan las longitudes que tributan* y las propias para cada tramo. Para obtener la longitud acumulada basta sumar las longitudes propias más las tributarias.

TERCER PASO

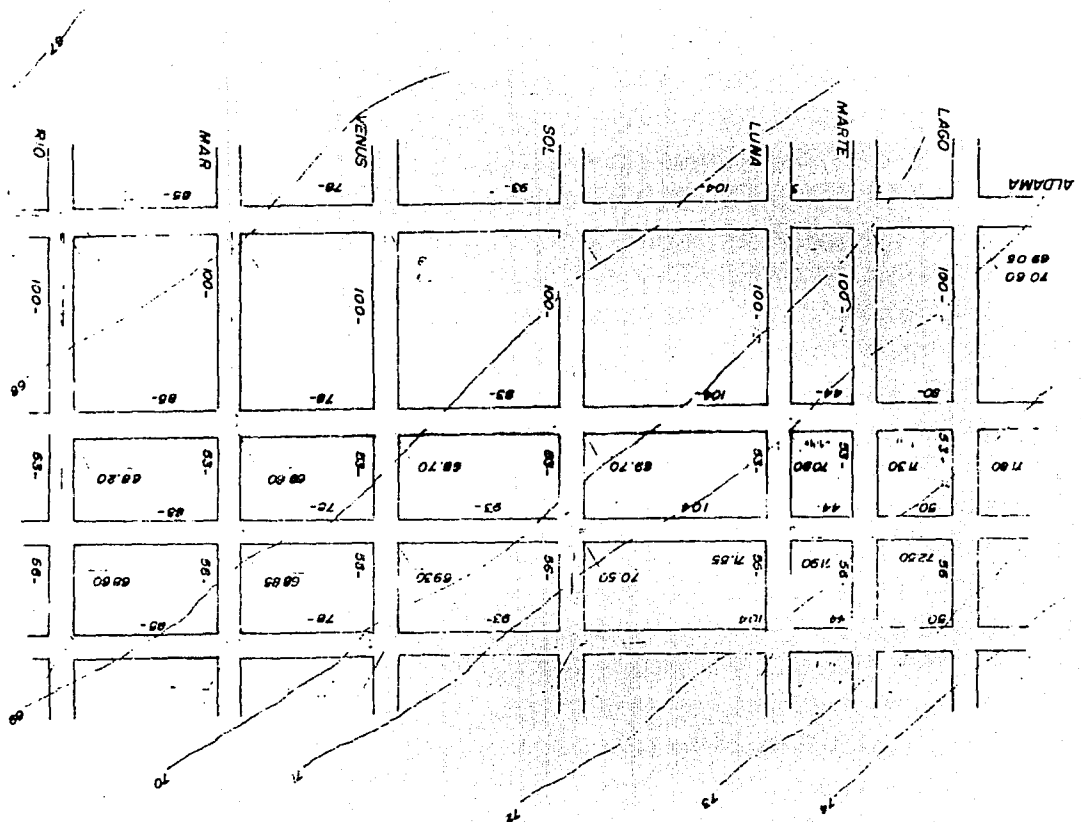
Se obtiene la densidad de servicio

$$\text{densidad} = \frac{\text{Población de Proyecto}}{\text{Longitud total de la red}} = \frac{30,000}{3279} = 9.149 \text{ hab/metro.}$$

Se multiplica la densidad por la longitud acumulada y así obtenemos la población servida para cada crucero.

$$259 \times 9.149 = 2369 \text{ hab. : Para el siguiente tramo } 662 \times 9.149 = 6057$$

* Longitud acumulada de los tramos de una misma atarjea que se obtiene sumando progresivamente.



C R U C E R O	L O N G I T U D E S			P O B L A C I O N
	PROP.	TRIB.	ACUM.	
ALDAMA - LAGO		209		
ALDAMA - MARTE	50	359 (+)	259	2369
ALDAMA - LUNA	44		662	6057

Así sucesivamente para cada uno de los cruceros.

CUARTO PASO

Las cuatro columnas siguientes que corresponden a los gastos se calculan de la siguiente manera:

a) Primero se obtiene el gasto medio.

$$Q_{med} = \frac{\text{Población Servida} \times \text{Aportación}}{86400}$$

$$Q_{med} = \text{Población Servida} \times \frac{(150 \text{ lts/hab/día})}{86400}$$

Para el primer crucero tenemos que:

$$Q_{med} = 2369 \times \frac{(150)}{86400} = \underline{\underline{4.1 \text{ lts/seg.}}}$$

b) En seguida se calcula el gasto mínimo empleado.

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med} \therefore Q_{min} = 0.5 (4.1) = 2.05 \text{ l/s} > 1.5 \text{ l/s (aportación WC)}$$

- c) Una vez calculados el gasto mínimo y medio se calcula el gasto máximo
 Determinamos primero el coeficiente de Harmón (M), de acuerdo con:

$$M = 1 + \frac{14}{\sqrt{4 + P}}$$

P = Población servida hasta el tramo considerado en miles.

Luego entonces

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{2.3690}} = 3.52$$

$$Q_{\text{máx}} = 3.52 \times Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{máx}} = 3.52 \times 4.1 = 14.50 \text{ l/s}$$

- d) Finalmente se calcula el gasto máximo previsto.

$$Q_{\text{max Prev}} = 1.5 \times Q_{\text{máx}}$$

$$Q_{\text{máx Prev}} = 1.5 \times 14.50 = 21.75 \text{ l/s}$$

Tabulando los resultado se tiene:

C R U C E R O	L O N G I T U D E S (m)			POBL. (HAB)	G A S T O S (lts/seg)			
	PROPIA	TRIB.	ACUM.		mínimo	medio	máximo	max. previsto
ALDAMA - LAGO	50	209	259	2369	2.00	4.10	14.5	21.75
ALDAMA - MARTE	44	359	662					
ALDAMA - LUNA								

QUINTO PASO

Una vez calculado los gastos, en seguida se obtienen las pendientes y el diámetro.

La pendiente de la plantilla del conducto, deberá seguir hasta lo posible la pendiente del terreno. Es decir, deberán ir casi paralelas con el fin de evitar excavaciones profundas.

Siguiendo el criterio, se observan en el plano la pendiente del terreno disponible empleando la siguiente relación:

$$S = \frac{\text{Desnivel}}{\text{Longitud}}$$

Deberá contarse de antemano con las elevaciones de terreno al centro de cada pozo localizados en la red, más adelante, en el cuadro de Simbología, se indica la forma en que deben ser representados.

Entrando al cálculo se tiene por el tramo considerando entre las calles Lago y Marte

$$S = \frac{70.60 - 69.95}{50} = \frac{0.65}{50} = 0.013$$

Conocida la pendiente y el gasto máximo previsto, se puede conocer el diámetro necesario para el tramo considerado. Para ello se hace uso del Nomograma de Manning intersectando las columnas correspondiente a la pendiente y el gasto a tubo lleno.

Datos

Incógnita

$$S = 0.013 = 13 \text{ milésimas}$$

$$Q_{\text{máx}} \text{ prev} = 21.7 \text{ l/s}$$

$$\emptyset = ? = 20 \text{ cm.}$$

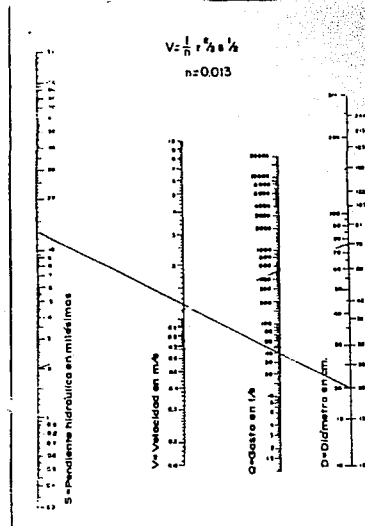
Prolongando la línea hasta la columna de diámetros, la intersección pasa entre los diámetros 15 y 20 cm. Los que se recomienda es tomar el diámetro inmediato superior y que sea comercial, en éste caso el diámetro obtenido es el de 20 cm.

CRUCERO	LONGITUDES			POBL. (HAB)	GASTOS (l/s)				Pend. milésimas	Diám. cm.
	PROP.	TRIBUT.	ACUMUL.		mín.	med.	máx.	máx. prev.		
ALDAMA - LAGO	50	209	259	2369	20	4.1	14.5	21.7	13	20
ALDAMA - MARTE										

SEXTO PASO

Como siguiente paso se obtienen las condiciones a tubo lleno.

Uniendo el valor correspondiente a la pendiente (13 milésimas) con el diámetro encontrado (20 cm)



Se leen los valores que se intesectan en las columnas de velocidad y gasto a tubo lleno y se anotan en su columna y renglón correspondiente.

TUBO LLENO	
GASTO	VEL.
(l/s)	(L/s)
38	1.20

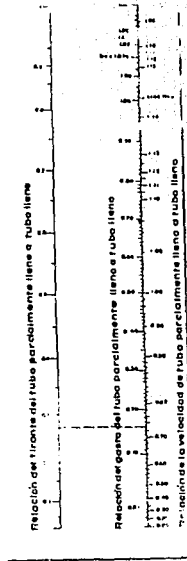
SEPTIMO PASO

Se verifica el funcionamiento hidráulico del conducto encontrando la velocidad real mínima y máxima con la que ha de circular el flujo.

a) Se calcula la relación de gasto mínimo y gasto a tubo lleno, como:

$$\frac{Q_{\min}}{Q_{t \text{ lleno}}} = \frac{2.0}{38} = 0.053$$

Con auxilio del nomograma de Manning, y entrando con la relación de gastos, se aumenta una -- relación de velocidades:



$$\frac{\text{Velocidad tubo parcialmente lleno} = 0.54 = V_{p11}}{\text{Velocidad a tubo lleno} = V_{t11}}$$

despejamos la Velocidad a tubo parcialmente lleno.

$$V_{p11} = 0.53 \quad V_{t11} = 0.54 \times 1.20 = 0.65 \text{ m/s.}$$

Comparando con la Velocidad mínima permitida

$$0.60 \text{ m/s} < 0.65 \text{ m/s} \text{ correcto.}$$

Para conocer la Velocidad máxima real, se hace la relación de gastos pero ahora será el gasto -- máximo previsto con el gasto a tubo lleno.

$$\frac{Q_{\max \text{ prev}}}{Q_{t \text{ lleno}}} = \frac{21.70}{38.00} = 0.57$$

Entrando con este valor a la columna de relación de gastos se lee la relación correspondiente al de velocidades.

$$\frac{V_{\text{tubo p. lleno}}}{V_{\text{tubo lleno}}} = 1.030 = \frac{V_{t P 11}}{V_{t 11}}$$

despejamos la velocidad a tubo parcialmente lleno ($V_{t p 11}$)

$$V_{t p 11} = 1.030 \times V_{\text{tubo lleno}}$$

$$V_{r p 11} = 1.030 \times 1.2 \text{ m/s} = 1.236 \text{ m/s} \quad \text{es menor que } 3 \text{ m/s por lo tanto es correcto}$$

Una vez encontradas las velocidades se colocan sus valores en el renglón y columna correspondiente.

V. REAL m/s	
A GASTO	
MINIMO	MAXIMO
0.65	1.24

Finalmente la tabla para ese tramo queda:

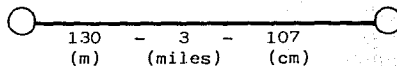
TUBO LLENO V. REAL m/s

C R U C E R O	LONGITUDES (m)			POB. (HAB)	G A S T O S (Lt/s)				PEND. (milés)	DIAMET. (cm)	GASTO (lts/s)	VEL (m/s)	A GASTO	
	PROP	TRIB	ACUM.		MIN	MEDIO	MAX.	MAX PREV.					MINIMO	MAXIMO
ALDAMA - LAGO	50	209	259	2369	2.00	4.1	14.50	21.7	13	20	38	1.20	0.65	1.24
ALDAMA - MARTE														

Para el cálculo de los tramos siguientes se lleva el mismo mecanismo hasta finalizar con la línea del colector.

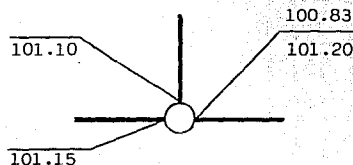
3.23 Simbología y Anotaciones.

En todos los planos se emplean signos convencionales que identifican el tipo de estructura, así como sus anotaciones siguientes: Bajo la línea que marque la tubería, entre pozo y pozo se indicará, su distancia en metros, su pendiente en milésimos y el diámetro de la tubería en centímetros, en el orden descrito, y, separado cada número por una raya. ejemplo.



En los pozos o cajas, se indicarán las cotas de terreno y plantilla de tubo o tubos en forma de quebrado, ocupando en el denominador la cota de plantilla y en el numerador la cota de terreno.

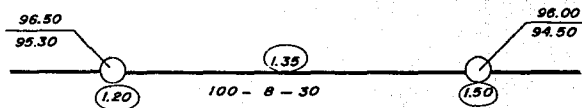
Ejemplo.



3.24 Cuantificación de Obra.

Se elaborará la cuantificación de las obras, tanto de excavación como de pozos, longitud de tubería dependiendo de su diámetro.

Para pozos se hacen las siguientes consideraciones: se toma la profundidad media entre dos pozos de visita: ejemplo.



Se hace uso de la tabla (3.3) y se considera el tipo de material de excavaciones clasificandose de la siguiente forma:

Excavación de material clase I.- Es la excavación en materiales blandos, removibles con pala de mano o biello, tales como tepetate blando, ancilla suave, arena, materiales arcillo-arenoso, así como la excavación en grava suelta, etc. cuyos granos o piedras tengan un peso individual hasta de dos kilogramos.

Excavación de material clase II.- Es la excavación en materiales semiduros, como tepetate semiduro, arcilla dura, areniscas blandas, conglomerados, etc. que puedan disgregarse con herramientas de mano, como pico, talacha, barreta, etc.

Excavación en material clase III.- Es la excavación en materiales duros tales como tepetates duro, coglomerados, lucitas duras, calizas, etc. disgregaciones sea indispensable el empleo de explosivos de quebradora o herramientas mecánicas.

En los tramos en que en las secciones rectas, el material clase III se encuentre mezclado o alterado con capas con material clase II o clase I, el conjunto se clasificará como material clase III, cuando este sea por lo menos el setenta y cinco por ciento (75%) de la sección. Si el porcentaje del material clase III fuera inferior al 75 % referido, los materiales encontrados se clasificarán separadamente.

Para facilidad en la cuantificación, estas cantidades se tabulan en formatos como los que se muestran a continuación.

A manera de ejemplo y para reafirmar lo expuesto anteriormente se cuantificará la obra, tomando como referencia el ejemplo de la red de aguas negras.

PROFUNDIDAD PARA POZOS DE VISITA

	Hasta	1.12 m	se considera a	1.00 m	de profundidad
De	1.13 a	1.37 m	se considera a	1.25 m	de profundidad
De	1.38 a	1.67 m	se considera a	1.50 m	de profundidad
De	1.68 a	1.87 m	se considera a	1.75 m	de profundidad
De	1.85 a	2.12 m	se considera a	2.00 m	de profundidad
De	2.13 a	2.37 m	se considera a	2.25 m	de profundidad
De	2.38 a	2.67 m	se considera a	2.50 m	de profundidad
De	2.68 a	2.87 m	se considera a	2.75 m	de profundidad
De	2.88 a	3.12 m	se considera a	3.00 m	de profundidad
De	3.13 a	3.37 m	se considera a	3.25 m	de profundidad
De	3.38 a	3.67 m	se considera a	3.50 m	de profundidad
De	3.68 a	3.87 m	se considera a	3.75 m	de profundidad
De	3.88 a	4.12 m	se considera a	4.00 m	de profundidad
De	4.13 a	4.37 m	se considera a	4.25 m	de profundidad
De	4.38 a	4.67 m	se considera a	4.50 m	de profundidad
De	4.68 a	4.87 m	se considera a	4.75 m	de profundidad
De	4.88 a	5.12 m	se considera a	5.00 m	de profundidad
De	5.13 a	5.37 m	se considera a	5.25 m	de profundidad
De	5.38 a	5.67 m	se considera a	5.50 m	de profundidad
De	5.68 a	5.87 m	se considera a	5.75 m	de profundidad
De	5.88 a	6.12 m	se considera a	6.00 m	de profundidad

De	6.13 a 6.37 m	se considera a	6.25 m	de profundidad
De	6.38 a 6.67 m	se considera a	6.50 m	de profundidad
De	6.68 a 6.87 m	se considera a	6.75 m	de profundidad
De	6.88 a 7.12 m	se considera a	7.00 m	de profundidad
De	7.13 a 7.37 m	se considera a	7.25 m	de profundidad
De	7.38 a 7.67 m	se considera a	7.50 m	de profundidad
De	7.68 a 7.87 m	se considera a	7.75 m	de profundidad
De	7.88 a 8.12 m	se considera a	8.00 m	de profundidad
De	8.13 a 8.37 m	se considera a	8.25 m	de profundidad
De	8.38 a 8.67 m	se considera a	8.50 m	de profundidad
De	8.68 a 8.87 m	se considera a	8.75 m	de profundidad
De	8.88 a 9.12 m	se considera a	9.00 m	de profundidad
De	9.13 a 9.37 m	se considera a	9.25 m	de profundidad
De	9.38 a 9.67 m	se considera a	9.50 m	de profundidad
De	9.68 a 9.87 m	se considera a	9.75 m	de profundidad
De	9.88 a 10.12 m	se considera a	10.00 m	de profundidad

**PROFUNDIDADES EN LAS
EXCAVACIONES EN ZANJA PARA INSTALACION DE TUBERIAS**

TABLA 3.3

	Hasta	1.25 m	se considera a	1.00 m	de profundidad
De	1.26 a	1.75 m	se considera a	1.50 m	de profundidad
De	1.76 a	2.25 m	se considera a	2.00 m	de profundidad
De	2.26 a	2.75 m	se considera a	2.50 m	de profundidad
De	2.76 a	3.25 m	se considera a	3.00 m	de profundidad
De	3.26 a	3.75 m	se considera a	3.50 m	de profundidad
De	3.76 a	4.25 m	se considera a	4.00 m	de profundidad
De	4.26 a	4.75 m	se considera a	4.50 m	de profundidad
De	4.76 a	5.25 m	se considera a	5.00 m	de profundidad
De	5.26 a	5.75 m	se considera a	5.50 m	de profundidad
De	5.76 a	6.25 m	se considera a	6.00 m	de profundidad
De	6.26 a	6.75 m	se considera a	6.50 m	de profundidad
De	6.76 a	7.25 m	se considera a	7.00 m	de profundidad
De	7.26 a	7.75 m	se considera a	7.50 m	de profundidad
De	7.76 a	8.25 m	se considera a	8.00 m	de profundidad
De	8.26 a	8.75 m	se considera a	8.50 m	de profundidad
De	8.76 a	9.25 m	se considera a	9.00 m	de profundidad
De	9.26 a	9.75 m	se considera a	9.50 m	de profundidad
De	9.76 a	10.25 m	se considera a	10.00 m	de profundidad

EN LA CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ALFANTARILLADO

TABLA PARA LA ESTACION DE VOLUNTAS DE TERNACEROS

DIAM. (cm)	PROF. (cm)	LONGITUD (m)	COEF VOL / M	VOLUMEN DE EXCAVACION (m ³)
2.00	0.91	1.20	0.341	0.74
2.50	1.20	0.94	0.341	0.84
3.00	1.50	0.94	0.94	1.21
3.50	1.80	1.21	1.21	1.50
4.00	2.10	1.50	1.50	1.80
TOTAL				7.09

1.50	1.50	1.20	0.341	0.74
2.00	1.20	0.94	0.341	0.84
2.50	1.50	0.94	0.94	1.21
3.00	1.80	1.21	1.21	1.50
3.50	2.10	1.50	1.50	1.80
4.00	2.40	1.80	1.80	2.16
TOTAL				9.05

1.50	1.50	1.20	0.341	0.74
2.00	1.20	0.94	0.341	0.84
2.50	1.50	0.94	0.94	1.21
3.00	1.80	1.21	1.21	1.50
3.50	2.10	1.50	1.50	1.80
4.00	2.40	1.80	1.80	2.16
TOTAL				9.05

1.50	1.50	1.20	0.341	0.74
2.00	1.20	0.94	0.341	0.84
2.50	1.50	0.94	0.94	1.21
3.00	1.80	1.21	1.21	1.50
3.50	2.10	1.50	1.50	1.80
4.00	2.40	1.80	1.80	2.16
TOTAL				9.05

1.50	1.50	1.20	0.341	0.74
2.00	1.20	0.94	0.341	0.84
2.50	1.50	0.94	0.94	1.21
3.00	1.80	1.21	1.21	1.50
3.50	2.10	1.50	1.50	1.80
4.00	2.40	1.80	1.80	2.16
TOTAL				9.05

RESUMEN		EXCAVACION DE A		EXCAVACION DE B		EXCAVACION DE C	
EXCAVACION DE A	0.00 a 2.00 m.	1.50	1.274	1.50	1.274	1.50	1.274
EXCAVACION DE B	2.00 a 4.00 m.	2.00	1.674	2.00	1.674	2.00	1.674
EXCAVACION DE C	4.00 a 6.00 m.	2.50	2.074	2.50	2.074	2.50	2.074
EXCAVACION DE A	6.00 a 8.00 m.	3.00	2.474	3.00	2.474	3.00	2.474
TOTAL		9.00	7.500	9.00	7.500	9.00	7.500

PLANTILLA
 REEL APISONADO
 VOL. TUBO
 REEL VOLTEO
 ACEROS
 MATERIAL BANCO

TABLA PARA LA ESTIMACION DE VOLUMENES DE TERRACERIAS EN LA CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ALcantarillado

DIAM (cm)	PROF (m)	CCE (m)	VOL 7/4 (m ³)	VOL 7/8 (m ³)	VOLUMENES DE EXCAVACION (m ³)
100	2.00	4.00	6.00	8.00	0 - 2
150	2.50	5.00	7.50	10.00	2 - 4
200	3.00	6.00	9.00	12.00	4 - 6
250	3.50	7.00	10.50	14.00	6 - 8

PLANTILLA	RELL. AF	VOL. TUBO	TOTAL
0.112	10.476	43.771	14.475
0.196	0.476	0.476	0.152
2.00	1.896	1.896	1.446
2.50	1.800	1.800	1.396
3.00	1.800	1.800	1.346
3.50	1.800	1.800	1.296
4.00	1.800	1.800	1.246
4.50	1.800	1.800	1.196
5.00	1.800	1.800	1.146
TOTAL	134.48	180.00	144.8

PLANTILLA	RELL. AF	VOL. TUBO	TOTAL
0.148	0.556	0.556	0.216
2.00	2.120	2.120	1.620
2.50	2.000	2.000	1.520
3.00	2.000	2.000	1.470
3.50	2.000	2.000	1.420
4.00	2.000	2.000	1.370
4.50	2.000	2.000	1.320
5.00	2.000	2.000	1.270
TOTAL	134.48	180.00	144.8

PLANTILLA	RELL. AF	VOL. TUBO	TOTAL
0.127	0.736	0.736	0.286
2.00	2.529	2.529	1.929
2.50	2.400	2.400	1.829
3.00	2.400	2.400	1.779
3.50	2.400	2.400	1.729
4.00	2.400	2.400	1.679
4.50	2.400	2.400	1.629
5.00	2.400	2.400	1.579
TOTAL	134.48	180.00	144.8

PLANTILLA	RELL. AF	VOL. TUBO	TOTAL
0.175	0.971	0.971	0.351
2.00	2.978	2.978	2.278
2.50	2.800	2.800	2.178
3.00	2.800	2.800	2.128
3.50	2.800	2.800	2.078
4.00	2.800	2.800	2.028
4.50	2.800	2.800	1.978
5.00	2.800	2.800	1.928
TOTAL	134.48	180.00	144.8

RESUMEN	EXCAVACION DE	EXCAVACION DE	EXCAVACION DE	EXCAVACION DE	MATERIAL BANCO
A	367.31 m ³	A	6.00 x 8.00 m	A	ACERADO
B	4.00 x 6.00 m	B	6.00 x 8.00 m	B	RELL. VOLTEO 179.15
C	4.00 x 6.00 m	C	6.00 x 8.00 m	C	RELL. TUBO 29.597
A	25.638	A	112.93	A	RELL. APISONADO
B	112.93	B	112.93	B	RELL. VOLTEO
C	112.93	C	112.93	C	RELL. VOLTEO

TABLA PARA LA ESTIMACION DE VOLUMENES DE TERRAPLENOS EN LA CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ALcantarillado

DIAM. PROF. LONGITUD	COEF. VOL./M.	VOLUMENES DE EXCAVACION (m ³)
(cm.) (cm.) (m.)		
2.00 4.00 6.00 8.00	0 - 2	2 - 4
		4 - 6
		6 - 8

TOTAL	PLANTILLA	RELL. APIS	VOL. TUBO
2.00	3.738		
2.50	3.500	1.113	
3.00	3.500	1.968	
3.50	3.500	2.853	
4.00	3.500	3.728	
4.50	3.500	4.603	
5.00	3.500	5.500	0.975

TOTAL	PLANTILLA	RELL. APIS	VOL. TUBO
2.50	3.900	1.271	
3.00	3.900	2.246	
3.50	3.900	3.221	
4.00	3.900	4.196	
4.50	3.900	5.171	
5.00	3.900	5.900	1.523

TOTAL	PLANTILLA	RELL. APIS	VOL. TUBO
2.50	4.200	1.438	
3.00	4.300	2.513	
3.50	4.300	3.588	
4.00	4.300	4.663	
4.50	4.300	5.738	
5.00	4.300	6.200	1.707

TOTAL	PLANTILLA	RELL. APIS	VOL. TUBO
2.50	5.000	1.730	
3.00	5.000	2.983	
3.50	5.000	4.230	
4.00	5.000	5.480	
4.50	5.000	6.730	
5.00	5.000	7.980	2.284

RESUMEN	EXCAVACION DE A	EXCAVACION DE B	EXCAVACION DE C	EXCAVACION DE A	EXCAVACION DE B	EXCAVACION DE C	PLANTILLA	RELL. APISONADO	VOL. TUBO	RELL. APIS	VOL. TUBO	MATERIAL BANCO
	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	2.00 a 2.00 m.	4.00 a 6.00 m.	6.00 a 8.00 m.	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³

C A T A L O G O D E C O N C E P T O S

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Excavación c/maquina en cepas en material tipo " A " seco de 0.00 a - 2.00 m de profundidad.	m ³	367.31		
Cama de arena para apoyar tuberías compactada con apisonadora de placa vibratoria.	m ³	25.64		
Tendido de tubo de con- creto simple de 20 cm. de diámetro junteado con mor- tero cemento-arena de 1:4 incluye acarreo y manio- bras locales.	m	52.00		
Tendido de tubo de con- creto simple de 25 cm. de diámetro junteado con mor- tero cemento-arena de 1:4 incluye acarreo y manio- bras locales.	m	49.00		
Tendido de tubo de con- creto simple de 30 cm de diámetro junteado con mor- tero cemento-arena de 1:4 incluye acarreo y manio- bras locales.	m	133.00		

C A T A L O G O D E C O N C E P T O S

C O N C E P T O	U N I D A D	C A N T I D A D	P. u.	I M P O R T E
Tendido de tubo de concreto simple de 38cm. de diámetro juntado con mortero cemento-arena de 1:4 incluye acarreo y manobras locales.	m	135.00		
Relleno compactado con pisón de mano c/ material producto de la excavación en capas de 20 cm de espesor.	m ³	113.00		
Relleno a volteo con material producto de la excavación.	m	200.00		
Pozo de visita tipo común c/brocal y tapa de concreto 1.50 m de profundidad incluye mampostería, muros de tabique de 28 cm de espesor, aplanado pulido interior y escalones.	pza	3		
Pozo de visita tipo común c/brocal y tapa de concreto 1.75 m de profundidad incluye mampostería muros de tabique de 28 cm. de espesor, aplanado pulido interior y escalones.	pza	4		165



CAPITULO IV

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES

IV. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES.

Para comprender y proyectar satisfactoriamente los sistemas de alcantarillado pluvial, es necesario - hacer mención de la importancia que tiene la hidrología, en este tipo de estudios; considerando lo anterior, se le puede asignar a la hidrología la definición, dada por el Dr. V.T. Chow; "Hidrología es la Ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas, y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

4.1 Ciclo Hidrológico.

Se considera al ciclo hidrológico, como el concepto fundamental de la hidrología (Fig. 4.0.). "Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio, ni fin y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que escurre sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar. El vapor del agua, que así se forma, eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse, ser interceptada por las plantas o las construcciones, fluir por la superficie hasta las corrientes o bien infiltrarse. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada una parte es absorbida por las plantas para ser después transpirada, casi en su totalidad nuevamente, hacia la atmósfera y otra parte fluye hacia la superficie de la tierra, hacia las corrientes, hacia el mar o los cuerpos de agua o bien hacia zonas profundas del suelo (percolación), para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar nuevamente en manantiales, ríos o el mar".

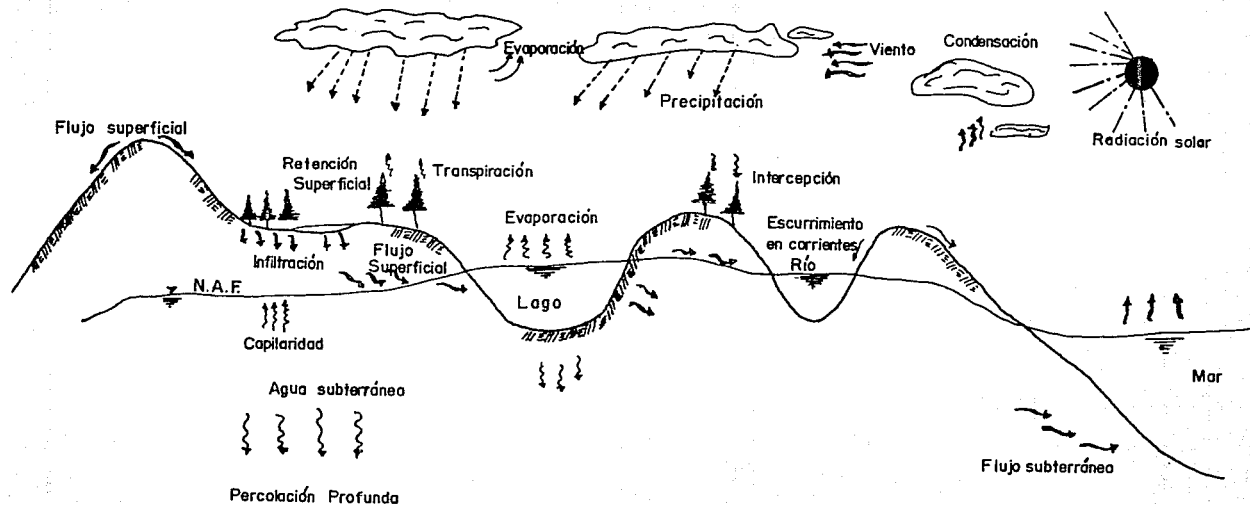


FIG. 4.0

CICLO HIDROLÓGICO

4.2 Precipitación

La precipitación como parte del ciclo hidrológico, se define como el agua que proviene de la atmósfera en forma de lluvia, granizo o nieve. Así mismo, para que se produzca la precipitación, es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe, hasta que el aire se sature con el vapor de agua originándose la condensación del vapor atmosférico.

Formas de precipitación conocidas.

Un hidrometeoro es un producto formado por la condensación del vapor de agua atmosférico en el aire o en la superficie de la tierra, por el cual se distinguen los siguientes tipos de hidrometeoros que dan lugar a la precipitación.

a).- Llovizna.- Pequeñas gotas de agua, de diámetro comprendido entre 0.1 y 0.5 mm. con velocidad de caída muy baja; cae de estratos bajos con intensidad máxima 1 mm/hr.

b).- Lluvia.- Son gotas de agua líquida, con diámetro mayor de 0.5 mm se presenta en tres casos según sus intensidades.

1.- ligera.- de intensidad hasta 2.5 mm/hr.

2.- Moderada.- Desde 2.5 mm/hr a 7.6 mm/hr.

3.- Fuerte.- Mayores de 7.6 mm/hr.

c).- Escarcha.- Es una capa de hielo, que se forma en superficies expuestas al congelamiento de agua superenfriada que se ha depositado en forma de lluvia o llovizna.

d).- Nieve.- Su composición es de cristales de hielo blanco o traslúcidos algunas veces llega a conglomerarse y así forma los copos de nieve.

e).- Granizo.- Es precipitación en forma de bolas o cuerpos, irregulares de hielo; se produce por nubes convectivas en su mayoría de tipo comulonimbos, su diámetro varía entre 5 y 125 mm.

f).- Bolas de hielo.- Compuestas de hielo transparente o traslucido, de formas irregulares de diámetro menor de 5 mm. Las bolitas de hielo rebotan cuando golpean en superficies duras produciendo gran ruido, estas pueden ser de dos formas:

- 1.- Cellisca o granos de hielo. Son grandes sólidos, en forma de globos formados por el congelamiento de gotas de agua.
- 2.- Granizo Pequeño.- Compuestos por partículas traslucidas de pequeñas partículas de nieve envueltas en una capa muy delgada de hielo formada esta capa por absorción de las gotas de agua líquida sobre las bolitas de nieve o por fusión y congelamiento de las mismas.

Según la forma que se levanta la columna de aire que la origina la precipitación puede ser: convectiva, ciclónica y orográfica.

Lluvia convectiva.- Este tipo de precipitación resulta del movimiento ascendente del aire más caliente del medio que lo rodea. El contraste de temperaturas que motiva la corriente convectiva puede tener orígenes diversos como: el calentamiento de la capa de aire en contacto con la superficie de la tierra como en las zonas húmedas y calientes; el enfriamiento por alguna causa en las capas de la atmósfera; el levantamiento mecánico sobre un frente de aire frío o una barrera de montañas.

Lluvia Orográfica o de relieve.- Las precipitaciones ocasionadas por la elevación sobre las montañas del aire caliente situada a niveles inferiores, se designa como el tipo orográfico.

Las barreras orográficas en ocasiones proporcionan la fuerza ascensional necesaria para desatar la precipitación ciclónica o la del tipo convectivo. Esta es la causa por la cual es mayor la precipitación en los vertientes a favor del viento y lo inverso ocurre en las vertientes contrarias.

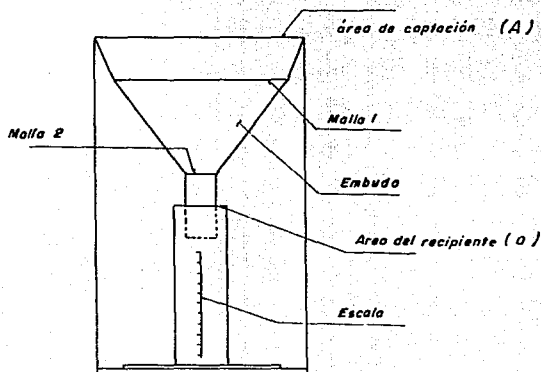
Lluvia Ciclónica.- En las zonas tropicales se generan los ciclones que son grandes masas de aire y por lo regular muy cargadas de vapor de agua y animadas de dos movimientos, uno de vórtice y otro de traslación.

4.3 Medición de la Precipitación.

Para poder determinar la forma en que se comporta la precipitación, es necesario conocer sus características por medio de mediciones. La precipitación se mide en altura de lámina de agua y se expresa comunmente en milímetros. Los instrumentos que más se utilizan para su medición son el pluviómetro y el pluviógrafo, los cuales se encuentran expuestos a la intemperie.

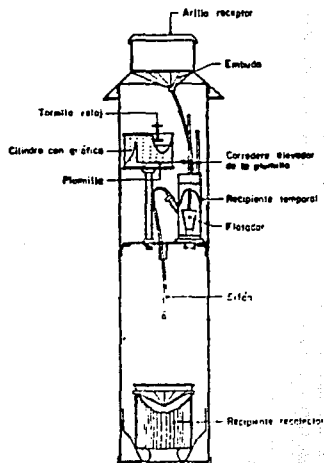
Pluviómetro.

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm. de diámetro con una altura de 60 cm. La tapa del cilindro la constituye un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la tapa (área de captación). Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para poder medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con el cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 hrs.



Pluviógrafo:

Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son los de forma cilíndrica y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador, montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior, automáticamente regresa al borde



Utilizando el pluviógrafo, se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó ésta.

4.4 Precipitación Media.- Como las mediciones de altura de lluvia que se obtienen con los aparatos descritos, corresponden a un sitio determinado y estas difieren de la que cae en los alrededores, es necesario por lo tanto conocer un valor medio de la precipitación en una zona determinada. Así para obtener dicho valor, se tienen los siguientes métodos:

Método Aritmético

Este método es el más sencillo y consiste en hacer la suma de la altura de precipitación total registrada en cada una de las estaciones, entre el número total de estas.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi}$$

donde

\bar{h}_p es la precipitación media, en mm
n es el número de estaciones
 h_{pi} es la precipitación registrada en la estación i, en mm.

Polígonos de Thiessen.

Este método consiste en asignar a cada estación una zona de influencia limitada por rectas que se bisectan a las líneas que unen las estaciones más próximas entre sí y que son normales a dichas líneas y limitadas por el parteaguas (FIG. 4.1). De este modo, se forman los llamados polígonos de Thiessen. La lluvia media se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada área de influencia correspondiente.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

donde

A_i es el área del polígono correspondiente a la estación i , en Km²

A_t es el área total de la cuenca, en Km²

Método de Isoyetas.

Se requiere un mapa con la localización de las estaciones. En cada una de ellas se anota el valor de la precipitación registrada y se trazan las curvas de igual precipitación, denominadas isoyetas. El trazo de las isoyetas es similar a las curvas de nivel topográficas, su ecuación representativa es:

$$hp = \frac{\sum_{i=1}^n (h_{pi} A_i)}{A}$$

donde

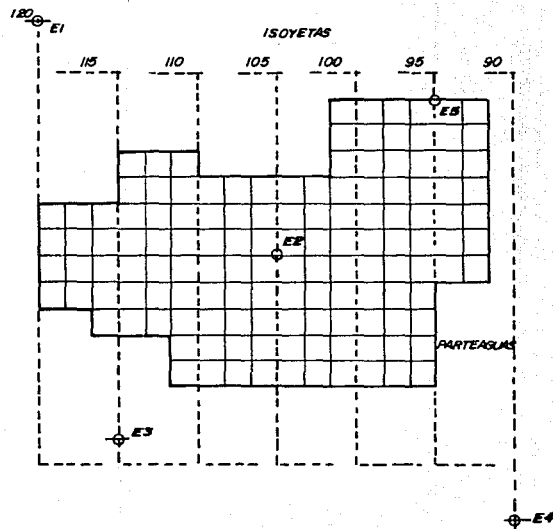
h_p , precipitación media de la zona, en mm.


A_i , área limitada entre dos isoyetas consecutivas y los extremos de la cuenca, en Km²

A , área total de la cuenca, en Km².

h_{pi} , precipitación promedio entre dos isoyetas, en mm.

En la cuenca mostrada en la figura siguiente y basándose en los datos presentados realizar los cálculos que se solicitan.



 AREA QUE REPRESENTA
1 KM²

Información de precipitación para una duración de 24 horas

(20 - Agosto - 1982)

Estación	hp (mm)
1 pluviografo	120
2 pluviografo	105
3 pluviometro	115
4 pluviografo	90
5 pluviometro	95

Se dispone de las siguientes alturas de precipitación (hp) en mm para las estaciones pluviograficas

ESTACION			
t (hrs)	1	2	4
0	-	-	-
4	20	31	15
8	38	44	36
12	56	63	48
16	68	78	64
20	92	92	81
24	120	105	90

a) .- Obtener el valor de la precipitación media para los datos indicados correspondiente a una duración de 24 horas.

- Aritmético
- Poligonos de Thiessen
- Isoyetas

Solución.- Se trazan los poligonos de Thiessen para determinar el área comprendida por cada estación.

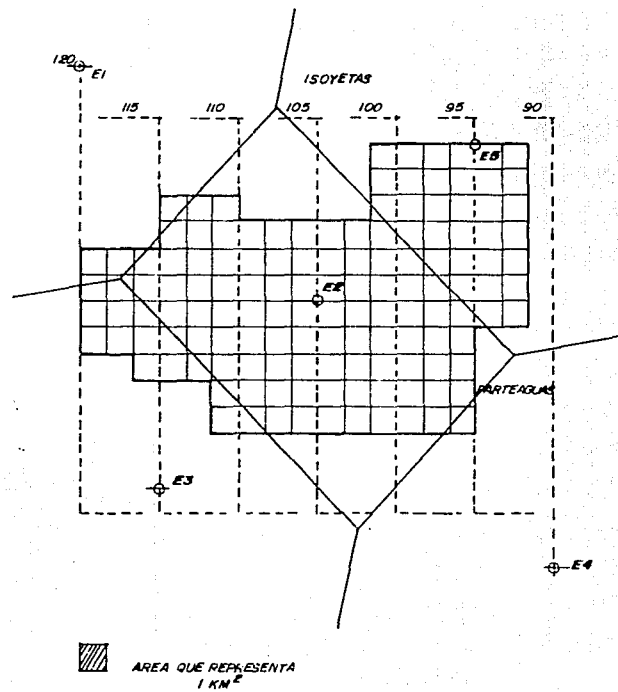


FIG. 4.1

Estación	Altura de precipitación, en mm.	Área polígono de Thiessen, en Km ²
----------	------------------------------------	--

En 24 hrs.

1	120	1.60
2	105	82.25
3	115	18.65
4	90	2.00
5	95	29.50

$\Sigma = 134.00$

a) Obtener la h_p aritmética.

$$\begin{aligned}
 h_p &= \frac{1}{5} (120 + 105 + 115 + 90 + 95) \\
 &= 105 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Por polígonos de Thiessen.

$$hp = \frac{(120 \times 1.60) + (105 \times 82.85) + (115 \times 18.65) + (90 \times 2.0) + (95 \times 29.50)}{134.00}$$

$$= 104.1 \text{ mm}$$

c) por el método de Isoyetas.

Isoyeta	Area Comprendida	Area Neta Km2	hp Promedio mm	vol. neto de lluvia mm x Km2	vol. acumu lado	hpm mm
1	2	3	4	3x4=5	6	6/2=7
120						
115	13	13	11.50	1527.50	1527.50	117.50
110	36	23	112.50	2587.50	4115.00	114.30
105	60	24	107.50	2580.00	6695.00	111.60
95	120	33	97.50	3217.50	12680.00	105.70
90	134	14	92.50	1295.00	13975.00	104.30

Así la precipitación media por el método de isoyetas es de 104.30 mm, que resulta de la relación del volumen de lluvia total y el área total de la cuenca.

4.5 Aplicación de los datos pluviográficos.

Para el análisis de la precipitación, la información se presenta de una manera auxiliar y variante según la dependencia que la elabore y dependiendo fundamentalmente del uso que se le va a dar. El análisis de dicha información puede hacerse manualmente a través del uso de la computadora. El análisis de los registros obtenidos, permiten proporcionar información objetiva de las principales características de las lluvias que se presentaron.

La gráfica que se registra en un pluviógrafo se llama pluviograma. En los pluviógrafos de tipo de flotador y de pesada, el registro es una línea continua como se muestra en la figura 4.2

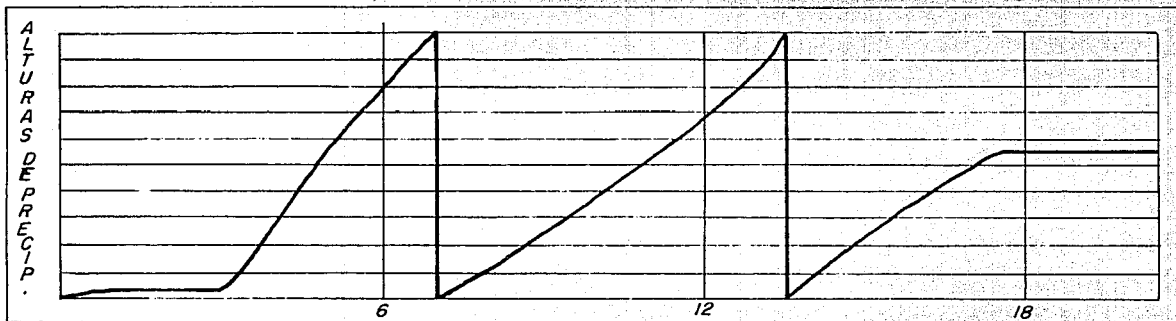


FIG. 4.2

De la precipitación generada, uno de los aspectos que más interesan, entre otras, es la intensidad, - es decir, la relación que existe entre la altura de lámina de lluvia y el tiempo que ésta se ha generado. En general, estas se registran en tablas (ver tabla 4.1) por períodos de duración de:

5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, 120 minutos.

TABLA 4.1

DATOS DE ALTURA DE PRECIPITACION MAXIMA REGISTRADOS
EN LA ESTACION " STA. CATARINA, TAMPS", EN mm.

Fecha			Duración, en min						
Año	Mes	Día	5	10	20	45	80	120	
1938	Feb	20	10.0	—	—	—	—	—	
	Jul	29	<u>10.0</u>	19.0	29.0	47.5	55.2	56.0	
1939	Abr	12	11.0	18.3	26.7	30.4	32.1	32.2	
1940	Jun	24	—	10.7	14.4	—	—	—	
	Ago	9	8.0	—	—	28.2	29.2	29.2	
1941	May	5	6.6	8.7	10.5	10.5	10.5	—	
	Jun	9	—	—	—	—	—	—	
1942	Jul	4	—	16.0	25.9	55.5	66.8	67.8	
	Jul	5	12.4	—	—	—	—	—	
1943	Sep	6	10.5	12.7	16.1	17.3	19.5	25.2	
1944	Oct	7	7.7	10.6	16.2	26.0	32.3	46.0	
1945	Ago	30	7.2	10.3	14.2	20.0	32.0	44.6	
1946	Ago	30	8.5	9.7	15.0	15.8	15.9	15.0	
1947	Jul	30	—	10.0	17.1	23.5	—	—	
	Ago	4	—	—	—	—	28.7	35.8	
	Ago	25	10.0	<u>10.0</u>	—	—	—	—	
1948	Jul	7	6.4	9.6	11.7	18.5	—	—	
	Sep	9	—	—	—	—	22.3	26.2	
1949	Sep	19	8.2	9.5	18.0	23.0	34.0	38.6	
1950	Mar	3	—	—	—	—	8.7	9.4	
	Jul	13	—	—	6.1	6.3	—	—	
	Ago	18	4.8	4.8	—	—	—	—	
1951	Jun	24	10.7	15.5	28.5	35.5	36.4	36.4	
1952	Abr	23	5.5	—	—	—	—	—	
	Jun	7	—	7.8	9.0	9.5	10.0	11.8	
1953	Jul	14	10.0	—	—	<u>30.0</u>	—	—	
	Oct	3	<u>10.0</u>	11.3	16.2	30.0	38.0	38.0	
1954	Oct	5	—	—	—	10.5	12.8	14.2	
	Oct	8	8.0	9.0	9.3	—	—	—	
1955	Jul	8	8.0	8.0	—	—	—	—	
	Nov	2	—	<u>8.0</u>	14.5	20.5	34.0	48.0	
1956	May	15	12.5	<u>15.5</u>	20.0	24.8	25.5	25.6	
1957	Sep	21	7.5	11.0	14.3	19.0	25.7	29.0	
1958	Sin datos								
	Jun	14	5.7	—	9.2	10.0	15.2	15.6	
1959	Ago	13	—	6.8	—	—	—	—	
	Ago	11	9.8	11.7	18.0	20.6	21.1	22.6	
1961	Jul	10	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.2	
1962	Sep	10	13.5	18.5	20.7	38.5	60.0	80.0	
1963	May	17	8.0	10.0	11.5	—	—	30.0	
	Jun	16	—	—	—	20.3	23.1	—	
1964	May	31	10.0	17.5	17.8	18.5	19.2	19.8	

Curva Masa

La curva masa es la representación de la lámina de precipitación acumulada a través del tiempo desde el inicio de la tormenta hasta su culminación; se obtiene directamente del registro pluviográfico.

De la curva masa se puede obtener el hietograma de diversas tormentas, expresado en altura de precipitación o intensidad de lluvia.

Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de lluvia (i) para ese instante, dado por la fórmula.

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \quad 4.1$$

donde:

i = Intensidad de lluvia, en mm/ Hr

Δp = Incremento de lluvia en el intervalo t , en mm

Δt = Incremento de tiempo, en hrs.

Para diferentes duraciones o intervalos de tiempo existirá un valor de intensidad máxima que se calcula de la siguiente manera:

- 1).- Se selecciona un intervalo de tiempo, (d_i)
- 2).- De los valores de la curva masa se calculan las diferencias de precipitación ($\Delta p_i - \Delta p_j$) correspondientes. A todas las parejas de puntos $i - j$ separados entre sí un tiempo (d_i).
- 3).- Se selecciona la diferencia máxima ($\Delta p_i - \Delta p_j$) y se divide entre intervalos de tiempo a fin de encontrar la intensidad máxima correspondiente a dicho intervalo.
- 4).- Se repite el proceso para otras duraciones de interés.

TABLA 4.2

REGISTRO DEL PLUVIOGRAFO			RELACION	TIEMPO	INTENSIDAD	
TIEMPO DESDE INICIO DE LA LLUVIA.	ALTURA DE LLUVIA ACUMULADA	INTERVALO DE TIEMPO At	ALTURA DE LLUVIA DURANTE EL INTERVALO	DURACION DE LA LLUVIA	LLUVIA TOTAL MAXIMA	INTENSIDAD (MEDIA ARITMETICA)
(min)	(mm)	(min)	(mm)	(min)	(mm)	mm/hora
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
5	7.0	5	7.9	5	13.8	2.76
10	15.8	5	7.9	10	27.2	2.72
15	22.4	5	6.6	15	39.10	2.6
20	34.3	5	11.9	20	46.2	2.31
25	41.4	5	7.1	25	58.1	2.32
30	53.3	5	11.9	30	64.7	3.16
35	67.1	5	13.8	35	72.6	2.08
40	80.5	5	13.4	40	80.5	2.01
45	86.4	5	5.9	45	86.40	1.92
50	93.0	5	6.6	50	93.0	1.86
60	97.3	10	4.3	60	97.3	1.62
80	105.4	20	8.10	80	105.4	1.32
100	112.0	20	6.6	100	112.0	1.12
120	116.6	20	4.6	120	116.6	0.97

Ejemplo.

Se presenta el registro de la tormenta del 27-28 de octubre de 1988 en la estación Aragón.

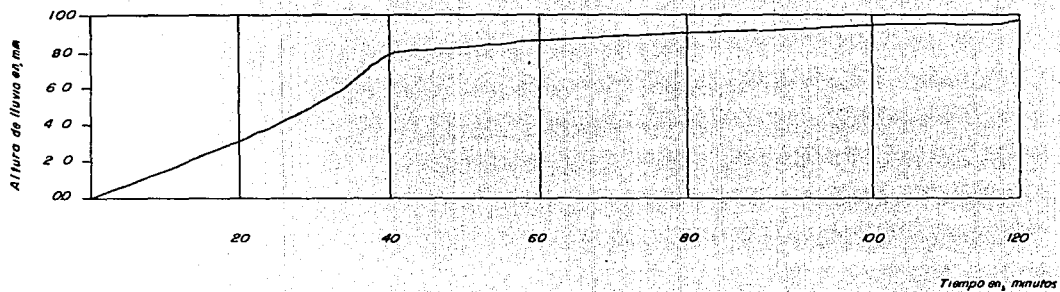


FIG. 43

Como se observa lo que el pluviógrafo registra es el diagrama acumulativo de las alturas llovidas, en donde las pendientes de la gráfica son las intensidades.

Para determinar la relación tiempo-intensidad se efectúa el siguiente análisis:

- a) Se elabora una tabla en donde se registran los datos del pluviógrafo y la relación tiempo intensidad como se muestra en la tabla 4.2
- b) En las columnas 1 y 2 se vacía el registro del pluviógrafo como son el tiempo desde el inicio de la lluvia y la altura de lluvia acumulada respectivamente.
- c) En la columna 3 se anota el intervalo de tiempo.
- d) En la columna 4 se determina la altura de lluvia para cada intervalo de tiempo.
- e) En la columna 5 se anota la duración de la lluvia.
- f) En la columna 6 se ponen los registros máximos de lluvia que se establecen a partir de los valores obtenidos en la columna 4, hallando el valor máximo o combinación máxima de valores consecutivos, que se producen a lo largo de la lluvia, para los intervalos indicados en la columna 5. Los resultados finales, o sea las intensidades para los distintos intervalos de tiempo están en la columna 7 y es el resultado de multiplicar la columna (6) por 60 y dividir entre la columna 5.

En esta tormenta la máxima intensidad de lluvia para una duración o intervalo de 5 minutos se presentó durante el intervalo entre los tiempos 30 y 35 minutos.

Los valores de la columna 7 se anotan en una tabla donde cada renglón corresponde a la fecha de cada tormenta y será tan extensa conforme al período de registros.

4.6 Curvas altura de precipitación-área-duración (hp - A-d)

Las curvas altura de precipitación-área-duración sirven para determinar el potencial de precipitación que existe en una zona dada y además constituye uno de los métodos más simples que existen para transponer tormentas de un sitio a otro. Este análisis trata de determinar las cantidades máximas de precipitación que se producen en diferentes áreas y para diferentes duraciones, con base en una red de estaciones que registran simultáneamente las precipitaciones durante una tormenta dada.

Cuando se tienen datos de una tormenta, el procedimiento para determinar estas curvas es el siguiente.

- a) Dibujar las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo.
- b) Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas.
- c) Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total de la tormenta, medida tanto con estaciones pluviográficas como pluviométricas.
- d) Calcular el área encerrada entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media en esa área. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será la encerrada entre la isoyeta y el parteaguas.
- e) Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica que queda entre cada dos isoyetas.
- f) Determinar la curva masa media correspondiente al área encerrada por cada isoyeta y el parteaguas, partiendo de la mayor, como si ésta fuera una cuenca.
- g) Seleccionar diferentes duraciones de interés, que en general pueden ser múltiplos de 6 hrs. aunque este intervalo varía en función del área de la cuenca.
- h) Para cada duración, seleccionar los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculada en el inciso (f), de modo que estén situados en intervalos de tiempo contiguos.
- i) Dibujar los datos de precipitación, altura, área y duración (hp-a-d).

4.7 Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (I - D - Tr)

Con la obtención de estas curvas se conocerá la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su duración y periodo de retorno o frecuencia. Es de mucha utilidad en modelos de relación lluvia-escorrentía, como lo es el método racional, por citar alguno de ellos.

Estas curvas pueden obtenerse por dos métodos, uno es por análisis independiente y por regresión múltiple. Para aplicar cualquiera de los dos métodos, hay que procesar previamente la información que se va a utilizar. A continuación se describe el proceso a seguir en ambos casos.

a) ANALISIS INDEPENDIENTE

(Método de la Intensidad de lluvia-Período de Retorno)

Este método consiste en efectuar un análisis independiente para cada duración, es decir obtener una función óptima que relacione la duración y el período de retorno. La secuela de cálculo se resume en los siguientes puntos.

- 1.- Se selecciona un conjunto de duraciones, que normalmente varían de 5 a 120 minutos.
 - 2.- De cada una de las tormentas registradas anualmente se determina la intensidad máxima de la lluvia para la duración de interés.
 - 3.- Para cada año de registro se elige el máximo de los valores obtenidos en el paso anterior.
 - 4.- Al conjunto de intensidades máximas anuales, seleccionadas para determinada duración, se les ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente una función del tipo Gumbel, exponencial)
 - 5.- Por ejemplo para aplicar el método de Gumbel hay que asignar a los datos de período de retorno correspondiente. El proceso es el siguiente.
- a).- Se ordena de mayor a menor los valores de intensidad máxima de lluvia determinados en el paso 3 para cada una de las duraciones escogidas en el paso 1, y se les asigna un número de orden m .

b).- Se calcula el periodo de retorno (Tr) correspondiente a cada dato de la intensidad máxima de lluvia, utilizando la siguiente expresión.

$$Tr = \frac{N + 1}{m} \quad 4.2$$

donde:

N = Número total de años registrados.

m = Número de orden.

6).- Se estiman los valores de los parámetros característicos de la función de distribución gumbel para cada una de las parejas de datos de intensidad-duración de retorno, empleando para ello, el método de momentos o mínimos cuadrados.

7.- Ya obtenidas las funciones de distribución se llevará a cabo el trazo de las curvas (I-D-tr).

4.8 Métodos de cálculo de la relación Lluvia-Escorrentamiento

El problema hidrológico de una cuenca o sector urbanizado, consiste en determinar el volumen de agua concentrado en un lugar de dicha cuenca en que ha caído una precipitación. Conocida ésta y el área, la incógnita viene a ser el volumen concentrado.

para la determinación de este volumen, intervienen varios factores, algunas veces de difícil obtención.

Cada región tiene condiciones tan especiales, que los datos por considerar son diversos en cada una de ellas y el procedimiento en que un lugar se seguiría para este cálculo, resulta completamente inapropiado en otro.

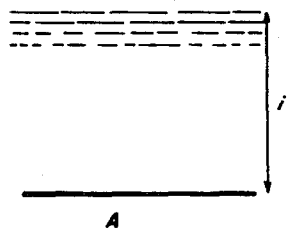
Esta variabilidad de datos ha dificultado que se establezcan fórmulas generales que faciliten la resolución del problema. Muchas veces lo más apropiado es hacer observaciones locales y deducir de ellas una expresión que será buena únicamente para el lugar correspondiente. Estas expresiones, por lo general, son empíricas y naturalmente los que se han determinado para diversos lugares entre sí.

Sin embargo, en la mayoría de las veces es de gran utilidad una fórmula en otro lugar semejante a aquel para el cual fue establecida y después de un conjunto de observaciones prácticas ver hasta que punto la fórmula adoptada se ha verificado o apartado de la realidad.

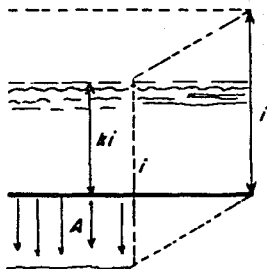
En esencia para determinar el volumen de agua de lluvia concentrado en un lugar del área A sobre la cual acontece la precipitación i , es muy simple. Presenta las siguientes tres fases.

1a. La lluvia se conoce por la altura referida a un tiempo muy corto (el minuto). La superficie a se conoce en su extensión, el volumen de agua caído durante esa unidad de tiempo es Ai . En la Fig. (4.4.a) se presenta como un manto de agua retenido sobre dicha superficie en caso de que esta fuera impermeable.

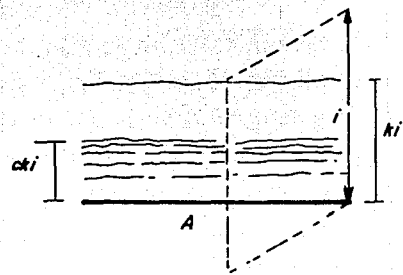
2da. Parte de este volumen Ai (fig. 4.4.b), por diversos motivos, se pierde (evaporación, retención, infiltraciones, etc., etc.), de acuerdo con la naturaleza del terreno. El valor i de la precipi-



(a)



(b)



(c)

FIG. 4.4

tación o el volumen caído A_i se afecta de un coeficiente C llamado de impermeabilidad, que engloba los factores que producen esta disminución. Resulta sobre la superficie A , un volumen $C A_i$, C vale siempre menos que la unidad. En su límite extremo valdrá uno.

- 3a. Este volumen $C A_i$ (4.4.c.) es el que puede fluir sobre el área A hasta un lugar D (desfogue) de acuerdo con ciertas características de la propia superficie. El volumen acumulado en la unidad de tiempo es variable: tiene diversos valores entre los que acontece un máximo que puede -- ser el total $C A_i$ o sólo parte de éste. Si es parte, el volumen acumulado, si se extendiera sobre A , formaría un manto de espesor igual a una fracción de R_i ; (esta disminución está dada por un -- coeficiente C , llamado de escurrimiento y de valor por lo general inferior a la unidad. Su magnitud mayor es la unidad.)

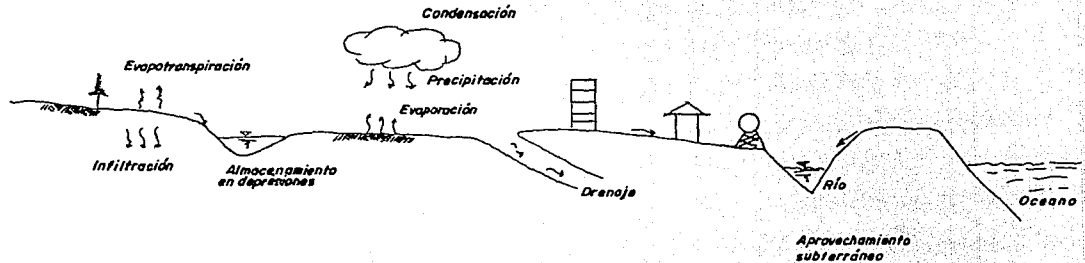
Por lo tanto conocida la superficie A la distribución de la altura i de precipitación para tener la equivalente C_i del volumen concentrado es el problema por resolver. Pero la determinación de y C es muy compleja y casi siempre el caso resulta indeterminado. Algunos investigadores han realizado observaciones prácticas y han determinado ciertos valores para C , como los mostrados en la -- tabla 4.4.1.

Otro parámetro que también es importante evaluar en un proyecto de alcantarillado pluvial, es el tiempo de concentración el cual se define como : El tiempo que tarda en recorrer una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca vertiente, hasta el punto de egreso en donde se determina el caudal.

Cuando cae la lluvia sobre una zona servida por una alcantarilla pluvial el agua va desde la su-- perficie de los tejados y de los pozos a las cunetas de las calles y finalmente a las coladeras pluviales. El tiempo que tarda una gota de agua desde una azotea, hasta una estructura de alcanta-- rillado pluvial, es de 5 a 20 minutos. Por lo que el tiempo mínimo de concentración recomendable que se debe considerarm será de 10 minutos para el cálculo del alcantarillado.

4.9 Descripción General del proceso lluvia-escorrimento

Para entender el proceso lluvia-escorrimento en zonas urbanas, conviene dividirlo en las siguientes - fases sucesivas.



- 1.- La lluvia es interceptada parcialmente por la vegetación (principalmente ramas de árboles) antes de llegar al suelo.
- 2.- Al llegar la lluvia al suelo se presentan dos fenómenos simultáneos; se infiltra en el terreno y empieza a mojar la superficie, llenando las depresiones; estos procesos continúan hasta que se forma un tirante suficiente para romper la tensión superficial y si la intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del terreno; entonces se inicia el escurrimiento por la superficie.
- 3.- Al desarrollarse el escurrimiento, ocurren varios procesos simultáneos:
 - las depresiones más grandes del terreno se continúan llenando.

- Se produce un flujo en que los tirantes y las velocidades varían continuamente gobernando por las ecuaciones de continuidad de movimiento alimentado con la lluvia efectiva.
- 4.- El agua que llega de las cunetas se acumula en ellas hasta que forma un tirante suficiente y escurre hacia las coladeras.
- 5.- El agua que llega de las coladeras ingresa al sistema de drenaje, y si su capacidad no es suficiente, continua escurriendo por la cuneta.
- 6.- En los colectores de drenaje el escurrimiento está gobernado también por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. El flujo inicialmente es a superficie libre; después, cuando la capacidad de los conductos no es suficiente, escurre a presión llegando en ocasiones a derramarse.

4.10.- DESCRIPCION DEL PERIODO DE RETORNO Y SUS APLICACIONES CON LOS EVENTOS HIDROLOGICOS.

El diseño y la planeación de obras hidráulicas están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros; por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedor de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado jamás, o al menos no en el periodo de datos disponible, pero que es necesario conocer para determinar las dimensiones de la obra. La complejidad de los procesos físicos que tienen lugar en la generación de esta avenida hace en la mayoría de los casos, imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física sea porque estos métodos son insuficientes, sea por que el método matemático sería exageradamente grande, complicado y difícil de manejar.

Por ello y como sucede en la mayoría de las ciencias, con mucha frecuencia el estadístico es el camino obligado en la solución de los problemas. En particular, la probabilidad y la estadística juegan un papel de primer orden en el análisis hidrológico.

Periodo de retorno (T_r). Es el intervalo de tiempo en años en el cual un evento hidrológico (lluvia, escurrimiento, etc.), puede ser igualado o excedido en promedio una vez.

Por definición:

$$P = \frac{1}{T_r} = \text{Probabilidad de ocurrencia del evento hidrológico en cualquier año.}$$

4.11 Tormenta de Diseño

Tormenta.- Es la lluvia ocasionada por una perturbación meteorológica bien definida y que puede durar desde unos minutos hasta varias horas o días. La tormenta se define por su intensidad, duración y frecuencia.

Para determinar el caudal con el que se proyecta un sistema de drenaje urbano pluvial, cada uno de los elementos constitutivos de la red de drenaje superficial, entre otra información básica es necesario precisar la tormenta de diseño.

Características Básicas.

A la tormenta de diseño la caracterizan su intensidad máxima, duración y frecuencia siendo esta última la periodicidad estadística con que suelen presentarse las tormentas de características semejantes.

Intensidad.

Es la altura de lluvia, expresada en milímetros, resultante en el periodo seleccionado para la duración de la tormenta. Por lo general se expresa como la intensidad media en 5, 10, 15, 20 ó más minutos e inclusive, en varias horas o días.

Duración.

La duración de la lluvia es de gran importancia en la selección de la tormenta que se adopte para el diseño hidráulico de los conductos, ya que hay una cierta relación entre la duración de la tormenta y el tiempo de concentración de los caudales escurridos.

Frecuencia.

Es la periodicidad media estadística, en años, con que suelen presentarse las tormentas de características semejantes en intensidad y duración. Así, se dice: frecuencia de 5, 10, 20 ó más años. Al expresarse, por ejemplo, que la frecuencia es de 10 años se espera que la magnitud de la precipitación horaria sea igualada o superada 10 veces en 100 años, esto no significa que tales fenómenos

vayan a suceder con intervalos precisos de 10 años, pues es más probable que dos a más de ellos -- tengan lugar en un año o aún en 1 mes.

El periodo de frecuencia de la tormenta es elegido tomando en cuenta la importancia económica de los - perjuicios que pueden ocurrir.

El crecimiento de las zonas impermeables en las cuencas urbanas modifica la magnitud y velocidad de es- currimiento que provocan las tormentas. Dicho fenómeno obliga a construir obras que permitan proteger a las personas y sus bienes ante posibles inundaciones.

Por otra parte, la mayoría de las obras que garantizan totalmente que su capacidad no sea rebasada, re- sultan demasiado costosas, por lo que el diseño tiene que conciliar el grado de protección que se pro- porcione con el costo de la obra.

En un análisis de frecuencias de datos hidrológicos, el primer objetivo es determinar el intervalo de recurrencia o periodo de retorno se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un e- vento de magnitud dada "y" puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un even- to igual o mayor a "y" ocurre una vez en "T" años, su probabilidad de recurrencia $P(Y=y)$ es igual a 1 en "T" casos, o se que

$$P (Y = y) = \frac{1}{T}$$

y análogamente

$$T = \frac{1}{P(Y > y)} = \frac{1}{1 - P (Y \leq y)}$$

Usualmente, cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico, para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de medición, es necesario asignar un va- lor de T_r a cada dato registrado; para asignar periodos de retorno a una serie de datos se emplea la - siguiente expresión.

$$T_r = \frac{n + 1}{m}$$

donde m es igual al número de orden en una lista de mayor a menor de los datos, y n es el equivalente al número de datos.

Riesgo.

Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año.

$$P = \frac{1}{Tr.}$$

Entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es

$$P = 1 - \frac{1}{Tr.}$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en "n" años sucesos es:

$$\bar{P} \cdot \bar{P} \cdot \bar{P} \cdot \dots \cdot \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{Tr.}\right)^n$$

n factores

Y por lo tanto la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{P}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr.}\right)^n$$

R es llamada riesgo en la teoría probabilística. Con este parámetro es posible determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un período de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de "n" años.

En las tablas 4.3.1. y 4.3.2. se pueden observar los valores considerados para períodos de retorno -- con el uso del suelo (es decir con los daños directos que podría causar una inundación), y con el tipo de vialidad que serán servidos por la obra o sea los daños indirectos correspondientes.

USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO	
TIPO DE USO	Tr en años
a) Zona Comercial	5
b) Zona de actividad Comercial	5
c) Zona de edificios Públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad *	5
e) Zonas residenciales unifamiliares multifamiliares de baja densidad *	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público.	1.5
g) Otras áreas recreativas.	1

* Para baja densidad se consideran valores menores de 100 Hab./ha.

TABLA 4.3.1.

TIPO DE VIA Y PERIODO DE RETORNO MINIMO*

TIPO DE VIA	Fr EN AÑOS
VIALIDAD ARTERIAL	
Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA	
Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial a que la alimentan	3
VIALIDAD LOCAL	
Avenidas o calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
VIALIDAD ESPECIAL	
Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.	10

TABLA 4.3.2

* Esta tabla deberá usarse como complemento y conjuntamente con la tabla anterior.

4.12 Regresión Lineal Múltiple.

En este caso la curva de intensidad de la lluvia-duración-período de retorno ($i-d-Tr$) se obtiene ajustando una función a los valores de intensidad máxima anuales correspondientes a todas las duraciones de interés.

Antes de realizar el ajuste se necesita tener una idea de cuáles son los tipos de ecuaciones que en general relacionen a esta variable. Dentro de las más usuales se tienen las del siguiente tipo:

$$i = \frac{K Tr^m}{n^d} \quad 4.3$$

donde :

i = intensidad de la lluvia, en mm/hr.

Tr período de retorno, en años

d duración de la intensidad, en minutos

K, m, n parámetros que se obtienen al hacer el ajuste de la ecuación correspondiente.

Tomando logaritmos, la expresión 4.8 se transforma en:

$$\log i = \log K + m \log Tr - n \log d \quad 4.4$$

$$\text{si } Y = \log i ; a_0 = \log K ; x_1 = \log Tr ; a_1 = m ; x_2 = \log d ; a_2 = -n$$

los parámetros a , a_1 , a_2 se calculan mediante un ajuste de correlación lineal múltiple.

$$Y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad 4.5$$

Según este método la función que debe ajustarse, tomando en cuenta los valores correspondientes a todas las duraciones simultáneas, es del tipo de ecuación 4.8.

Los valores de los parámetros a_0 , a_1 , a_2 que aparecen en la ecuación 4.10 se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\Sigma Y = n a_0 + a_1 \Sigma x_1 + a_2 \Sigma x_2$$

$$\Sigma x_1 Y = \Sigma x_1 a_0 + \Sigma x_1^2 a_1 + a_2 \Sigma x_1 x_2$$

$$\Sigma x_2 Y = \Sigma x_2 a_0 + \Sigma x_1 x_2 a_1 + a_2 \Sigma x_2^2$$

donde n es el número de datos.

4.13 Método de Gumbel

De las distribuciones de probabilidad, la de Gumbel tiene bases teóricas suficientes para creer que se adapta a la distribución real de las "intensidades de lluvia máximas anuales".

La forma más general es

$$G = 1 - e^{-e^{-b}} ; \quad b = \frac{X - \bar{x} + 0.45 D}{0.78 D} \quad 4.6$$

donde

b = es un parámetro auxiliar

\bar{x} = promedio aritmético de los valores en estudio

D = desviación estándar

$$D = \sqrt{\frac{(\sum x - \bar{x})^2}{n-1}}$$

X = Valor extraordinario de x

G = Frecuencia o probabilidad de presentarse el fenómeno X en " n " años

$$\frac{1}{Tr} = \text{inversa del tiempo de retorno}$$

Aplicando el método de Gumbel, para intensidades de lluvia, lo que interesa conocer son la intensidades extraordinarias I . Teniendo como datos la intensidades (i) máximas anuales, para cada duración, - se puede obtener su promedio $\bar{x} = \bar{I}$ y su desviación estándar " D ". Por lo tanto se puede despejar $I = X$

Desarrollo.

$$\frac{1}{Tr} = G ; \quad G = 1 - e^{-e^{-b}}$$

$$1 - G = e^{-e^{-b}} ; \quad \text{si } G' = 1 - G$$

$$\therefore G' = e^{-e^{-b}}$$

Aplicando logaritmos naturales:

$$\begin{aligned} \ln G' &= \ln e^{-e^{-b}} \\ \ln G' &= -e^{-b} \\ e^{-b} &= -\ln G' \end{aligned}$$

como

$$\begin{aligned} G &= \frac{1}{T} \quad 1-G = 1 - \frac{1}{Tr} = \frac{Tr-1}{Tr} \\ e^{-b} &= -\ln G' = -\ln \frac{Tr-1}{Tr} = \ln \left(\frac{Tr-1}{Tr} \right)^{-1} = \ln \frac{Tr}{Tr-1} \\ e^{-b} &= \ln \frac{Tr}{Tr-1} \end{aligned}$$

Aplicando nuevamente logaritmos naturales

$$\begin{aligned} \ln e^{-b} &= \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} \\ -b &= \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} \quad b = -\ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} \\ -b &= \ln \ln \frac{Tr-1}{Tr} \end{aligned}$$

como

$$b = \frac{\bar{I} - \bar{I} + 0.45 D}{0.75 D}$$

se trata de despejar \bar{I}

$$0.78 D b = \bar{I} - \bar{I} + 0.45 D$$

Como

$$b = -\ln \ln \frac{Tr}{Tr-1}$$

$$\bar{I} = 0.78 D (-\ln \ln \frac{Tr}{Tr-1}) + \bar{I} - 0.45 D$$

$$\bar{I} = 0.78 D \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} + \bar{I} - 0.45 D$$

$$\bar{I} = \bar{I} - D (0.78 \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} + 0.45) \quad K = 0.78 \ln \ln \frac{Tr}{Tr-1} + 0.45$$

$$I_p = \bar{I} - K D \quad \text{intensidad probable}$$

Con las intensidades probables para los diferentes tiempos de duración obtenidas por el método probabilístico de Gumbel, se determina la ecuación de Intensidad de diseño, que puede quedar indicada en - diferentes expresiones en función del tiempo de duración de la lluvia, como son:

$$I = \frac{a}{t + b} ; I = \frac{a}{t^b} ; I = \frac{a}{(t+b)^n}$$

donde:

I = intensidad de la lluvia

a y b = Constantes de fórmula de acuerdo al periodo de retorno seleccionado

t = tiempo de duración de la lluvia

La expresión más usual es

$$I = \frac{a}{t+b} \quad 4.8$$

Para el cálculo de la fórmula de intensidad se emplean dos expresiones de los mínimos cuadrados:

$$\frac{t}{a} = \frac{1}{a} t^2 + \frac{b}{a} t$$

$$\frac{1}{t} = \frac{1}{a} t + 1b \frac{b}{a}$$

Efectuando operaciones dado que se tienen dos ecuaciones con dos incógnitas

1.- Para su deducción, ver anexo 3

donde; para cuando se tienen 10 datos disponibles (tiempo de duración)

$$a = \frac{145535}{10 \sum \frac{t}{I} - 485 \sum \frac{1}{I}} \quad 4.9$$

$$b = \frac{\sum \frac{1}{I}}{a} - 48.5 \quad 4.10$$

Ejemplo:

Determinar las curvas de intensidad - duración - periodo de retorno (I - d - Tr) con los datos expuesto en la tabla 4.3, para periodo de retorno de 3 años. Empleados los métodos de Regresión Lineal y Gumbel.

TABLA 4.3

No. (m) ORDEN	$T_r = \frac{n+1}{m}$	DURACION EN MINUTOS									
		Taños (m)	05	10	15	20	30	45	60	80	100
01	11.00	216	168	160	150	140	120	97	73	59	56
02	5.50	216	132	118	99	94	76	60	46	43	42
03	3.67	180	132	108	93	80	66	58	46	40	34
04	2.75	156	126	100	90	75	65	56	44	38	32
05	2.20	144	120	96	90	74	64	53	43	36	31
06	1.83	144	115	92	84	72	62	52	41	35	30
07	1.57	132	108	84	81	70	58	52	40	34	30
08	1.38	132	102	80	78	64	57	51	40	32	29
09	1.22	120	96	79	72	62	53	47	37	32	28
10	1.10	102	90	74	72	60	47	46	36	29	27

n = 10

TABLA DE INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES
ORDENADAS EN FORMA DECRECIENTE.

DURACION (MINUTOS)	x_2 (log d)	x_1 (log Tr)	y (log i)	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
	0.699	1.041	2.334	2.429	1.631	1.084	0.489	0.728
	0.699	0.740	2.334	2.334	1.631	0.548	0.489	0.517
	0.699	0.565	2.255	1.274	1.576	0.319	0.489	0.395
	0.699	0.439	2.193	0.963	1.533	0.193	0.489	0.307
05	0.699	0.342	2.156	0.737	0.515	0.117	0.489	0.239
	0.699	0.238	2.156	0.513	0.358	0.057	0.489	0.166
	0.699	0.196	2.120	0.416	0.290	0.038	0.489	0.137
	0.699	0.140	2.120	0.297	1.615	0.0196	0.489	0.098
	0.699	0.086	2.079	0.179	0.125	0.0074	0.489	0.060
	0.699	0.041	2.008	0.0823	0.058	0.0016	0.489	0.028
Σ	6.99	3.828	21.755	9.224	9.323	2.385	4.89	2.675
	1.00	1.041	2.225	2.316	2.225	1.084	1.00	1.041
	1.00	0.740	2.120	1.569	2.120	0.548	1.00	0.740
	1.00	0.565	2.120	1.198	2.120	0.319	1.00	0.565
	1.00	0.439	2.100	0.922	2.100	0.193	1.00	0.439
10	1.00	0.342	2.079	0.711	2.079	0.117	1.00	0.342
	1.00	0.238	2.060	0.490	2.060	0.057	1.00	0.238
	1.00	0.196	2.033	0.398	2.033	0.038	1.00	0.196
	1.00	0.140	2.009	0.281	2.009	0.0196	1.00	0.140
	1.00	0.086	1.982	0.170	1.982	0.0074	1.00	0.086
	1.00	0.041	1.954	0.080	1.954	0.0016	1.00	0.041
Σ	10.00	3.828	20.682	8.135	20.682	2.385	10.00	3.828

DURACION (MINUTOS)	X_2 (log d)	X_1 (log Tr)	Y (log i)	$X_1 Y$	$X_2 Y$	X_1^2	X_2^2	$X_1 X_2$
	1.176	1.041	2.204	2.294	2.592	1.084	1.383	1.224
	1.178	0.740	2.072	1.533	2.437	0.548	1.383	0.870
	1.176	0.565	2.033	1.147	2.391	0.319	1.383	0.664
	1.178	0.439	2.00	0.878	2.352	0.193	1.383	0.515
15	1.176	0.342	1.982	0.678	2.331	0.117	1.383	0.402
	1.176	0.238	1.964	0.467	2.309	0.057	1.383	0.280
	1.176	0.196	1.924	0.377	2.263	0.038	1.383	0.230
	1.176	0.140	1.903	0.266	2.238	0.0196	1.383	0.165
	1.176	0.086	1.898	0.163	2.232	0.0074	1.383	0.101
	1.178	0.041	1.869	0.077	2.198	0.0016	1.383	0.048
Σ	11.760	3.828	19.849	7.880	23.340	2.385	13.830	4.500
	1.301	1.041	2.176	2.265	2.831	1.084	1.693	1.354
	1.301	0.740	1.995	1.477	2.597	0.548	1.693	0.962
	1.301	0.565	1.968	1.112	2.560	0.319	1.693	0.735
	1.301	0.439	1.954	0.858	2.542	0.193	1.693	0.571
20	1.301	0.342	1.954	0.668	2.542	0.117	1.693	0.445
	1.301	0.238	1.924	0.458	2.503	0.057	1.693	0.309
	1.301	0.196	1.908	0.374	2.482	0.038	1.693	0.255
	1.301	0.140	1.892	0.265	2.461	0.0196	1.693	0.182
	1.301	0.086	1.857	0.160	2.401	0.0074	1.693	0.112
	1.301	0.041	1.857	0.076	2.416	0.0016	1.693	0.053
Σ	13.010	3.828	19.486	7.673	25.335	2.385	16.930	4.978

DURACION (MINUTOS)	x_2 (log d)	x_1 (log Tr)	y (log i)	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
	1.477	1.041	2.146	1.234	3.170	1.084	2.182	1.537
	1.477	0.740	1.973	1.460	2.914	0.548	2.182	1.093
	1.477	0.565	1.903	1.075	2.811	0.319	2.182	0.835
	1.477	0.439	1.875	0.823	2.769	0.193	2.182	0.648
30	1.477	0.342	1.869	0.639	2.761	0.117	2.182	0.505
	1.477	0.238	1.857	0.442	2.743	0.057	2.182	0.352
	1.477	0.196	1.845	0.362	2.725	0.038	2.182	0.289
	1.477	0.140	1.806	0.253	2.667	0.0196	2.182	0.207
	1.477	0.086	1.792	0.154	2.647	0.0074	2.182	0.127
	1.477	0.041	1.778	0.073	2.626	0.0016	2.182	0.060
Σ	14.770	3.828	18.844	6.515	27.833	2.385	21.820	5.653
	1.653	1.041	2.079	2.164	3.436	1.084	2.732	1.721
	1.653	0.740	1.881	1.392	3.109	0.548	2.732	1.223
	1.653	0.565	1.819	1.028	3.006	0.319	2.732	0.934
	1.653	0.439	1.813	0.796	2.997	0.193	2.732	0.721
45	1.653	0.342	1.806	0.618	2.985	0.117	2.732	0.565
	1.653	0.238	1.792	0.426	2.962	0.057	2.732	0.393
	1.653	0.196	1.763	0.346	2.914	0.038	2.732	0.324
	1.653	0.140	1.756	0.246	2.903	0.0196	2.732	0.231
	1.653	0.086	1.724	0.148	2.849	0.0074	2.732	0.142
	1.653	0.041	1.672	0.068	2.764	0.0016	2.732	0.068
Σ	16.530	3.828	18.105	7.232	29.925	2.385	27.320	6.322

DURACION (MINUTOS)	x_2 (log d)	x_1 (log Tr)	y (log i)	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
	1.778	1.041	1.987	2.068	3.533	1.084	3.161	1.851
	1.778	0.740	1.778	1.316	3.161	0.548	3.161	1.316
	1.778	0.565	1.763	0.996	3.135	0.319	3.161	1.005
	1.778	0.439	1.748	0.767	3.108	0.193	3.161	0.781
60	1.778	0.342	1.724	0.589	3.065	0.117	3.161	0.608
	1.778	0.238	1.716	0.408	3.051	0.057	3.161	0.423
	1.778	0.196	1.716	0.336	3.051	0.038	3.161	0.348
	1.778	0.140	1.707	0.239	3.035	0.0196	3.161	0.250
	1.778	0.086	1.672	0.144	2.973	0.0074	3.161	0.153
	1.778	0.041	1.663	0.068	2.957	0.0016	3.161	0.073
Σ	17.780	3.828	17.474	6.931	31.069	2.385	31.610	6.808
	1.903	1.041	1.863	1.939	3.545	1.084	3.621	1.981
	1.903	0.740	1.663	1.231	3.165	0.548	3.621	1.408
	1.903	0.565	1.663	0.939	3.165	0.319	3.621	1.075
	1.903	0.439	1.643	0.721	3.127	0.193	3.621	0.835
80	1.903	0.342	1.633	0.558	3.107	0.117	3.621	0.651
	1.903	0.238	1.613	0.384	3.069	0.057	3.621	0.453
	1.903	0.196	1.602	0.314	3.048	0.038	3.621	0.373
	1.903	0.140	1.602	0.224	3.048	0.0196	3.621	0.266
	1.903	0.086	1.568	0.135	2.984	0.0074	3.621	0.164
	1.903	0.041	1.556	0.064	2.961	0.0016	3.621	0.078
Σ	19.030	3.828	16.406	4.570	31.219	2.385	36.210	7.224

DURACION (MINUTOS)	x_2	x_1	y	$x_1 y$	$x_2 y$	x_1^2	x_2^2	$x_1 x_2$
	2.00	1.041	1.771	1.844	3.542	1.084	4.00	2.082
	2.00	0.740	1.633	1.208	3.266	0.548	4.00	1.480
	2.00	0.565	1.602	0.905	3.204	0.319	4.00	1.130
	2.00	0.439	1.580	0.694	3.180	0.193	4.00	0.878
	2.00	0.342	1.556	0.532	3.112	0.117	4.00	0.684
100	2.00	0.238	1.544	0.367	3.088	0.057	4.00	0.476
	2.00	0.196	1.531	0.300	3.062	0.038	4.00	0.392
	2.00	0.140	1.505	0.211	3.010	0.0196	4.00	0.280
	2.00	0.086	1.505	0.129	3.010	0.0074	4.00	0.172
	2.00	0.041	1.462	0.060	3.924	0.0016	4.00	0.082
Σ	20.000	3.828	15.689	6.250	31.378	2.385	40.000	7.656
	2.079	1.041	1.748	1.819	3.634	1.084	4.322	2.164
	2.079	0.740	1.623	1.201	3.374	0.548	4.322	1.538
	2.079	0.565	1.531	0.865	3.183	0.319	4.322	1.175
	2.079	0.439	1.505	0.661	3.129	0.193	4.322	0.913
	2.079	0.342	1.491	0.510	3.010	0.117	4.322	0.711
120	2.079	0.238	1.477	0.352	3.071	0.057	4.322	0.495
	2.079	0.196	1.477	0.290	3.071	0.038	4.322	0.407
	2.079	0.140	1.462	0.205	3.040	0.0196	4.322	0.291
	2.079	0.086	1.447	0.124	3.008	0.0074	4.322	0.179
	2.079	0.041	1.431	0.059	2.975	0.0016	4.322	0.085
Σ	20.790	3.828	15.192	6.086	31.495	2.385	43.220	7.788
Σ_T	150.66	38.280	183.482	70.496	261.599	23.85	245.83	57.492

Con la sumatoria de los valores se forma el sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned}100a_0 + 38.28a_1 + 150.66a_2 &= 183.483 \\38.28a_0 + 23.85a_1 + 57.492a_2 &= 70.496 \\150.66a_0 + 57.49a_1 + 245.83a_2 &= 261.600\end{aligned}$$

Resolviendo el sistema

$$\begin{aligned}a_0 &= 3.0156 \\a_1 &= 0.0127 \\a_2 &= -0.7870\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a_0 &= \log k; k = 10^{3.0156} & k &= 1036.57 \\a_1 &= m & &= 0.0127 \\a_2 &= n & &= 0.787\end{aligned}$$

sustituyendo los valores obtenidos de k, m y n en la ecuación 4.3.

$$i = \frac{0.0127 \cdot 1036.57 \cdot T}{0.787 \cdot d}$$

Con esta expresión se podrá determinar la intensidad para un periodo de retorno y una duración dada. Así en la figura 4.5. se muestra la curva de I - d - Tr para diferentes parejas de valores de (I, d) y Tr = 3 años.

Con los mismos datos presentados en la tabla 4.3. y empleando el método de Gumbel obtener la ecuación de intensidad de diseño para un periodo de retorno de 3 años.

Empleando las ecuaciones

$$I_p = \bar{i} - KD \quad 4.7 \quad 7.7$$

$$K = 0.78 \ln \ln \frac{Tr}{Tr - 1} + 0.45$$

$$K = 0.78 \ln \ln \frac{3}{3 - 1} + 0.45$$

$$D = \sqrt{\frac{2}{n - 1} \left(\frac{i - \bar{i}}{n - 1} \right)^2}$$

m\t 5 min. 10 min 15 min 20 min 30 min 45 min 60 min 80 min 100 min 120 min

1	216	168	160	150	140	120	97	73	59	56
2	216	132	118	99	94	76	60	46	43	42
3	180	132	108	93	80	66	58	46	40	34
4	156	126	100	90	75	65	56	44	38	32
5	144	120	96	90	74	64	53	43	36	31
6	144	115	92	84	72	62	52	41	35	30
7	132	108	84	81	70	58	52	40	34	30
8	132	102	80	78	64	57	51	40	32	29
9	120	96	79	72	62	53	47	37	32	28
10	102	90	74	72	60	47	46	36	29	27

Pr. (i)	154.2	118.90	99.1	90.9	79.1	66.80	57.2	44.60	37.80	33.90
D	38.6	22.60	25.5	22.60	23.5	20.30	14.60	10.50	8.50	8.80
K	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641	0.1641
IP	147.86	115.19	94.91	87.2	75.20	63.5	54.80	42.90	36.40	32.50
DK	6.33	3.70	4.18	3.70	3.90	3.30	2.40	1.70	1.40	1.40
I	129.1	114.1	102.2	92.6	77.9	63.00	52.80	43.50	36.90	32.1

Empleando las ecuaciones 4.6 y 4.7 se obtienen las constantes a y b utilizadas en la ecuación 4.5.

$$I = \frac{a}{t + b}$$

luego entonces, sustituyendo valores en la ecuación, queda:

$$I = \frac{4918}{t + 33.1} \quad (\text{mm/hr})$$

Dando valores de t

t	i
5	142.98
10	126.40
20	102.59
30	86.33
45	69.75
60	58.51
80	48.17
100	40.93
120	35.58

Gráficoando estos valores en la figura 4.5. .

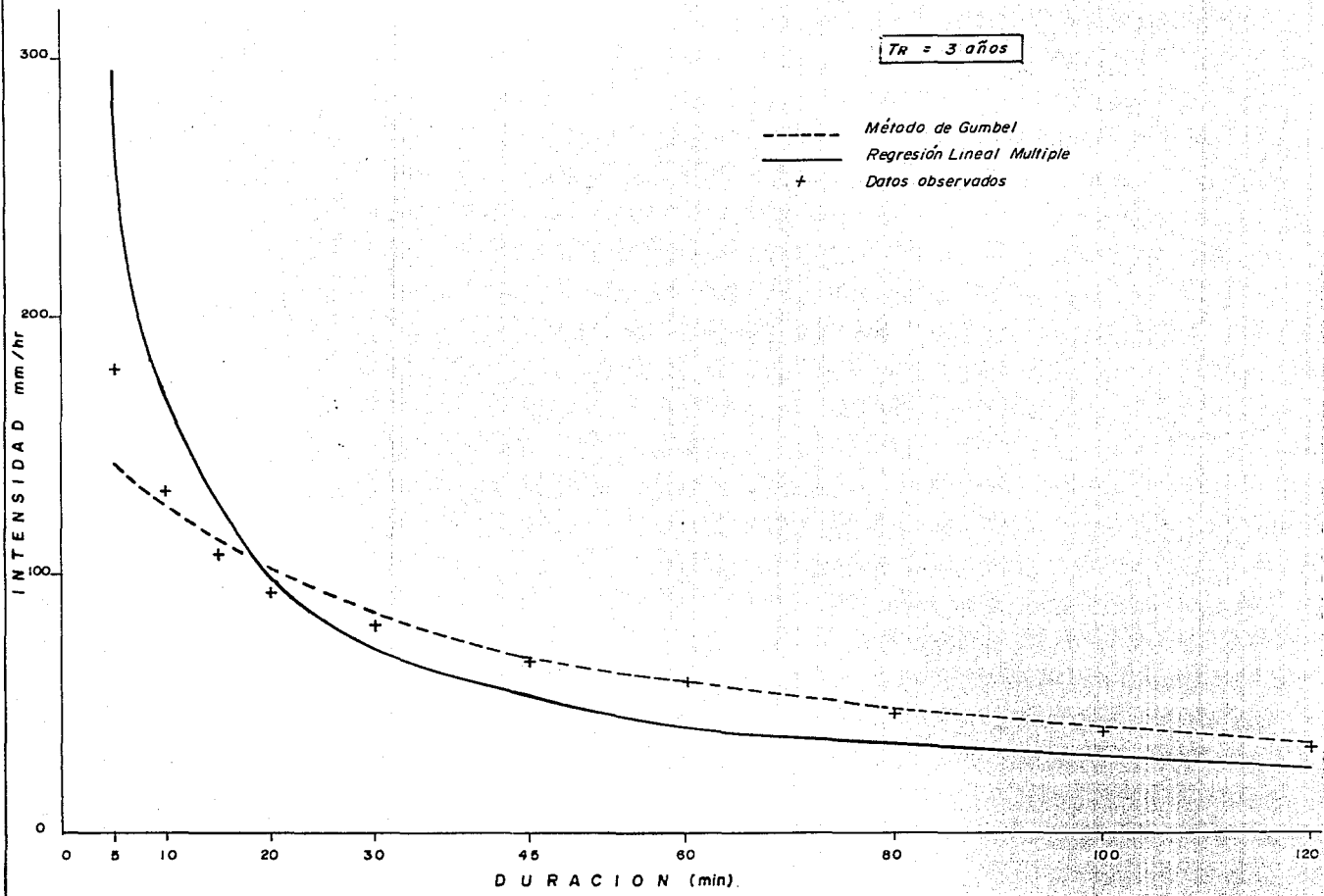


FIG. 4.5

4.14 Gastos de Diseño

Los métodos para estimar el gasto producido por una tormenta dada en una cuenca urbana, puede clasificarse en los siguientes grupos :

a) Métodos directos o empíricos.- Consideran que las características principales del hidrograma producido por una tormenta dada pueden calcularse a partir de las características físicas promedio de la cuenca.

b) Métodos Hidrológicos .- Consideran que existe una relación funcional única, entre la distribución de las lluvias en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación se basa en principios hidrológicos y pueden calibrarse con registros continuos y simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplos de este tipo de métodos son el hidrograma unitario, hidrograma unitario triangular el método de Chow, entre otros.

En los métodos directos, generalmente se han calibrado utilizando mediciones efectuadas en cuencas muy diversas. A este grupo pertenecen el método Racional, el de Burkli-Ziegler y el Gráfico Alemán.

4.15 Método Racional Americano.

Es uno de los métodos más antiguos (data de 1889) pero debido sobre todo a su sencillez, es aún uno de los más utilizados. Esta basado en considerar que sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un tiempo tal que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que dicho máximo, se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca (fig. 4.6).

La fórmula Racional se define como :

$$Q = 2.778 C i A \quad \text{4.11}$$

en donde:

Q = gasto pluvial, en lts/seg.

C = coef. de escurrimiento de acuerdo al tipo de suelo, vegetación, impermeabilidad.

A = área en estudio, en Ha.

i = intensidad de la lluvia, en mm/hr.

2.778 = factor de conversión de unidades.

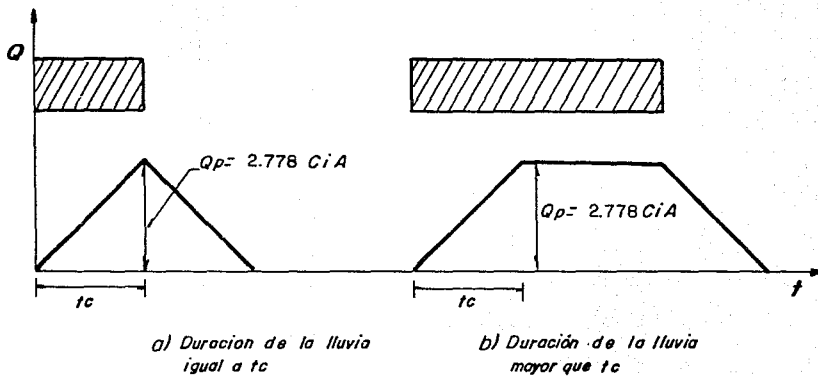


FIG. 4.6 Representación gráfica del Método Racional

TABLA 4.4.1

VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

Tipo del área drenada	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios, Parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

4.16 Método de Burkli-Ziegler.

Burkli-Ziegler de nacionalidad suiza, con el deseo de estimar con precisión los volúmenes acumulados provenientes de fuertes lluvias en la ciudad de Zurich, práctico por el año de 1878 minuciosas observaciones que le condujeron a establecer la fórmula que lleva su nombre. Esta fórmula se ha usado en Europa y adaptada al sistema inglés, se ha empleado en los países correspondientes, tanto en el cálculo del agua que entrega una cuenca, como en el de atarjeas y colectores de un sistema de alcantarillado pluvial. La expresión correspondiente está dada como:

$$Q = C i^{\frac{1}{4}} S^{\frac{3}{4}} A \quad 4.12$$

donde

Q = gasto pluvial, en m³/s

C = coeficiente de escurrimiento de tablas

i = intensidad de la lluvia constante para determinado aguacero (mm/hr).

s = pendiente general del área en estudio (expresada en milésimos enteros)

A = área de aportación, en Ha.

Si la intensidad se da en mm/hr y se quiere obtener el gasto en litros por segundo ;

$$Q = 2.778 C i S A^{1/4}$$

donde :

2.778 = coeficiente de transformación de unidades

Influencia de la impermeabilidad

Burkli-Ziegler, estima el gasto A_i disminuido por la porción de agua que se filtra, evapora retien, - etc., por un coeficiente que llama C . Su máximo valor es 1, en caso de una superficie idelamente impermeable; disminuye al disminuir la impermeabilidad de la superficie.

Se puede tomar para este coeficiente los siguientes valores.

Clase de Superficie	Valores de C
Calles en los núcleos centrales de las ciudades	0.7 a 0.9
Calles circundantes de las anteriores	0.5 a 0.7
Calles en zona suburbana	0.25 a 0.50
Jardines y huertas	0.00 a 0.25

4.17 Método Gráfico Alemán .

Este método fue también de los primeros que se desarrollaron para calcular avenidas de diseño en colectores y sigue siendo utilizado hasta la fecha; su aplicación se resume en los siguientes pasos :

1.- Se divide la cuenca que se va analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje.

2.- Se calcula para cada área de las subcuencas el tiempo de concentración que les corresponde, utilizando las ecuaciones ya descritas.

3.- Se calcula el tiempo de concentración asociada a la cuenca TCC, y se considera que la lluvia tiene la misma duración, es decir;

$$d_{ll} = T_{CC}$$

donde

dll duración de la lluvia
TCc tiempo de concentración de la
 lluvia.

4.- Se determina el período de retorno, T_r con algunos de los criterios ya descritos.

5.- Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso 3 y el período de retorno obtenido en 4, con ayuda de las curvas de intensidad de la lluvia- duración - periodo de retorno.

6.- Con la Fórmula Racional, se estima el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, considerando que la intensidad de lluvia, calculada en el paso 5, es uniforme sobre toda la cuenca y la única variable que cambia es el área.

7.- Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo Q_j de las subcuencas en estudio, se alcanza linealmente en un tiempo igual al de concentración de la subcuenca; a partir de este tiempo, el gasto se mantiene constante hasta el tiempo igual al de la duración total de la lluvia (t_{ll}) y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración, como se muestra en la figura 4.7

8.- Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, para hacerlo se procede de la siguiente manera:

a) El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca (aguas abajo), en la cual esta ubicada la salida general de la cuenca, y se prosigue hacia aguas arriba.

b) Si los colectores son concurrentes, se supone que se empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total provocado se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de ellos. En la figura 4.8 se muestra este proceso gráficamente.

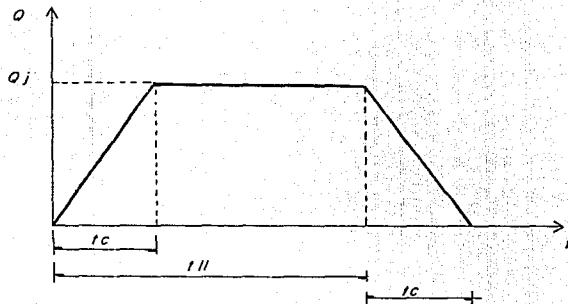


FIG. 4.7 . Hidrograma de escurrimiento

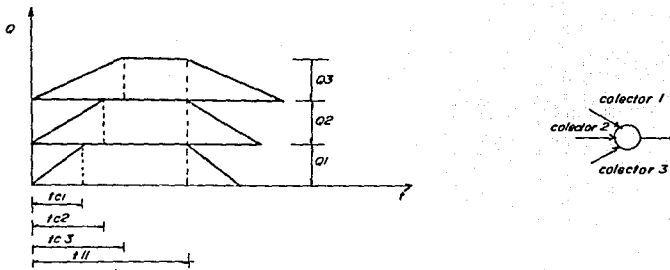


FIG. 4.8 Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores concurrentes.

c) Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca aguas arriba empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración; es decir, el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. en la figura 4.9 se muestra este proceso de manera esquemática.

El tiempo de concentración se calcula con la ecuación 4.9 pero el t_t , definido por la ecuación 4.14 se calcula para cada tramo.

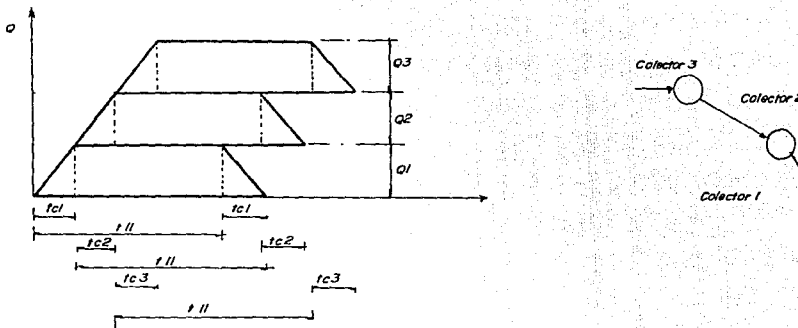


FIG. 4.9 Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores consecutivos

Al sumar todos los hidrogramas, considerando la condiciones mencionadas anteriormente, se calcula el gasto máximo en el punto considerado. Aún cuando el método Gráfico Alemán fue diseñado para problemas de áreas urbanas pequeñas, los conceptos pueden extenderse a una cuenca natural, teniendo cuidado en la selección de las corrientes que la forman y de las áreas tributarias de cada una de ellas.

4.18 Método de Chow.

El ingeniero V. Chow, elaboró un método para determinar el gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método solo proporciona el gasto de pico en cuencas no urbanas con un área menor de 25 Km².

El gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo, se puede expresar como el producto de la altura de precipitación efectiva (P_e) por el gasto de pico de un hidrograma unitario, (q_p).

$$Q_p = q_p P_e$$

El gasto de pico del hidrograma unitario, q_p , se puede expresar, como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $i = 1$ mm/de

de = duración en exceso

$$q_p = \frac{1 \text{ mm}}{\text{de}} \quad A_c z$$

donde z es la fracción descrita, QUE SE DENOMINA " factor de reducción de pico ". si Ac se expresa en Km^2 y de en horas, la ecuación para el gasto de pico se puede escribir como:

$$qp = \frac{0.278 Ac}{de} z \quad 4.13$$

donde " qp " esta en $m^3/s/mm$.
sustituyendo

$$Qp = \frac{0.278 Pe Ac}{de} z \quad 4.14$$

Este método se usa en cuencas no instrumentadas, el procedimiento conveniente para valuar Pe a partir de la lluvia total, P , es el de los números de escurrimiento. El factor de reducción de pico z se puede calcular, según Chow, como una función del tiempo de retraso (tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso " de " como se muestra en la gráfica 4.10. Esta figura fue obtenida a partir de 60 hidrogramas en 20 cuencas pequeñas (de 0.01 a 20 km^2) del medio oeste de Estados Unidos.

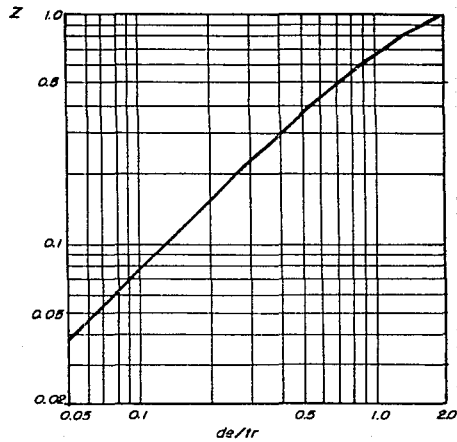


FIG. 4.10

El tiempo de retraso se puede calcular, según Chow, como

$$tr = 0.005 \left(\frac{L^{0.64}}{S^{1/2}} \right) \quad 4.15$$

donde L es la longitud del cauce principal en mts. , S su pendiente en por ciento y tr el tiempo, de retraso en hr.

Para calcular este método es muy conveniente tener los datos de precipitación en forma de curvas $i - d - tr$. Así para el periodo de retorno correspondiente al problema, se calculan los picos correspondientes a varias duraciones y se escogería el mayor para el diseño.

Para calcular el tiempo de concentración en cuencas urbanas se utiliza la siguiente expresión.

$$tc = tc_{stt} \frac{L}{S^{1/2}} \quad 4.16$$

donde:

tc = tiempo de concentración, en hrs.

tcs = tiempo de concentración sobre la superficie, en hrs.

tt = tiempo de traslado a través de los colectores, en hrs.

Para estimar el tiempo de concentración a través de la Superficie se puede utilizar la fórmula propuesta por Kirpich, que se define como:

$$tcs = 0.0003245 \left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.77} \text{ hrs.} \quad 4.17$$

o bien por la propuesta pro Babbit

$$v = 610 C \sqrt{S} \text{ m/min.} \quad 4.18$$

conocida la Velocidad se puede determinar el tiempo

donde:

L = longitud del cauce principal, en m

S = pendiente media del cauce principal, milésimas.

C = Coeficiente de escurrimiento.

Para el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning para flujo uniforme que se define como:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad 4.19$$

donde:

V = Velocidad media de traslado, en m/s

n = Coeficiente de rugosidad del conducto

Rh = Radio hidráulico, en m

S = Pendiente del tramo, en milésimas

De lo anterior, el tiempo de traslado, expresado en segundos, es igual a:

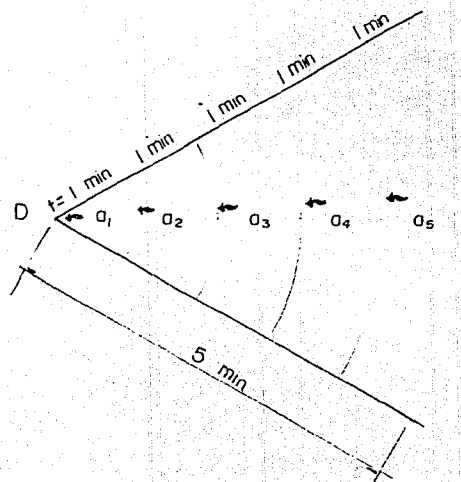
$$tt = L/v \quad 4.20$$

donde:

L = longitud del tramo en el cual el flujo escurre, en metros.

Ejemplo :

Area de estudio .- Supongase una cuenca, la cual está dividida en áreas que quedan limitadas por cuencas isocrónicas, es decir puntos de igual tiempo de concentración.



D = desfogue

Para un tiempo de duración de 1 minuto

duración	pasa
1 min.	a1
2 min.	a2
3 min.	a3
4 min.	a4
5 min.	a5

unicamente pasa el caudal correspondiente a una área.

Para una duración de 2 minutos

duración	pasa	interpretación
1 min	a1	2
	2 1	a1 = pasa área
2 min	a1 + a2	1 en el
	2 1	segundo
3 min	a2 + a3	minuto
	2 1	
4 min	a3 + a4	
	2 1	
5 min	a4 + a5	
	1	
6 min	a5	

Para 3 minutos

duración	=	pasa
1 min	=	1 a1
2 min	=	2 1 a1 + a2
3 min	=	3 2 1 a1 + a2 + a3
4 min	=	3 2 1 a2 + a3 + a4 +
5 min	=	3 2 1 a3 + a4 + a5
6 min	=	3 2 a4 + a5
7 min	=	3 a5

suma de tres áreas

para 4 minutos

duración	pasa
1 min =	1 a1
2 min =	2 1 a1 + a2
3 min =	3 2 1 a1 + a2 + a3
4 min =	4 3 2 1 a1 + a2 + a3 + a4
5 min =	4 3 2 a2 + a3 + a4 + a5
6 min =	4 3 a3 + a4 + a5
7 min =	4 a4 + a5
8 min =	4 a5

suma de 4 áreas

para 5 minutos

duración	pasa
	1
1 min =	a1
	2 1
2 min =	a1 + a2
	3 2 1
3 min =	a1 + a2 + a3
	4 3 2 1
4 min =	a1 + a2 + a3 + a4
	5 4 3 2 1
5 min =	a1 + a2 + a3 + a4 + a5
	5 4 3 2
6 min =	a2 + a3 + a4 + a5
	5 4 3
7 min =	a3 + a4 + a5
	5 4
8 min =	a4 + a5
	5
9 min =	a5

Finalmente se concluye que, un área aporta su mayor gasto, cuando el tiempo de duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área.

Suponiendo que el tiempo de duración es mayor al tiempo de concentración .

para 6 minutos

duración	pasa
1 min =	1 a1
2 min =	2 1 a1 + a2
3 min =	3 2 1 a1 + a2 + a3
4 min =	4 3 2 1 a1 + a2 + a3 + a4
5 min =	5 4 3 2 1 a1 + a2 + a3 + a4 + a5
6 min =	6 5 4 3 a1 + a2 + a3 + a4 + a5
7 min =	6 5 4 a2 + a3 + a4 + a5
8 min =	6 5 a3 + a4 + a5
9 min =	6 a4 + a5
10 min =	6 a5

Quando el tiempo de duración de la lluvia, es mayor que el tiempo de concentración del área en estudio, el gasto máximo aportado por ésta se mantendrá constante un tiempo igual a que resulta de la diferencia entre el tiempo de duración de la lluvia menos el tiempo de concentración del área.

4.19 Consideraciones de Proyecto.

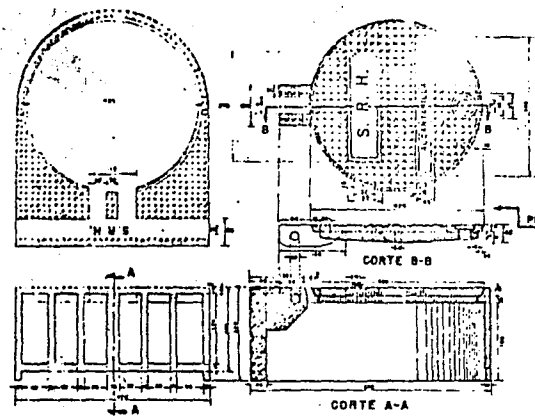
Localización de tuberías.- Se seguirá como guía general una localización que permita a las tuberías recolectar fácilmente el agua interceptada por las coladeras.

Localización y tipos de coladeras pluviales.- Las coladeras deberán colocarse de manera que nada de agua cruce una calle o acera a la alcantarilla. Ello requiere que se sitúen en las esquinas de las intersecciones y si se tienen tramos rectos muy largos, a distancias tales que eviten sobrecargas de acuerdo con la capacidad de la coladera, o bien en zonas planas a distancias de 25 a 50 metros, para evitar ondulaciones muy fuertes en el pavimento para dar la pendiente hacia las coladeras.

La pendiente de las calles obliga al uso de diferentes tipos de coladeras.

- 1.- Coladeras de banqueta.- usadas en calles con pendientes menores del 2%.
- 2.- Coladeras de piso y banqueta.- usadas en calles con pendiente del 2 al 5 %.
- 3.- Coladeras de tormenta.
- 4.- Coladeras tipo transversal.
- 5.- Coladeras de piso.- usadas en pendientes mayores de 5% .

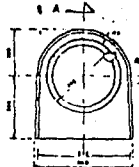
BROCAL DE FIERRO FUNDIDO PARA COLADERAS DE PISO O PISO Y BANQUETA



ESCALA = 1:4

PESO DEL CONJUNTO 81 Kgs.

BROCAL DE

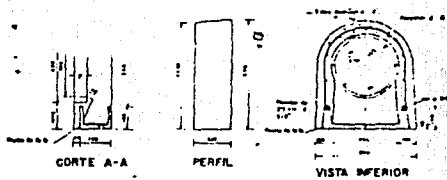


PLANTA



FRETE

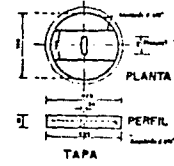
PLUVIALES Y DE BANQUETA



CORTE A-A

PERFIL

VISTA INFERIOR



PLANTA

PERFIL

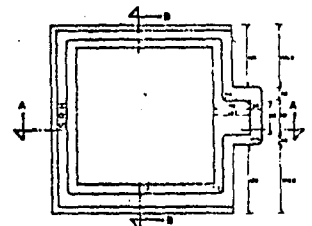
TAPA

NOTAS

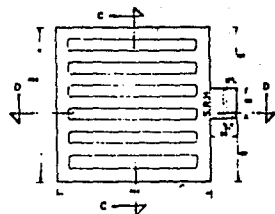
- 1) Acabamiento en pintura.
- 2) Cosecha (1-140 Kg/m²).
- 3) Asa de 1-100 Kg/m².
- 4) Los datos del presente dibujo pertenecen al modelo tipo.
- 5) Proyecto de Obras Públicas, Plan 1-140 Kg.

ESCALA = 1:10

BROCAL DE FIERRO FUNDIDO PARA COLADERAS DE PISO O PISO Y BANQUETA



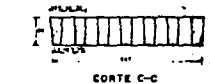
PLANTA DEL MARCO



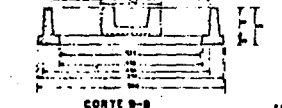
PLANTA DE LA TAPA



CORTE A-A



CORTE C-C



CORTE B-B



CORTE D-D

FIG. 1.6

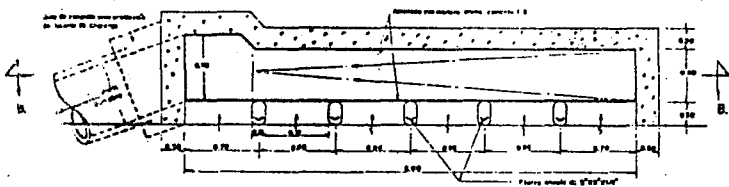
ESPECIFICACIONES PARA LOS BROCALES DE PL. PL. DE COLADERAS PLUVIALES TANTO DE BANQUETA COMO DE PISO O PISO Y BANQUETA

- 1) Solo se admitiran lasjas cuadradas de brocal y tapa cuadradas con la correspondiente rejilla.
- 2) Las rejillas se fabrican en forma cuadrada con un (12/8") o 8/8" mas una longitud de torn. de 3/4" con diámetro de 8/8" en las extremidades.
- 3) No se admitiran juntas de hierro en las rejillas ni tapas ni, tampoco las rejillas en un conjunto.
- 4) No se admitiran juntas que tengan resaca, juntas o del, resaca.
- 5) La rejilla se muestra en un solo por juego de piezas en cuadro, área de 2.5 kg.
- 6) Todas las piezas deberán ser entregadas con pintura o otro, protección que evite el óxido o oxidación de las mismas.
- 7) Los modelos deberán ajustarse a las indicaciones de este pl. no.
- 8) Acabamiento en pintura.

PESO DEL MARCO _____ Kg.
 PESO DE LA REJILLA _____ Kg.
 PESO DEL CONJUNTO _____ Kg.

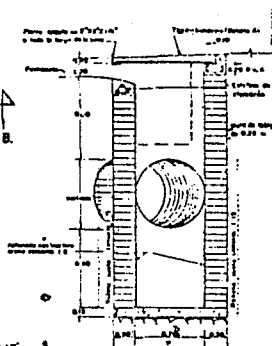
SECRETARIA DE RECURSOS MINERARIOS
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

BROCALES Y REJILLA PARA
 COLADERAS PLUVIALES



PLANTA SEGUN CORTE A-A

E.S.C. - 100



CORTE C-C

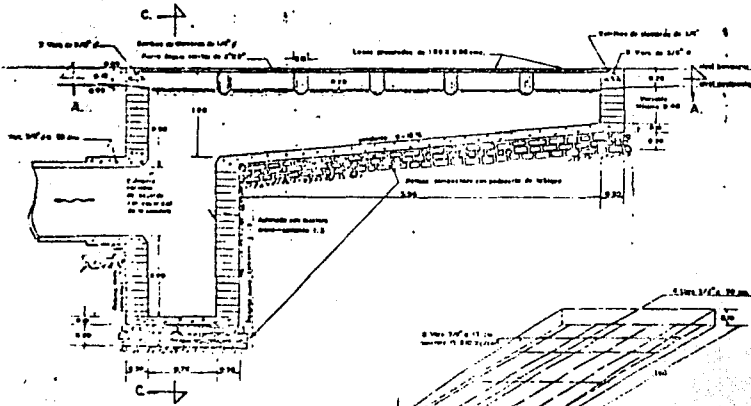
CAPACIDAD DE LA COLCOPA

TIPO DE TRAMPE	CANTIDAD DE VENTANAS	ANCHO DE VENTANA	ALTO DE VENTANA	AREA DE VENTANA	CANTIDAD DE VENTANAS	ANCHO DE VENTANA	ALTO DE VENTANA	AREA DE VENTANA
1	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
2	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
3	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
4	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
5	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
6	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
7	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
8	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
9	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
10	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
11	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
12	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
13	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
14	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
15	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
16	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
17	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
18	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
19	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
20	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
21	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
22	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
23	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
24	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
25	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
26	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
27	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
28	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
29	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80
30	10	1.00	0.80	0.80	10	1.00	0.80	0.80

CALCULO DE CAPACIDADES DE LA COLCOPA EN FUNCION DEL TRANTE SOBRE EL PAVIMENTO

CONDICION DE VENTEDA LATERAL

CONDICION DE CERRIJO



ELEVACION SEGUN CORTE B-B

CONSTRUCCIONES SANITARIAS S.A.

CANTIDADES DE OBRA

NUMERO DE TRAMOS	A	B	C	D
LONGITUD DE TUBERIA	100	100	100	100
EXCAVACION	100	100	100	100
PLANTILLA DE PIEDRA DE TABIQUE CON MORTERO DE CEMENTO	100	100	100	100
CONCRETO 1:2:4	100	100	100	100
PAVIMENTO CON MORTERO DE APIÑA-CEMENTO 1:3	100	100	100	100
SUMINISTRO Y COLOCACION DE BARRAS DE REFUERZO DE ALAMBRE DE 10MM	100	100	100	100
PIEDRO ANILADO DE 300x300x100	100	100	100	100
SILO DE CEMENTO 1:3	100	100	100	100

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS

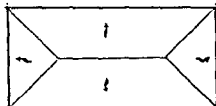
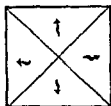
CONSTRUCCIONES SANITARIAS S.A.

Capacidades

De banqueta	15 l/s
De piso	25 l/s
De piso y banqueta	40 l/s/tramo (MINIMO 3 TRAMOS Y MAXIMO 6)
Transversales	
De calle	100 l/s/metro lineal

División de áreas tributarias para cada tramo.

Debera dibujarse en un plano la división de las áreas tributarias a cada tramo. Se estima que puede considerarse un buen criterio al hacer una división lo mas simétrica posible como se indica en las figuras.



4.20 Ejemplo.

Diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, empleando los métodos más usuales en la práctica.

Empleando los datos presentados en la tabla 4.3 y aplicando la ecuación de intensidad de diseño obtenida por el método de Gumbel, se desarrollará el proyecto, empleando el Método Racional Americano, el Método de Burkli-Ziegler y el Método Gráfico Alemán. Al final se presentan los resultados de manera conjunta para observar las diferencias entre uno y otro.

En la figura 4.11 se presenta la parte de un plano con los datos topográficos necesarios para desarrollar el diseño.

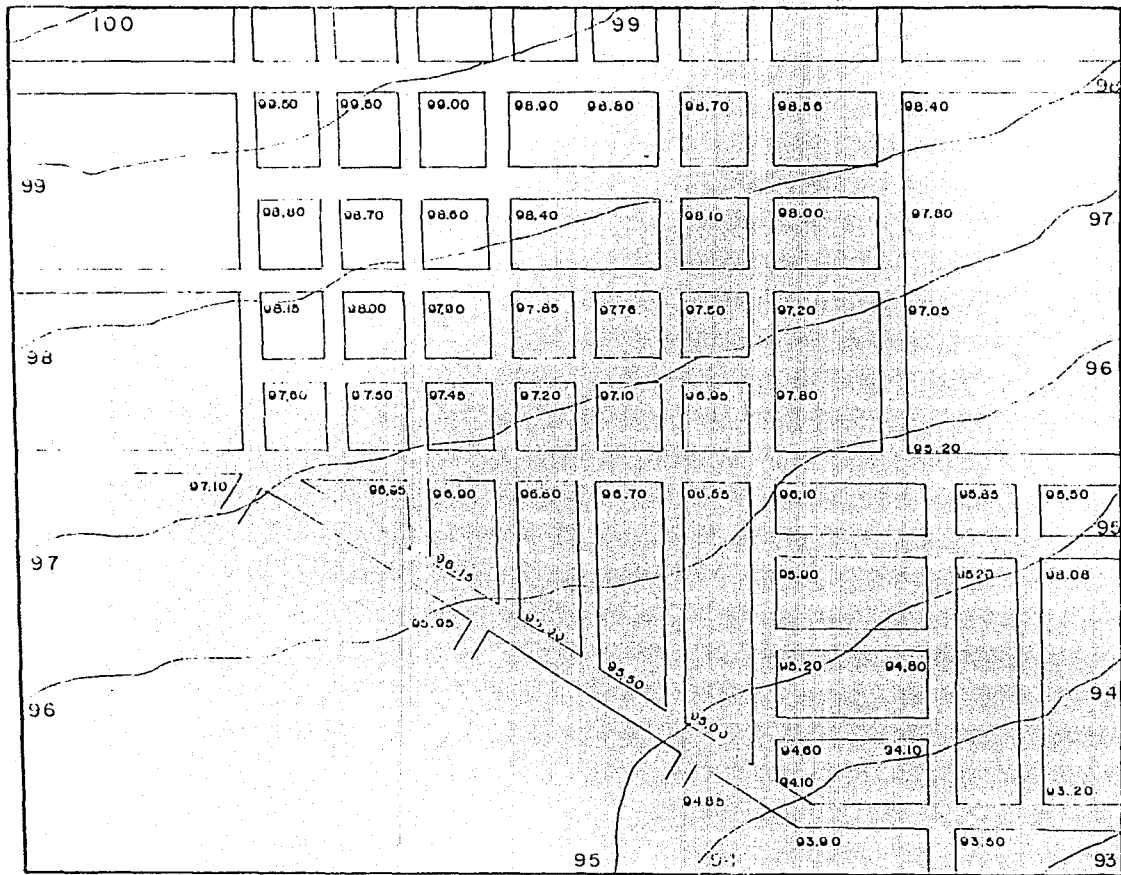


FIG. 4.11

Método Racional Americano

En la figura se muestra el área de estudio, con los datos necesarios para efectuar el diseño (elevaciones de terreno y curvas de nivel).

Como punto de partida, se determina la ubicación del colector con el plano, tomando en cuenta la topografía de la zona, suponiendo el sentido de escurrimiento que se debiera seguir por la superficie fig. 4.12 .

Una vez localizado el trazo del interceptor, se miden las longitudes de cada tramo :

Tramo	Longitud (m)
1-2	103
2-3	56
3-4	50
4-5	52
5-6	58
6-7	26
7-8	72
8-9	48

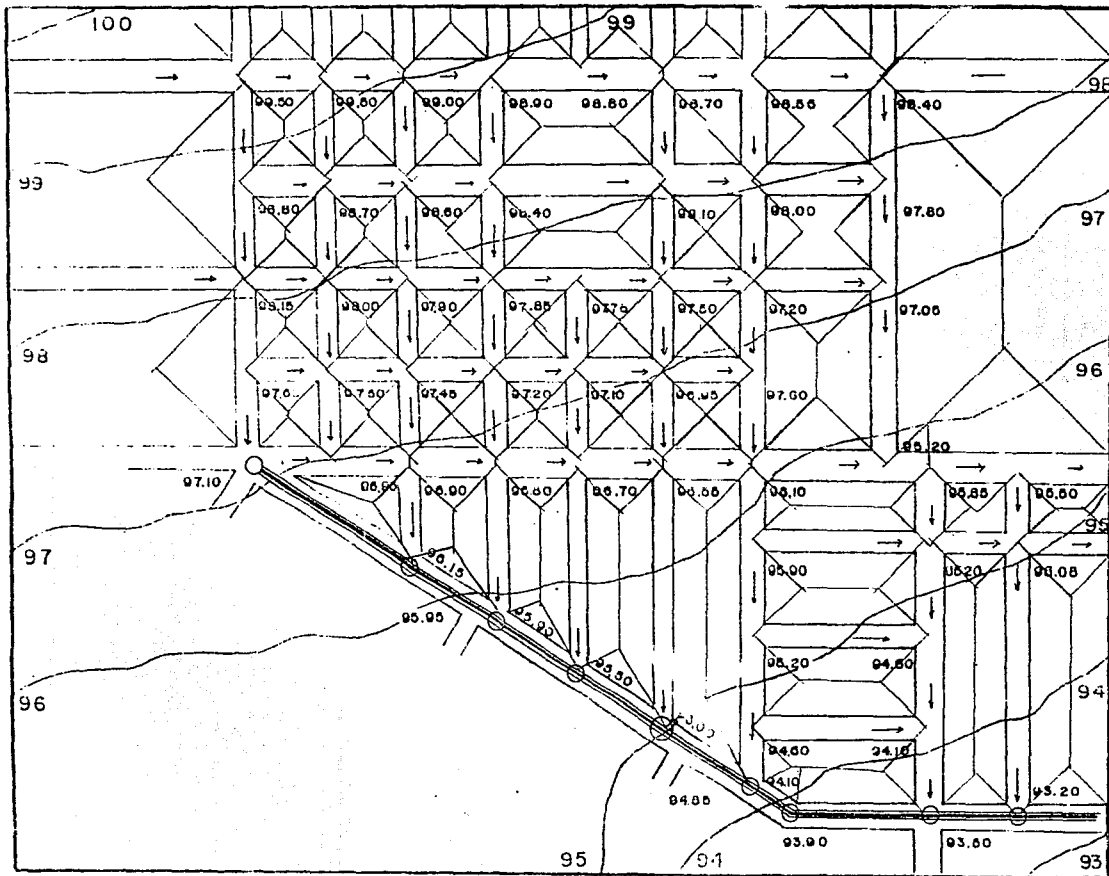


FIG. 4.12

Como siguiente paso, se realiza la distribución de Áreas fig. 4.13 siguiendo las consideraciones de proyecto.

Se determinan las áreas tributarias correspondientes a cada pozo (para ilustrar mejor el sentido de escurrimiento se colocan flechas de acuerdo con la topografía).

Se obtiene el valor de las áreas tributarias.

Ya que se tienen los trabajos preparatorios se da inicio al diseño.

Para determinar el tiempo de concentración se emplea la fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.0003245 \left[\begin{array}{c} L \\ \hline 1/2 \\ S \end{array} \right]^{0.77} \text{ hrs.}$$

Para el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula:

$$T_t = \frac{\text{Longitud}}{\text{Velocidad}}$$

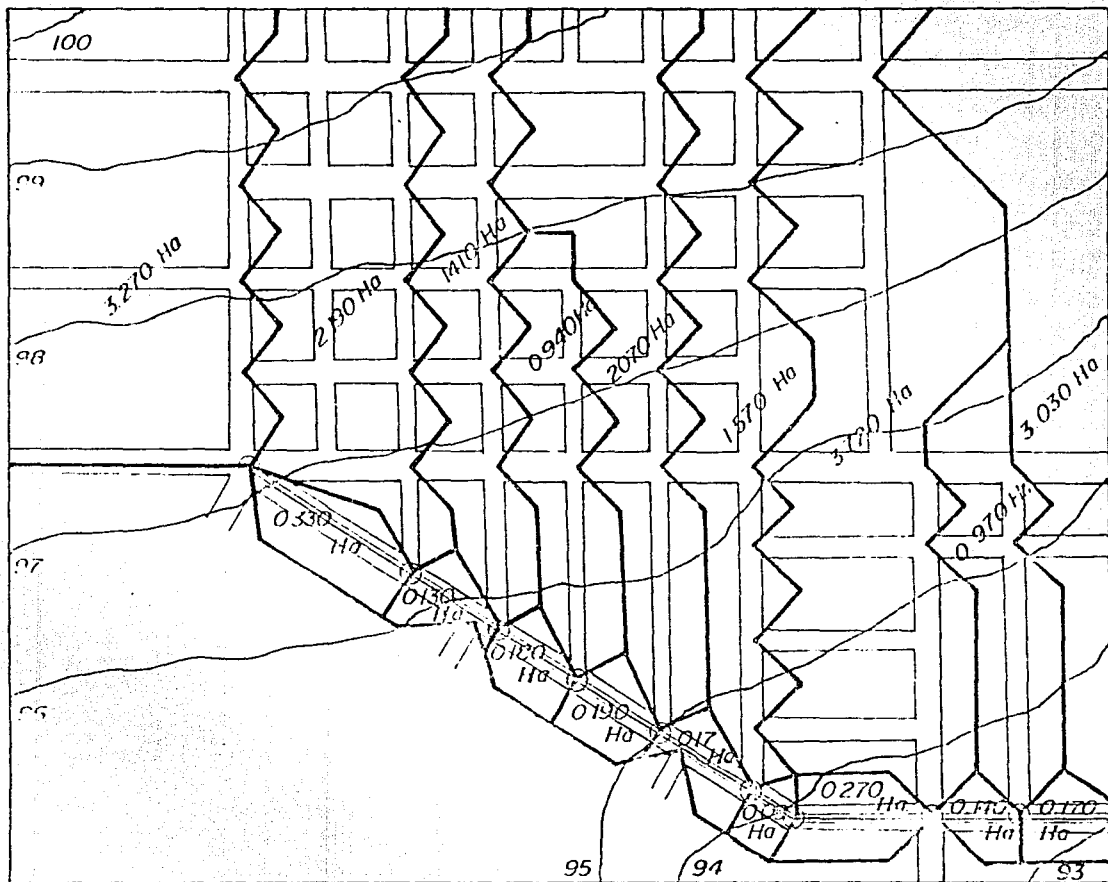


FIG. 4.13

Luego entonces los tiempos de concentración para cada pozo son:

pozo	longitud (punto más alejado a punto de ingreso siguiendo el escu- rrimiento) (m)	deseñivel (m)	pendiente
1	380	3.00	0.008
2	337	3.45	0.010
3	325	3.10	0.009
4	286	2.50	0.009
5	419	4.10	0.010
6	418	4.60	0.011
7	-	-	-
8	504	5.00	0.010

Cálculo del tiempo de concentración del punto 1

380 0.77

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{380 \cdot 0.77}{(0.008)^{1/2}} \right)$$

= 0.20 hrs. x 60

= 12.10 minutos

El tiempo para los demás puntos de ingreso se obtiene de la misma manera:

punto	tiempo de concentración (minutos)
1	12.10
2	10.13
3	10.26
4	9.29
5	11.98
6	11.31
7	-
8	13.81

Cálculo de la intensidad

donde

A = área acumulada en hectáreas

C = coeficiente de infiltración, igual a

0.40

I = intensidad, en mm/hr

cálculo del gasto para el punto 1

$$Q = 2,778 \times 0.40 \times 3.6 \times 120.52$$

$$= 482.12 \text{ l/s}$$

en la tabla de cálculo se indican los gastos para los demás tramos.

cálculo de la pendiente del tramo 1-2

$$97.10 - 96.15$$

$$\text{-----} = 0.009 \times 1000 = 9 \text{ milésimas}$$

103

Apoyándose en el nomograma de Manning, se une el valor de la pendiente en la columna correspondiente, con el valor del gasto calculado. Así se determina el diámetro comercial

diámetro obtenido = 61 cms.

Una vez conocido el diámetro, se une éste con la pendiente y se determino el valor de la velocidad y el gasto para condiciones del funcionamiento hidráulico a tubo lleno.

El gasto y la velocidad intersectados son :

$$V = 2.1$$

$$Q = 600 \text{ l/s}$$

Efectuando la relación de el gasto calculado entre el gasto a tubo lleno, con este valor se entra al nomograma de Manning en la columna correspondiente a relación de gastos y se lee el valor correspondiente a la relación de velocidades.

$$\begin{array}{r} Q \text{ calculado} \quad 435.23 \\ \hline Q \text{ tubo lleno} \quad 600.00 \\ \hline \end{array} = 0.72$$

el valor de la relación de velocidades es:

$$\begin{array}{r} V_{\text{tubo parc. lleno}} \\ \hline V_{\text{tubo lleno}} \end{array} = 1.085$$

despejando la velocidad a tubo parcialmente lleno

$$\begin{aligned}V_{\text{tubo parc. lleno}} &= 1.085 \times V_{\text{tubo lleno}} \\ &= 1.085 \times 2.1 \\ &= 2.27 \text{ m/s}\end{aligned}$$

si la velocidad está definida como

$$\text{velocidad} = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}}$$

despejando el tiempo

$$\begin{aligned}\text{tiempo} &= \frac{\text{distancia}}{\text{velocidad}} \\ &= \frac{103}{2.27} \\ &= 45.20 \text{ seg} \\ &= 0.75 \text{ min}\end{aligned}$$

que es el tiempo de tránsito en la tubería, y como, el tiempo de ingreso es igual al tiempo de concentración

$$T_t + t_i = t_c$$
$$12.10 + 0.75 = 12.85$$

y es el nuevo tiempo que se considera en la ecuación de la intensidad para el siguiente tramo.

Para el cálculo de los tramos siguientes, el procedimiento es el mismo. En la tabla de cálculo se presentan resumidos los cálculos para cada tramo, los cuales se pueden ir verificando siguiendo el procedimiento anterior.

Cuantificación de coladeras pluviales.

Tramo 1 - 2

Se tiene un gasto de 435 l/s ,considerando coladeras de piso y banquetas .

$$\frac{435}{40 \text{ l/s}} = 11 \text{ coladeras}$$

11 coladeras son demasiadas para poderlas disponer en las aceras cercanas al pozo de visita.

Considerando coladeras de tormenta de 4 tramos.

$$\begin{array}{r} 435 \\ \hline \end{array} = 2.7 \quad \begin{array}{l} 3 \text{ coladeras de tormenta de} \\ 4 \text{ tramos cada uno, se acepta} \end{array}$$

(40 x 4)

Tramo 2-3

Como en el tramo considerado fluye un gasto de 704 l/s, pero de este gasto ya se captarán 435 l/s del tramo anterior, se determina el número de coladeras con la diferencia de gastos.

$$704 \text{ l/s} - 435 \text{ l/s} = 272 \text{ l/s}$$

Considerando coladeras de tormenta de tres tramos cada uno.

$$\begin{array}{r} 272 \\ \hline \end{array} = 2.26 \quad \begin{array}{l} 2 \text{ coladeras de tormenta de} \\ 3 \text{ tramos cada uno.} \end{array}$$

(40x3)

De esta manera se determina el número de coladeras y el tipo, para cada tramo.

La colocación definitiva de las coladeras pluviales quedará a juicio del ingeniero residente, respetando el tipo y número de coladeras.

En tramos largos (mayores de 80 metros) se colocaran coladeras de banquetta adicionales.

Método de Burkli- Ziegler.

1.- La intensidad de diseño se considera constante para toda la cuenca. Por lo tanto, como el tiempo de duración es igual al tiempo de concentración, se considerara un tiempo de concentración de 14.87 minutos.

cálculo de la intensidad .

$$i = \frac{5447.72}{t + 33.1} = 113.565 \text{ mm/hr}$$

2.- La pendiente es igual para toda la cuenca desde el punto más alejado hasta el punto de salida.

$$s = \frac{\text{desnivel}}{\text{longitud}} = \frac{100 - 93}{750} = 0.009$$

= 9 milésimas

3.- El valor del coeficiente de escurrimiento se considera de 0.40.

4.- La ecuación de Burkli-Ziegler es:

$$Q = 2.778 c i^{1/4} s^{3/4} A$$

como los valores de c , i , y s son constantes entonces.

$$Q = 218.57 A^{3/4}$$

5.- Para el primer tramo 1-2 se tiene

$$Q = 218.57 (3.6)^{3/4} = 572 \text{ l/s}$$

6.- Uniendo el valor de la pendiente del tramo con el gasto calculado, en el nomograma de Manning, se obtiene el diámetro comercial necesario.

$$\varnothing = 61 \text{ cm.}$$

7.- Uniendo el valor de la pendiente y del diámetro comercial, se obtienen los valores de la velocidad y el gasto para condiciones a tubo lleno.

$$Q = 600 \text{ l/s}$$
$$v = 2.1 \text{ m/s}$$

8.- Efectuando la relación de gasto calculado a gasto a tubo lleno, se determina la velocidad real.

$$\frac{572}{600} = 0.95$$

con este valor se entra de nueva cuenta al nomograma de Manning y en la columna correspondiente a relación de gastos se traza una línea paralela partiendo del valor antes encontrado intersectando el valor en la columna de relación de velocidades.

$$\frac{\text{vel. tubo parcialmente lleno}}{\text{vel. tubo lleno}} = 1.138$$

se multiplica este valor por el de la velocidad a tubo lleno y se determina el de la velocidad real.

$$v \text{ real} = 2.1 \times 1.38 = 2.39 \text{ m/s}$$

9.- Este mismo procedimiento se realiza para los siguientes tramos.

Método Gráfico Alemán.

Calcular la cuenca del ejemplo citado, el hidrograma de escurrimiento y el colector para una tormenta con período de retorno de 3 años. Los datos que se disponen son:

Longitud y área de influencia de cada tramo de tubería, curva de altura de precipitación-duración-período de retorno, las elevaciones en los puntos indicados en la figura 4.12

DATOS DE LA CUENCA

Tramo	Area Km2	Longitud Km
1-2	0.33	0.103
2-3	0.13	0.056
3-4	0.18	0.050
4-5	0.19	0.052
5-6	0.17	0.058
6-7	0.09	0.026
7-8	0.27	0.072
8-9	0.14	0.048

ELEVACION DE LAS TUBERIAS

Punto	Elevación (m)
1	97.10
2	96.15
3	95.90
4	95.50
5	95.00
6	94.10
7	93.90
8	93.50
9	93.20

solución

El tiempo de concentración de la cuenca se calcula con la siguiente ecuación:

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} + 0.385 \right)$$

La longitud L que recorre una gota de agua que cae entre el punto más alejado y la salida de la cuenca es de 0.846 y el desnivel H entre los puntos anteriores es de 7 metros. Por lo tanto el tiempo de concentración de la cuenca es de :

$$\begin{aligned}
 & \quad \quad \quad 3 \quad 0.385 \\
 & \quad \quad \quad 0.87 (0.846) \\
 t_c &= \left(\frac{\quad}{7} \right) \\
 & = .369 \times 60 = 22.16 \text{ min.}
 \end{aligned}$$

2.- Cálculo de la intensidad de lluvia.

conocido el valor del tiempo de concentración y con la siguiente ecuación.

$$\begin{aligned}
 i &= \frac{5447.72}{14.87 + 33.10} \\
 &= 113.56 \text{ mm/hr}
 \end{aligned}$$

3.- cálculo del coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento que se emplea es de 0.40.

4.- Cálculo del gasto máximo para cada una de las subcuencas.

El cálculo se hace aplicando la ecuación del método racional y en ella los valores de c e i , son constantes, por lo que sustituyendo los valores calculados anteriormente la ecuación se expresa como:

$$Q = 45.43 A = m^3/s$$

Con esta expresión se calcula el gasto para cada subcuenca, sustituyendo el valor correspondiente del área, en la siguiente tabla se indican los valores obtenidos.

Tramo	Area Km2	Q m3/s
1-2	0.0360	1.630
2-3	0.0232	1.054
3-4	0.0159	0.722
4-5	0.0113	0.513
5-6	0.0224	1.017
6-7	0.0166	0.75
7-8	0.0027	0.122
8-9	0.0386	1.753

5.- Cálculo del tiempo de concentración para cada subcuenca.

Con los datos de los colectores se calcula el tiempo de concentración para cada uno de ellos.

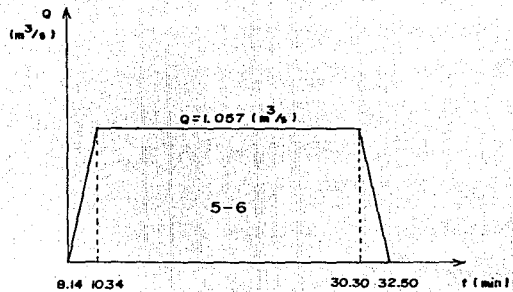
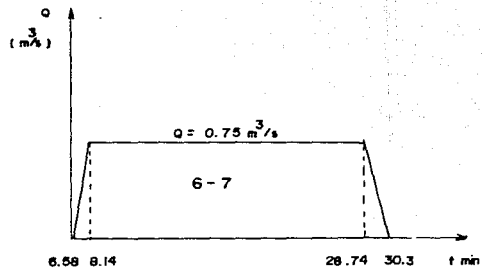
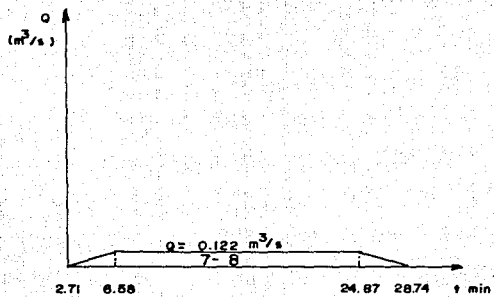
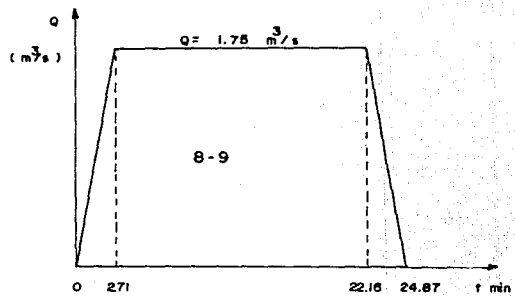
$$t_c = \left[\frac{0.87 L}{H} \right]^{0.385}$$

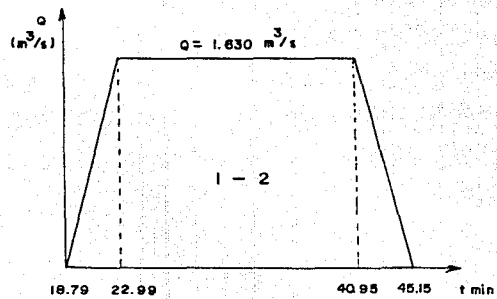
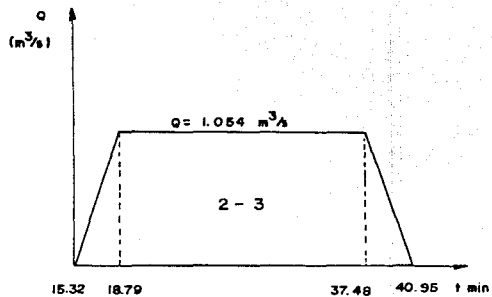
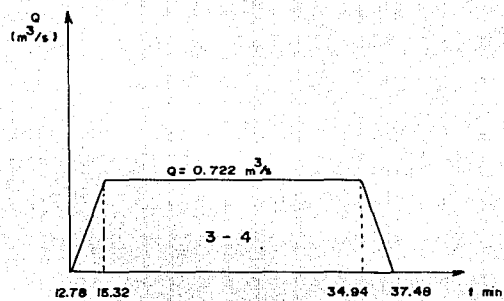
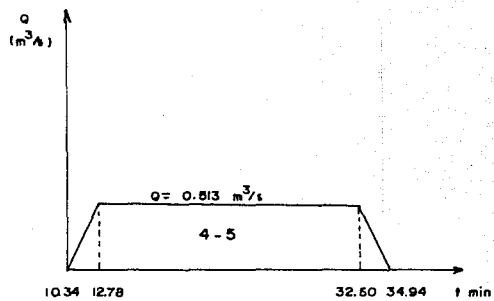
Los valores así encontrados se indican a continuación .

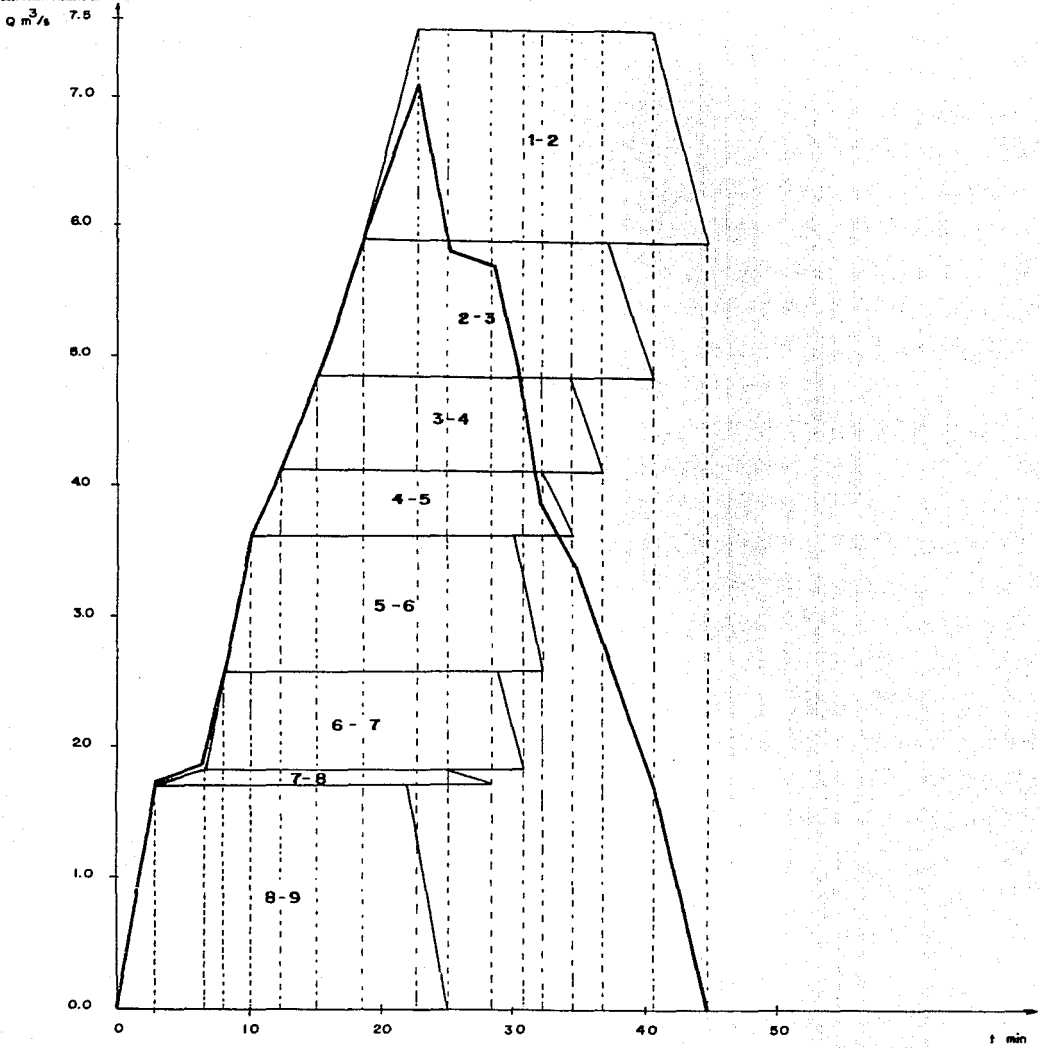
Tramo	Longitud Km	Desnivel m	tc min
1-2	0.103	0.95	4.20
2-3	0.056	0.25	3.47
3-4	0.050	0.40	2.54
4-5	0.052	0.50	2.44
5-6	0.058	0.90	2.20
6-7	0.026	0.20	1.56
7-8	0.072	0.40	3.87
8-9	0.048	0.30	2.71

6.- Cálculo del hidrograma.

Con los datos del gasto y tiempo de concentración se construyen los hidrogramas, empezando aguas arriba.







Suma de los Hidrogramas parciales (método gráfico alemán).

PRINCIPIA HIDROGRAMA No.	Qmáx. INICIAL (GASTO UNICO) HIDROGRAMA No.	Qmáx. FINAL (INICIO RE- CESION) HIDROGRAMA No	TERMINA HIDRO- GRAMA. No.	TIEMPO EN MINUTOS	8-9	7-8	6-7	5-6	4-5	3-4	2-3	1-2	Q ()
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
8-9	0												
7-8	8-9			2.71	1.75	0							1.750
6-7	7-8			6.58	1.75	0.122	0						1.872
5-6	6-7			8.14	1.75	0.122	0.75	0					2.622
4-5	5-6			10.34	1.75	0.122	0.75	1.057	0				3.679
3-4	4-5			12.78	1.75	0.122	0.75	1.057	0.513	0			4.192
2-3	3-4			15.32	1.75	0.122	0.75	1.057	0.513	0.722	0		4.914
1-2	2-3			18.79	1.75	0.122	0.75	1.057	0.513	0.722	1.054	0	5.968
	1-2	8-9		22.99	1.25	0.122	0.75	1.057	0.513	0.722	1.054	1.630	7.098
		7-8	8-9	24.87	0	0.122	0.75	1.057	0.513	0.722	1.054	1.630	5.848
		6-7	8-7	28.74		0	0.75	1.057	0.513	0.722	1.054	1.630	5.726
		5-6	7-6	30.30			0	1.057	0.513	0.722	1.054	1.630	4.976
		4-5	5-6	32.50				0	0.513	0.722	1.054	1.630	3.919
		3-4	4-5	34.94					0	0.722	1.054	1.630	3.406
		2-3	3-4	37.48						0	1.054	1.630	2.684
		1-2	2-3	40.95							0	1.630	1.630
			1-2	45.15								0	0

Explicación del Método Analítico

- 1.- En la columna 1, se colocan los hidrogramas, comenzando de aguas arriba hacia aguas abajo.
- 2.- En la columna 2, se colocan los hidrogramas que empiezan a aportar gastos.
- 3.- En la columna 3, se indica el hidrograma que inicia su recesión, de acuerdo al tiempo en que este ocurre.
- 4.- En la columna 4, se indica el hidrograma que termina, en el momento en que este ocurre.
- 5.- En la columna 5, se coloca el tiempo de concentración, para cada tramo.
- 6.- En las columnas 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, se coloca el gasto, que aporta cada tramo desde su inicio hasta su recesión.
- 7.- En la columna 14, se efectúa la sumatoria, para obtener el gasto máximo es de 7,098 m³/s y se realiza en un tiempo de 22.99 minutos.

Conclusiones:

Los diámetros obtenidos, con los métodos Racionales y de Burklin-Zieglar, difieren en poco, lo cual ambos métodos se pueden considerar confiables. Mientras que para la aplicación del método del Ing. V. Chow dependerá de la información obtenida para su aplicación. En lo que se refiere al método gráfico Alemán se puede considerar también como un método confiable y en el cual se puede observar mediante el hidrograma obtenido, el valor del gasto máximo.



CAPITULO V

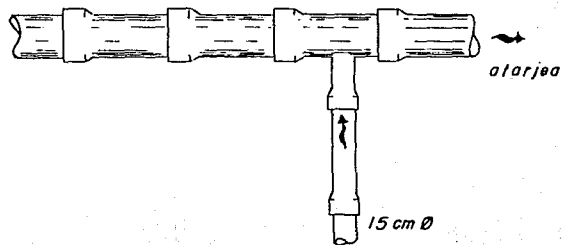
OBRAS COMPLEMENTARIAS Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE
OPERACION.

5.1. Conexiones Domiciliarias.

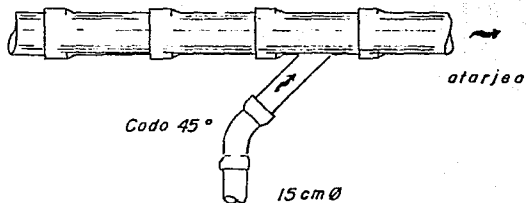
Las conexiones domiciliarias, forman parte de la intersección entre la atarjea y los registros que se encuentran ubicados dentro del predio, por los cuales se desalojan las aguas que ya han sido utilizadas por los usuarios en sus diversas necesidades.

De acuerdo al diámetro de la atarjea, se recomiendan las siguientes conexiones.

a) Con atarjeas menores de 60 cm.

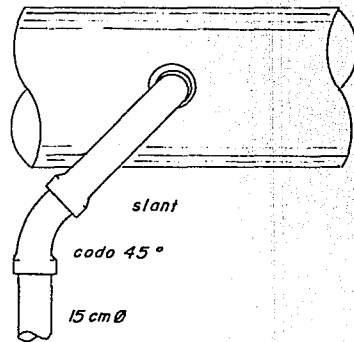


CONEXION CON "T"

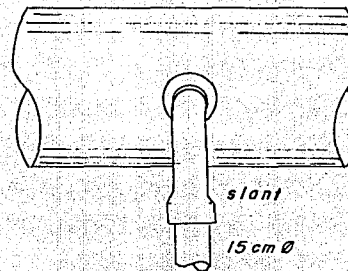


CONEXION CON "Y"

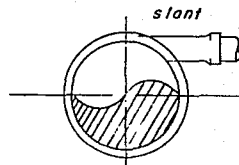
b) En tubos mayores de 60 cm.



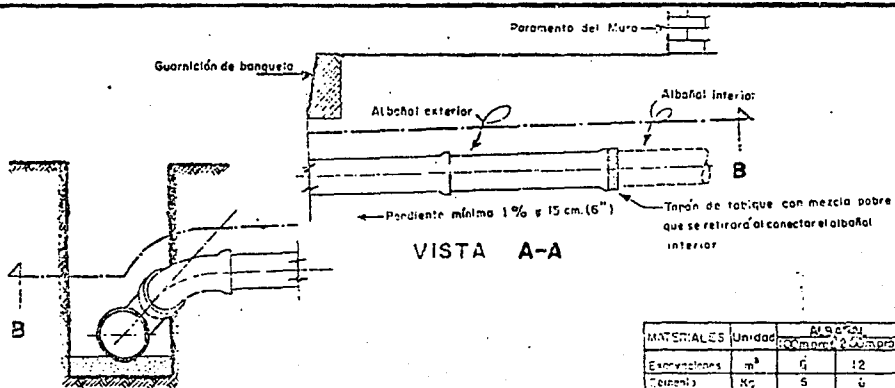
CONEXION A 45°



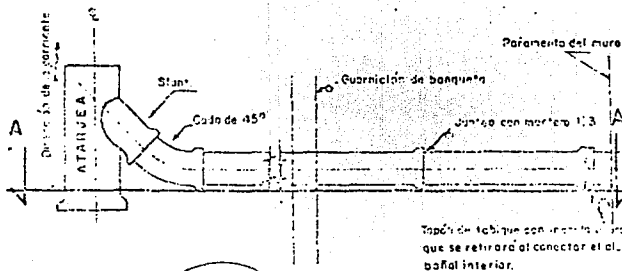
CONEXION A 90°



CONEXION CLAVE
CON CLAVE

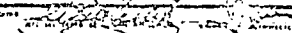


MATERIALES	Unidad	M. de obra		
		100 m. m. x 2.00 m. m.	1.00 m. m. x 2.00 m. m.	1.00 m. m. x 1.00 m. m.
Esqueletos	m ³	6	12	
Cemento	Kg.	5	6	
Arma	ll	14	14	



Este plano cruza y sustituye al V.C. 1186
de Julio 1980

PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN DE LOS BAÑOS Y CUBIERTAS PÚBLICAS
SUBSECCIÓN DE SERVICIOS MUNICIPALES Y OBRAS URBANAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIONES DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
BOGOTÁ, D. C. - COLOMBIA

ALCANTARILLADO	
CONEXIÓN DE ALBAÑAL	
Conforme	
 Ing. LAURO RENDÓN S. T.	
No. de Proyecto: VC 1583 No. de Hoja: 07 de 07	No. de Proyecto: VC 1583

Actualizado: 
ING. JULIO VARGAS R.

Revisó: 
ING. LAURO RENDÓN S. T.

5.2 Pozos de visita especiales.

Atendiendo al diámetro interior de su base los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales. Los pozos de visita comunes se construyen para tuberías de 20 cm. a 61 cm. de diámetro. Para tuberías de 76 a 107 cm. de diámetro se construirán pozos de visita especiales.

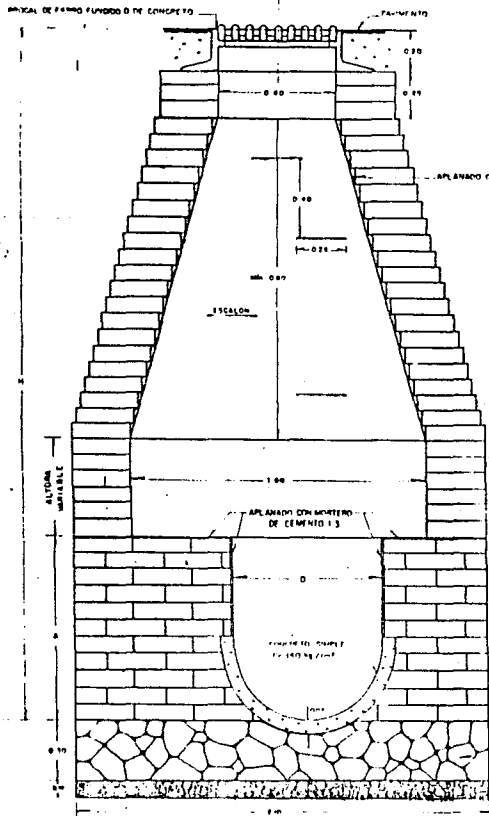
Para tuberías de 122 cm. también se construirán pozos de visita especiales pero con un diámetro interior de 2.00 m. Podrán recibir entronques de conductos de 20 a 30 cm.

Dentro de los pozos de visita, se tienen los siguientes:

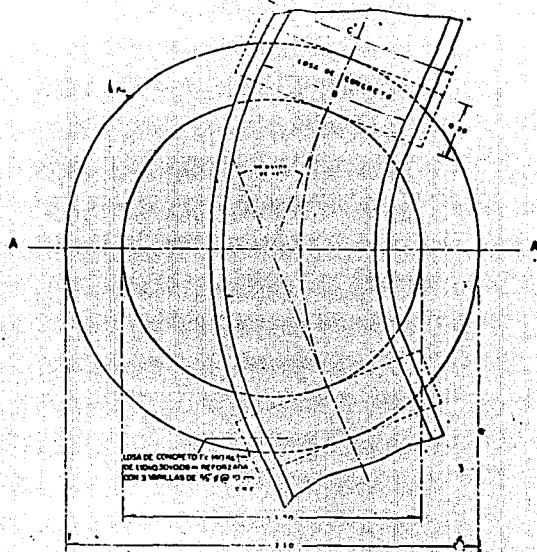
Pozos de caída.

Son pozos de visita en los que se admite la entrada del agua a un nivel superior al fondo. Se instalan entre tramos en los que por efecto de la topografía los tubos tendrían pendientes sumamente fuertes que ocasionarían velocidades más altas que las permisibles.

Con estos pozos se logra conducir el agua en forma escalonada, permitiendo el trabajo correcto de los tramos que une.



CORTE A-A



PLANTA

DIAMETRO INT. Ø	A	PREL. MUR DE H.	C
0.75	0.91	2.25	1.10
0.91	1.07	2.35	1.10
1.07	1.24	2.50	1.50

NOTA

ESTE DISEÑO ES PARA UN POZO DE VISITA EN
MATERIA DE 1.20m DE DIAMETRO EN SU
MAYOR

MANIFISTERIA LADRADA CON MORTERO
DE CEMENTO 1:3

CAMA DE PIEDRA DE TAPIÓN

POZO DE VISITA ESPECIAL
DE 1.20m DE DIAMETRO EN SU
MAYOR

5.3 Cajas Derivadoras

Son estructuras que se utilizan en un sistema combinado para inducir en tiempo de estiaje (seco) las aguas negras por un conducto diseñado para estos y conducirlos hasta la planta de tratamiento; y en tiempo de lluvia las aguas combinadas se viertan por medio de un vertedor lateral directamente a una corriente o cuerpo de agua.

5.4 Descripción de Obras de Descarga

Descargas o desagües de las alcantarillas. El tipo de descarga o de desagüe depende de la cantidad de aguas negras que se ha de descargar, del grado de tratamiento de las aguas negras y de las características de la fuente de evacuación. Se han de colocar las salidas, para evitar la contaminación de los suministros de agua y originar molestias. Se prefieren las salidas sumergidas lejos de la costa, a la -- descarga a lo largo de la orilla o playa, que puede originar vistas y olores desagradables. Las co-- rrientes deben ser lo suficientemente fuertes para evitar que el cieno se acumule cerca de la salida. Debe protegerse contra el socavamiento por su situación o apropiada construcción. Es conveniente tener en la salida una válvula de charnela (ver fig.5.1) o una compuerta de cierre automático para evitar la entrada de agua durante la pleamar.

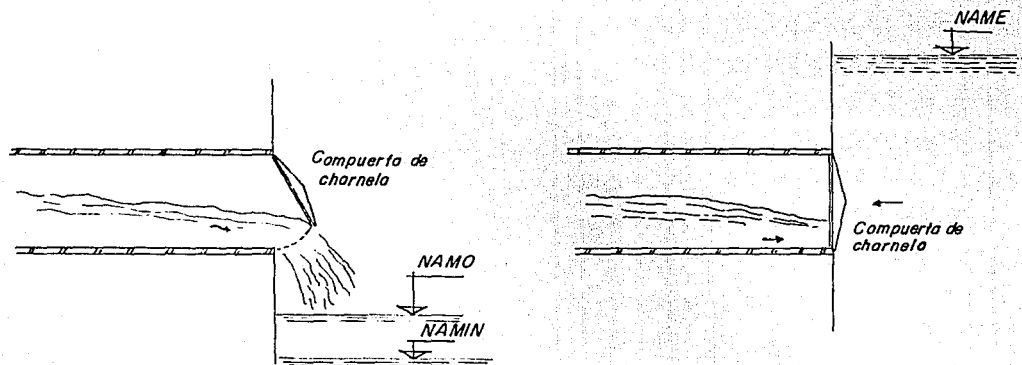
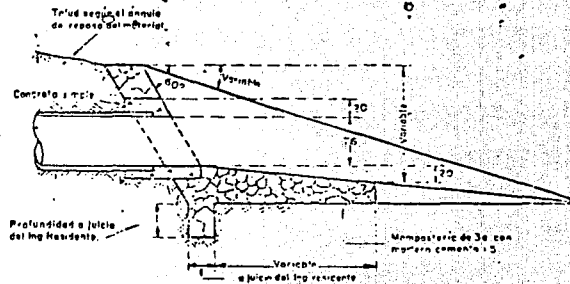
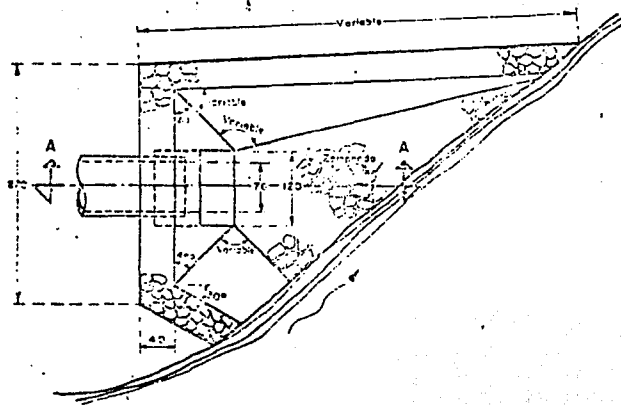


FIG. 5.1



SECCION A-A

ESCALA 1:40

1. Proyecto	Dibujó
Ing. J. Carlos Muñoz Parra	2019 Soto
Revisó	
Ing. J. Luis Mancera M.	

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS AGUA POTABLE Y ALICANTILLADOS CENTRO ESPECIALIZADO EN ESTUDIOS	
ESTRUCTURA DE DESCARGA ESPALDACA PARA TUBERIAS HASTA DE 75 CM DE DIAMETRO	
Carácter	10
Material	10
Asesor	10
México, D.F. Junio de 1954	V.C. 154

5.5 Aspectos Constructivos de la Red de Alcantarillado.

En la construcción de una red de alcantarillado intervienen las siguientes etapas:

- a) Trazo de los ejes de las alcantarillas
 - b) Excavación de las zanjas
 - c) Construcción de la cama
 - d) Ademado de terrenos inestables
 - e) Drenaje de las zanjas si el nivel freático es alto
 - f) Colocación y Junteo de tuberías
 - g) Relleno de Zanjas
 - h) Construcción de estructuras especiales y accesorios
- a) Trazo de los ejes de las alcantarillas.- En general el trazo de las alcantarillas es por el eje longitudinal de la calle, pero en casos especiales pueden hacerse modificaciones debido al ancho, a la pendiente transversal de la calle, o por las instalaciones ya existentes como tuberías de agua potable, gas, energía eléctrica, etc., pudiendo instalarse a los lados de la calle próxima a la guarnición y excepcionalmente debajo de las banquetas.
- Es importante que la construcción se inicie en el emisor y proceder aguas arriba.
- El trazo se hará con tránsito y se colocarán estacas a cada 10 mts. y a 50 cm. afuera de la orilla de la zanja por excavar. Esto sirve para tener un trazo de referencia paralelo al eje del tubo y a una distancia fija conveniente.
- Una vez hecho el trazo se procederá a la nivelación de las estacas, intersecciones con otros ejes y de todos los puntos intermedios en donde haya cambios definidos de pendiente.
- b) Excavación de zanjas.- Una vez trazado y marcado con cal el ancho de la zanja se procederá a la excavación, ya sea con gente o con medios mecánicos; esto dependerá de la clase del suelo, de la magnitud de la obra o de los medios con que se cuente.
- c) En la excavación se llegará hasta una profundidad de 10 a 15 cm. arriba de la cota definida. Para

determinar la pendiente de la zanja se deberá colocar firmemente travesaños de madera llamados - puentes que quedarán situados enfrente de cada una de las estacas del trazo de referencia. Sobre los puentes se pondrán las niveletas y en cada una de ellas se colocará un clavo del que se amarrará un hilo que de niveleta a niveleta dará una pendiente que deberá ser la del proyecto en -- ese tramo, y utilizando un escantillón consistentemente se podrá precisar la cota de la plantilla del tubo y proceder al afine de la cama.

Los anchos de las zanjas serán los admisibles hasta 30 cm. arriba del lomo del tubo. De ahí para arriba las zanjas podrán ampliarse según convenga.

La profundidad mínima de las alcantarillas estará dada por los siguientes factores: colchón mínimo para evitar roturas por cargas vivas, permitir que todas las descargas domiciliarias a ambos lados pueden descargar a la alcantarilla

La excavación para zanjas incluye el afloje del material y su extracción, las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las zanjas, la remoción del material productos de las excavaciones, colocándolo exclusivamente a un lado de las zanjas incluyendo el tiro del material hasta 10 mts. del eje de la misma disponiéndolo de tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.

- d) Ademado de terrenos inestables.- Cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes, a juicio de la supervisión se ordenará al contratista la colocación y características de los ademes y puntales que juzgue necesarios, a los taludes que garanticen la estabilidad de la excavación para la seguridad de las obras y los trabajadores.
- e) Drenaje de las zanjas.- Si el nivel freático es alto, el agua en las zanjas es un problema que dificulta la construcción del alcantarillado. Podrán utilizarse drenajes especiales colocados debajo de la cama del tubo, consistentes en un tubo de 15 cm. de diámetro perforado y acostillado con grava gruesa o bien pequeñas trincheras laterales que lleven el agua a pozos de recolección donde se bombee. En algunas ocasiones el problema se presenta sólo durante

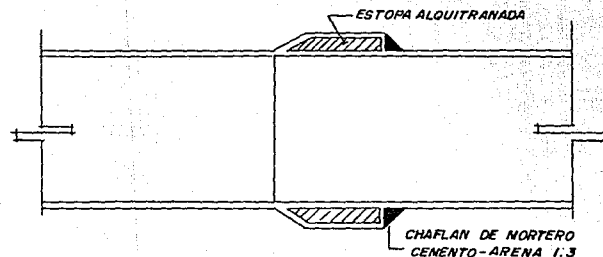
la construcción, pero donde el nivel freático está continuamente alto, se requiere de un dren con salida natural si las condiciones naturales lo ameritan.

- f) Colocación y Junteo de Tuberías.- Las tuberías deberán ser colocadas de acuerdo con los diámetros y pendientes especificados en los planos. Los tubos hasta 45 cm. de diámetro pueden bajarse a mano y deberán usarse dispositivos especiales para los de mayor diámetro.

La colocación del tubo se hará siempre con la campana hacia aguas arriba procurando que este quede siempre libre para el enchufado del siguiente.

Las juntas de mortero cemento-arena 1:3 se protegerán del sol y deberán mantenerse húmedas hasta que se proceda al relleno de la zanja. Para el junteo una vez colocado y anclado el primer tubo, se procederá a enrollar un cordón de estopa alquitranada alrededor del macho del tubo siguiente, enchufándose hasta el fondo de la campana del primero, debiéndose apretar la estopa y hasta lograr que las superficies interiores de los tubos queden exactamente al raz. Hecho esto, el resto del hueco se rellenará con mortero cemento-arena en proporción 1:3 mojado perimetralmente la superficie de contacto.

Una vez llenado el espacio que queda entre el macho y la campana, se hará un chaflan a 45° que une el borde de la campana con la superficie del exterior del tubo macho.



La instalación de tuberías de concreto simple y armado. En el manejo de las tuberías el constratis- ta deberá usar grúas, malacates, bandas o cualquier otro dispositivo que impida que las tuberías se golpeen o caigan.

Las tuberías deberán ser alineadas y niveladas conforme al proyecto y/o las ordenes de la supervi- sión no admitiéndose en ningún caso una desviación mayor de 5 mm/m. cuando se trate de diámetros ma- yores.

Por ningún motivo se permitirá el tendido de las tuberías cuando la zanja este inundada; una vez co- locado el tubo en su lugar se procederá a limpiar cuidadosamente su interior quitándole los residuos de tierra y materiales extraños, y en igual forma se limpiará la campana del tubo por colocar.

- g) Relleno de Zanjas.- Durante esta etapa se agregará agua a los materiales para su mayor compactación dosificándose en forma adecuada de acuerdo con las instrucciones del ingeniero residente, los mate- riales sobrantes producto de las excavaciones que no hayan sido utilizadas en los rellenos, serán - acarreados hasta un banco de desperdicios.

El relleno de las zanjas a volteo se efectuarán a partir de 20 cm. arriba del lomo de las tuberías, utilizando los materiales I y/o II producto de las excavaciones en capas de 20 cm. hasta formar -- arriba del terreno un bordo (lomo de toro, de unos 15 cm. más alto que la rasante).

- h) Construcción de estructuras especiales y accesorios. Pozos de visita tipo común, brocales y tapas - de concreto. Comprende el suministro de todos los materiales puestos en obra y la mano de obra co-- rrespondiente.

Pozos de visita.- Estas estructuras serán construidas según los planos y en lugares que señale el - proyecto.

Las construcciones de los pozos de visita se llevará en forma simultánea con la instalación de la - tubería, no se permitirá más 125m. instalados de tubería sin que los pozos estén totalmente termina- dos. La cimentación de los pozos deberá hacerse previamente a la colocación de las tuberías, para - evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de las tuberías y que éstas sufran desalojamien- tos. En esta cimentación se harán los llamados canales de "media cña" y de ahí se comienza a cons-

truir los pozos de visita, los tabiques deberán ser mojados previamente a su colocación e instalados en hileras horizontales, deberá quedar desplazada con respecto a la anterior en tal forma que no exista coincidencia entre juntas verticales de los tabiques que las formas (cuatrapeados).

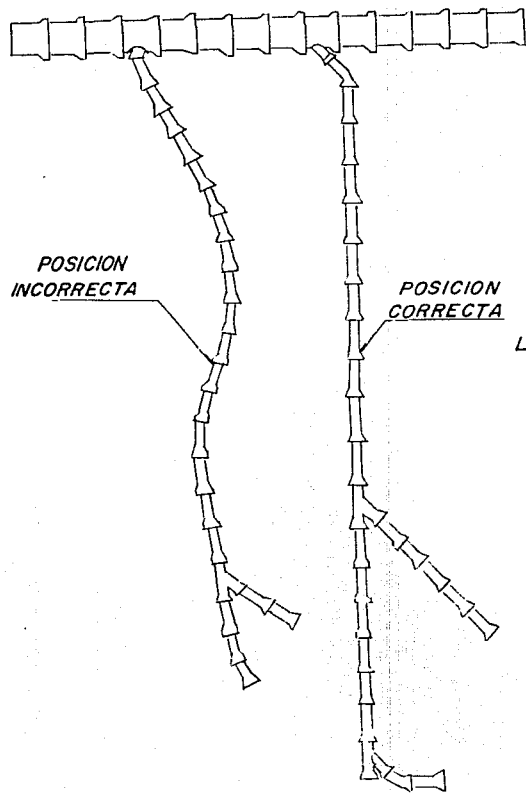
Brocales y tapas para pozos de visita.- Serán de concreto armado y deberán quedar a nivel del terreno natural o en su caso del perímetro existente, con tolerancia máxima de un centímetro del terreno o pavimento. Las tapas que serán de concreto armado y/o de fierro fundido según los requerimientos del proyecto, deberán asentarse perfectamente en toda su superficie de apoyo para evitar deterioro al peso de los vehículos.

Conexiones domiciliarias.- (Slant y Codo de concreto Simple de 45°). Comprende las descargas de las tuberías, traslado desde el almacén de la obra hasta el lugar de su colocación maniobras para distribuirlas a lo largo de la zanja, su bajada y tendido de la capa, perforación de la tubería de la red y junteo con mortero de cemento arena en proporción 1:3.

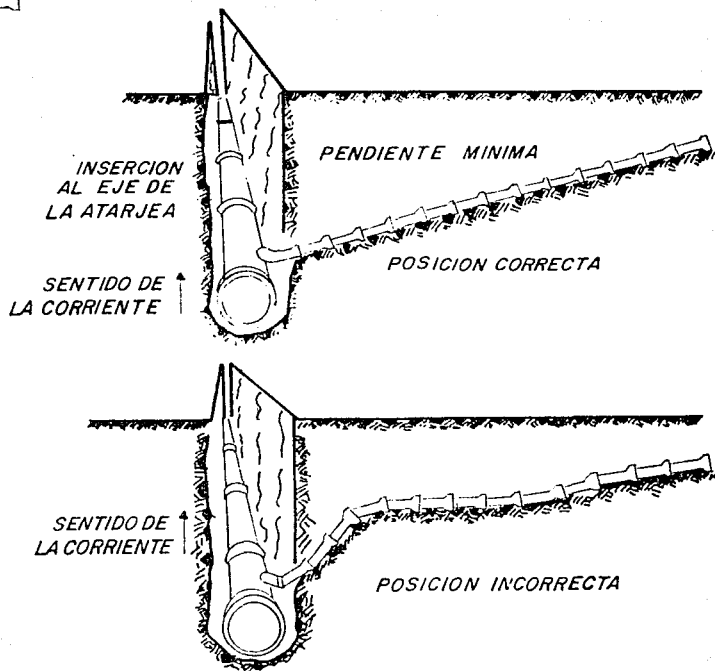
La perforación que se efectúe en las tuberías de la red principal para la inserción de la acometida deberá hacerse con mucho cuidado a fin de evitar que el tubo se agriete.

Durante la construcción de las conexiones de un tramo de alcantarillado, se procederá a construir primero las de un lado de la calle y después de terminados totalmente, se procederá a construir las del lado opuesto.

El extremo de la conexión del albañal se deberá tapar con material de tabique asentado con mezcla pobre, que se retirará al conectar el albañal interior.



PLANTA



VISTA

5.6 Aspectos de operación y mantenimiento de la red de alcantarillado.

La inversión del capital que supone la construcción de un sistema de saneamiento, justifica desde un punto de vista financiero, los gastos de una conservación preventiva.

Los problemas más comunes que se presentan en los sistemas son: obturaciones, corrosiones, erosiones, atascamientos y otras alteraciones. De ahí que los trabajos que tengan que llevarse a cabo para la conservación de las obras y que deben realizarse en forma periódica es; la inspección, las mediciones de los gastos, la limpieza, el lanzamiento de agua a presión, las reparaciones, la supervisión de las conexiones, la protección de las atarjeas antiguas, la prevención de explosiones, entre otras.

Causas de alteración. Las quejas se presentan con mayor frecuencia con respecto a las atarjeas, se refieren a obstrucciones, roturas de tuberías y olores. Las obstrucciones se confina principalmente en las atarjeas demasiado pequeñas. Las atarjeas llegan a obstruirse por el sedimento de arena y otros desperdicios que forman un lugar propicio para que se acumule materia orgánica, agravando la situación y determinando el desprendimiento de olores. La grasa es causa frecuente de dificultades, se vierte en la atarjea con desechos calientes y al enfriarse, se deposita en capas, que en ocasiones pueden obstruir el conducto.

la raíces de los árboles causan daños, especialmente en las atarjeas pequeñas de las zonas residenciales. Las raíces pueden penetrar en la atarjea a través de pequeños agujeros y llenar el hueco de los tubos. la penetración de las raíces puede combatirse colocando sulfato de cobre alrededor de la parte externa de los tubos y poniendo un anillo de cobre en torno a las juntas.

El desarrollo de hongos causa en ocasiones daños en las atarjeas por formar una red de filamentos que detiene los objetos flotantes y constituye una especie de represa a través del conducto. Los trastornos debidos al desarrollo de hongos no son comunes, pero debe prestarse una atención constante a la eliminación de arenillas grasas y raíces.

Lasatarjeas se convierten a menudo en receptáculos de desperdicios, restos de materiales de construcción, cenizas y otros materiales sólidos, que se depositan en ellas a través de los registros o de --

aberturas improcedentes, algunas veces hasta se levantan las tapaderas de los registros. Tales dificultades pueden evitarse cerrando herméticamente las tapaderas o ajustándolas de modo que sólo puedan abrirse con herramientas especiales.

Las roturas de las atarjeas se producen por una mala cimentación, carga excesiva, vibraciones, socavación, deterioro progresivo u otras causas.

Organización, personal y equipo para la conservación.

La experiencia que se tiene de algunas dependencias relacionadas en la conservación preventiva, muestra que es más económico y ventajoso prever las obstrucciones, mediante previsiones basadas en registros, que fiarse de una conservación correctiva que supone un trabajo más difícil y relativamente más costoso en las atarjeas obstruidas o sometidas a sobrecarga.

Una organización típica de un sistema de saneamiento en una gran ciudad debe comprender secciones de administración, diseño, construcción, contabilidad y conservación.

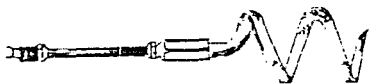
Se recomienda que la composición mínima de una cuadrilla para conservación debe ser de tres hombres. Para su trabajo ordinario esta cuadrilla debe disponer de un camión provisto del siguiente equipo y materiales: una bomba de diafragma del tipo de lodo, preferentemente accionada desde el camión; contar con una longitud de 150 a 180 m. de varilla para atarjeas: cortadores de raíces y otras herramientas como las que muestran en la fig. 5.2 palas, picos, martillos, hocas, herramientas para trabajar en cemento; cubetas, manguitos de caucho, cables, linternas eléctricas o lámparas de mano; juego de herramientas de primer auxilio; instrumentos de seguridad y cualquier otro equipo que la experiencia y las condiciones locales hayan mostrado que puedan ser necesarios.

Riesgos durante el funcionamiento. Los riesgos en los trabajos de conservación de las obras de saneamiento, comprenden: daños mecánicos, infecciones, envenenamiento por gas y asfixia. En la tabla 5.4. - se presenta un resumen de los gases que suelen encontrarse en las atarjeas. Estos gases pueden hallarse en las atarjeas, en los registros, en los pozos de admisión, en los tanques de digestión, y en otros lugares mal ventilados, puede determinar una cantidad insuficiente de oxígeno para sostener la vida humana. La falta de oxígeno es un riesgo tan peligroso como la presencia de gases tóxicos y asfixiantes.

Nombre del gas	Peso Especifico al aire	Margen explosivo % en el aire	Propiedades	Efectos fisiológicos	Concentración de Seguridad % en el aire
AMONIACO	0.6	16	0	OU	(1) 0.03
ANHIDRIDO CARBONICO	1.53	0	0	NT,C,O,T	(2) 2a3
MONOXIDO DE CARBONO	0.97	12.5	74.2	C,O,T,NI,To	(2)(3)(7) 0.01
CLORO	----	----	----	Ou	(1) (9) 0.0004
ETANO	1.05	3.1	15.0	C,O,T,NT.	-----
GASOLINA *	3 a 4	1.3	7.0	Ou	(4) (6) 1.0
HIDROGENO	0.07	4.0	74.2	C,O,T,NT	(2)
SULFURO DE HIDROGENO	1.19	4.3	46.0	Od,C,To	(5) (8) 0.002 a 0.02
GAS DE ALUMBRADO	0.7 [±]	5.0	----	To	(2) 0.01 [±]
METANO	0.55	5.0	15.0	C,O,T,NT.	(2)
NITROGENO	0.97	0	0	C,O,T,NT.	(2)
"PHOSPHINE"		+	+		
BIOXIDO DE AZUFRE				Ou	(1) (2) 0.005

† Auto-incendiable cuando se expone al aire. Peligros. (1) Irrita las vías respiratorias, los ojos y las mucosas (2) Asfixiante. (3) Peligros, SUtil. (4) Anestésico a 2.4%, Jaquecas, náuseas. (5) Irritante, envenenamiento sistemático. Paraliza los centros respiratorios. (6) 1.1 % peligroso -- aun con una exposición corta. (7) 0.24 Gas sumamente tóxico. C, incoloro, O inodoro, Od, olor peculiar en pequeñas concentraciones; no en grandes concentraciones. Ou olor peculiar. NI no irritante. NT, notóxico, T, insípido. To, tóxico.

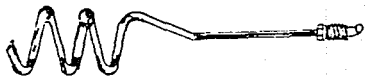
TABLA (5.4)



TIRABUZON BARRA CUADRADA

Se usa en lugares que contienen grasa dura y papel.

Tirabuzón b/cuadrada de: 3", 4", 5", 6", 8" y 10".



TIRABUZON BARRA REDONDA.

Herramientas de medidas pequeñas son útiles en drenajes duros donde el fango no se puede mover.

Tirabuzón b/redonda de 1/2", 2", 2 1/2" y 3".

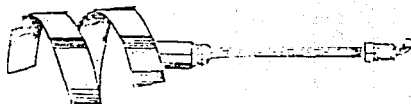


TIRABUZON

BARRA REDONDA DOBLE.

Util para atrapar y sacar raíces, trapos, latas y otras obstrucciones.

Tirabuzón doble de: 3", 4" y 5".



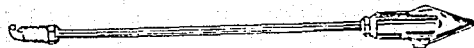
TIRABUZON NAVAJA

Medidas: 3", 4", 5", 6", 8" y 10"



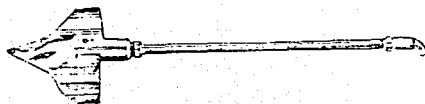
RECUPERADOR DE VARILLAS

Util para recuperar varillas que se pierden en la mitad de la línea.



PUNTA DE LANZA CORTADORA.

Herramienta usada en desmenzular botallas o perforar latas, para tubos pequeños con desechos duros. Medidas: 1 7/8" y 4".



PUNTA DE LANZA ARENERA.

Util para perforar taponamientos de arena. Lanza Arenera de 3".

FIG. 5.2

Las precauciones que hay que tomar para evitar la exposición a la presencia de gases peligrosos o la ausencia de oxígeno, comprenden: la ventilación de los espacios cerrados, induciendo corrientes de aire, relleno y vaciado del espacio con aguas negras, o agua dulce, o el desplazamiento del gas, por algún medio, sustituyéndolo con aire respirable; evitar las chispas eléctricas procedentes del equipo eléctrico, herramientas, calzado, cerillos u otras llamas; uso de caretas contra gas y otro equipo de seguridad y análisis de la atmósfera antes de penetrar en ella.

Los riesgos sanitarios debidos a gérmenes infecciosos, exigen una rápida atención a las heridas y magullamientos, limpieza personal y una vigilancia continua. El uso de guantes de caucho, el empleo de desinfectantes, el lavado frecuente y la inmunización contra la tifoidea y el tétanos, son precauciones higiénicas muy convenientes.

Precauciones antes de penetrar a las atarjeas.

Tan pronto como las observaciones sobre los olores o el análisis de los gases muestren que no existe una amenaza explosiva, se introducirá en el registro una linterna encendida, una llama de seguridad u otra llama abierta, para comprobar la existencia del oxígeno. Si la llama arde con brillo, es probable que se pueda entrar sin peligro en atarjea.

Inspección.

Las atarjeas se inspeccionan para comprobar si hay obstrucciones; para observar el funcionamiento de los mecanismos y su estado de servicio; para examinar las condiciones en que se encuentra la estructura. Debe prestarse una atención periódica a aquellas atarjeas que se teme que puedan tener problemas, mientras que las atarjeas que ofrecen menos inquietud pueden recibir menor atención. Durante los períodos de lluvia puede ser necesario realizar inspecciones y mediciones del gasto para determinar la relación entre el gasto máximo y la capacidad de la atarjea.

La inspección ordinaria de las atarjeas cuyo tamaño es demasiado pequeño para que se pueda penetrar en ellas, se hace mediante observaciones desde los registros. No siempre es necesario penetrar en los pozos de visita para hacer las observaciones necesarias.

Si al observar los registros, se aprecia la presencia de arenillas, lodo, grasas hongos, aguas negras en putrefacción, la velocidad excesiva o demasiado lenta del escurrimiento de las aguas negras, el estado de la escalera o de la tapadera del registro, o la presencia de ratas u otras plagas, pueden observarse sin entrar en el registro. Si las aguas negras fluyen con igual facilidad en un registro y - en el siguiente, se puede deducir que no hay ninguna obstrucción en la atarjea entre ambos registros.

Limpia de las atarjeas.

Cuando las atarjeas son demasiado pequeñas para que se pueda penetrar en ellas, se limpian introduciendo varillas o arrastrando instrumentos adecuados a través de la atarjea. La varilla común para limpiar de atarjeas es de acero inoxidable de 90 a 120 cm. de longitud en cuyo extremo hay un empalme que no se puede desprender tan fácilmente en la atarjea, pero que se desengancha fácilmente en los registros. Se introducen secciones de varilla en la atarjea, haciéndolas avanzar hasta que encuentren la obstrucción y la desplazan. En el frente o avance de la varilla se puede adaptar un borde cortante para cortar y desalojar las obstrucciones. Estas varillas se pueden retorcer por medio de un motor de gasolina o eléctrico que gire a una velocidad de 750 revoluciones por minuto o más.

En forma sencilla y eficaz de cortador de raíces consiste en un cilindro de acero, de diámetro ligeramente menor que la atarjea que se desea limpiar, y que es arrastrado por medio de un cable como se indica en la figura 5.3

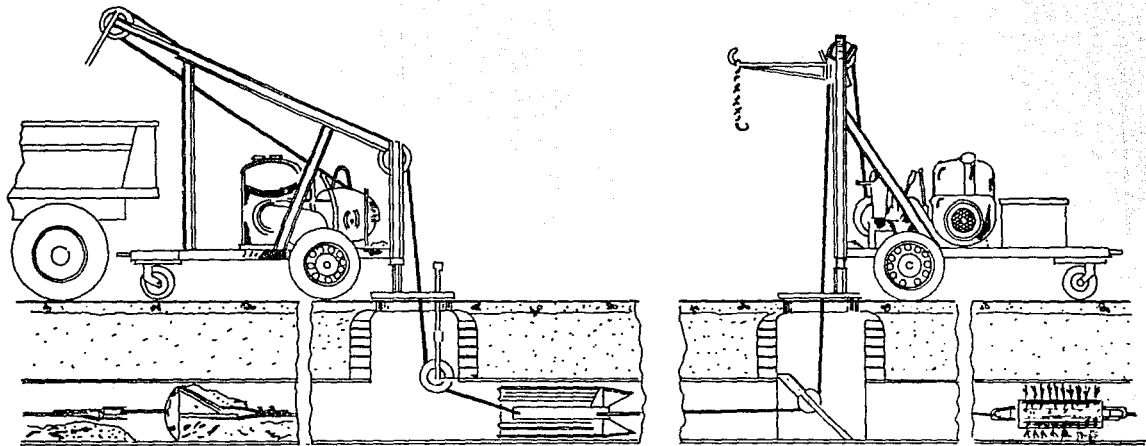


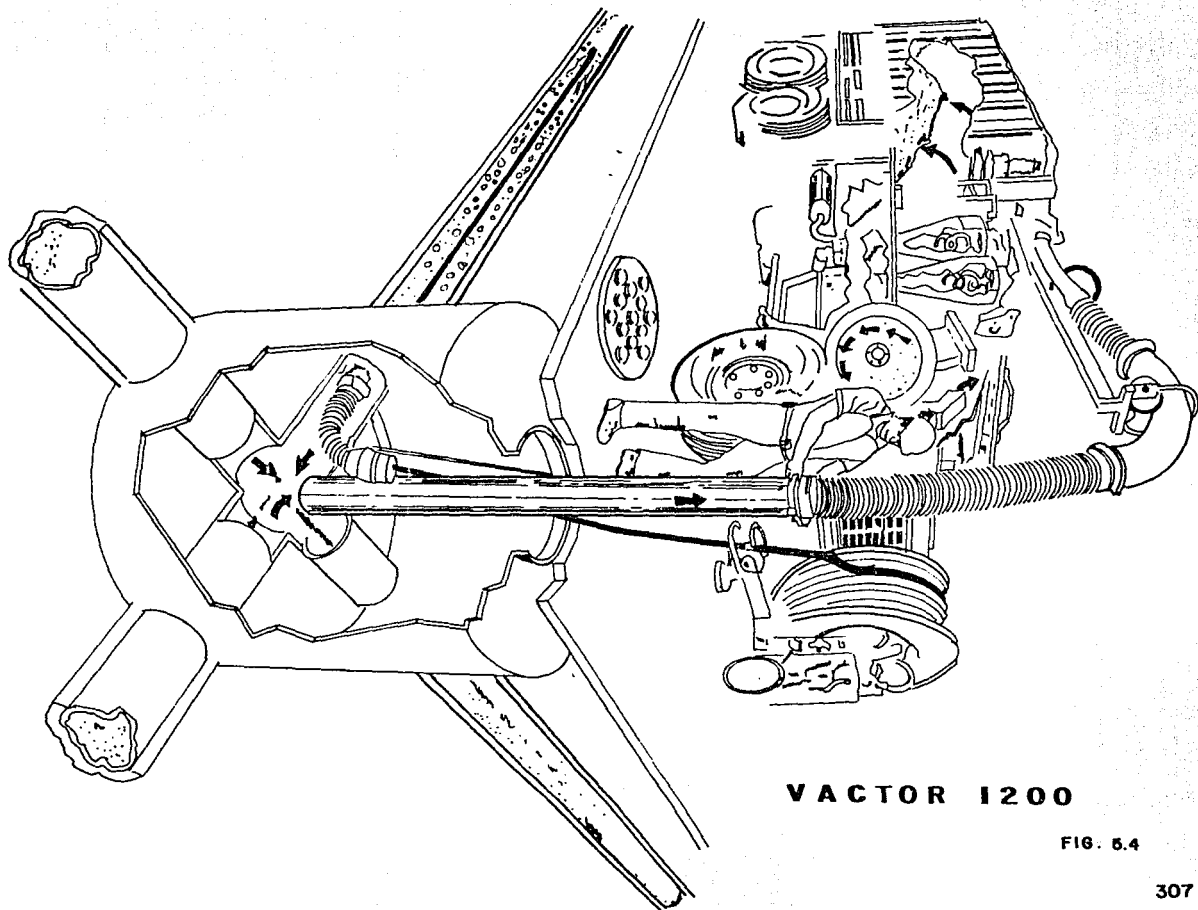
FIG. 5. 3

El borde anterior del cilindro, va arrastrando los sedimentos.

Existen equipos más completos para efectuar la limpieza y mantenimiento de los sistemas, tanto sanitarios como pluviales. Ejemplo de este tipo tenemos el equipo llamado "Vector 1200" el cual es capaz de remover arena, piedras, botellas, latas, grasas, lodo y otros desperdicios. Usando para este efecto descargas de agua a presión en forma de chorro a través de una boquilla con la que se puede regular el ángulo de dirección del agua y que tiene efecto percutor para desbaratar obstrucciones en forma de tapones. La bomba de agua de alta tensión es accionada hidráulicamente por medio de un motor de combustión interna. El equipo tiene su propio recipiente de agua para operar el sistema de agua a presión.

Además la máquina cuenta con un sistema de transportación neumática (succión), accionado por un motor independiente del sistema de agua a presión, de modo que puede simultáneamente remover los desperdicios barridos por el agua hacia el pozo de visita, al mismo tiempo que se sigue operando la descarga de agua a presión.

Este equipo también cuenta con un depósito hermético donde almacena los desperdicios succionados.
(Ver fig. 5.4).



VACTOR 1200

FIG. 6.4



CAPITULO VI

NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

VI. NECESIDADES DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

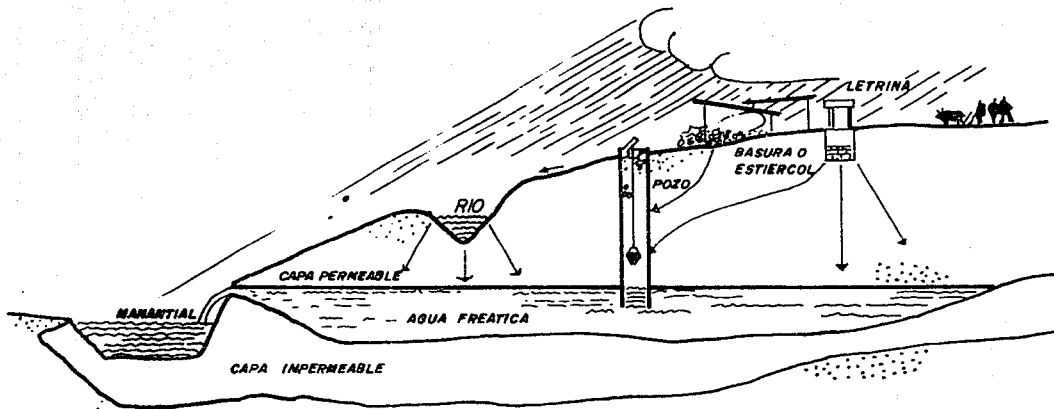
6.1.- Razones Principales de las necesidades de tratar las aguas residuales.

Desde remotos tiempos el hombre se ha encontrado en el desarrollo de sus actividades, con el problema de la eliminación de las aguas negras. En un principio en que el hombre vivió aislado no significó un verdadero problema en sí, pues fácilmente se resolvía este al tirar simplemente las aguas sucias a la tierra y dejar a esta que ejerciera su acción purificadora.

A medida que las gentes se fueron agrupando en comunidades más o menos grandes, la eliminación de esos desechos se convirtió en un serio inconveniente para la salud pública, aunado este a las innumerables molestias que traía consigo.

Se logró una solución, consiguiéndose en algunas ocasiones tener una erradicación total de las aguas residuales, con la implantación de sistemas de alcantarillado que desalojan las aguas negras de un poblado hasta un lugar a las afueras de ella, donde se vierten dejando a la naturaleza que ejerza su acción benéfica.

Sin embargo, en la mayoría de los casos no se cuenta con lugares apropiados para este vertido, por estar vedados por otros poblados o el mismo poblado que los utilizan en alguna forma. Es entonces cuando el hombre se ve obligado a tratar esas aguas con el fin de quitarles el carácter peligroso que poseen.



CONTAMINACION DE FUENTES

6.2 Parámetros Básicos.

El tratamiento o depuración de las aguas residuales presenta dos aspectos necesarios de ver:

- 1.- El sanitario
- 2.- El económico

La importancia del primero de ellos es obvia y constituye la razón de ser principal de los procesos de tratamiento.

En cuanto al económico requiere que se realice un estudio cuidadoso de los elementos recuperables, al tratar las aguas, que tengan algun valor; siempre y cuando no exijan gastos superiores a su rendimiento. Asi se puede ver que el riego con aguas depuradas es muy superior al efectuado con aguas de corrientes, por la descomposición química de los primeros y por su temperatura mas elevada lo cual permite, incluso, utilizarlas en invierno para mejorar las temperaturas de las tierras.

Por otra parte los fangos, son ricos en nitrógeno y humus, ya que las bacterias contenidas en las aguas negras se nutren de los productos nitrogenados y amoniacales los cuales sirven de alimento a los vegetales, quedando, por lo tanto, acumulados en el fango.

En las instalaciones de cierta importancia en que el sistema de fangos activados es recomendable, queda aun otro subproducto de aprovechar: el gas.

Como se puede ver en algunos, la depuración de las aguas negras no solo es obligatoria desde el punto de vista de la salud pública, sino para elevar el estándar de vida de algunos pueblos.

El problema de la eliminación de las aguas negras presenta dos aspectos fundamentales, que son :

1.- Eliminación en el medio rural.

2.- Eliminación en el medio urbano.

Eliminación en el medio rural.- En el medio rural esta eliminación, en general no se hace en una forma completa, de ahí que los sistemas de eliminación en el comprendidos denominanse sistemas individuales o de concentración.

En este medio se puede considerar que no existen las aguas negras de los servicios públicos, ni individuales. De las dos restantes, las de lluvia se alejan por gravedad por medio de cunetas; queda entonces solamente el problema de la erradicación de las aguas negras domésticas o caseras.

Comenzando de los medios mas primitivos a los mas modernos, se han usado los siguientes métodos:

- 1.- Pozo o Foso Negro
- 2.- Pozo Filtrante o Absorbente
- 3.- Excusado de Caja
- 4.- Cespol
- 5.- Excusado Químico
- 6.- Fosa Séptica

A continuación se describe en que consiste cada uno de ellos.

1.- Pozo o Fosa Negro.- Es una simple excavación a cielo abierto en que se arrojan solamente las materias fecales y orinas; una vez que se han llenado se tapan con tierra, abonándose dejándole a la propia tierra la tarea de purificar esos desechos.

Es obvio que son focos de infección y por tanto insalubres. Se usan en caso de verdadera necesidad y no disponer de otros medios.

2.- Pozo Filtrante o Absorbente.- También es un pozo a cielo abierto, diferenciándose del anterior en que se le arrojan las aguas sucias sin materias fecales u orinas. Se hacen generalmente en terrenos porosos y son mas peligrosos que los anteriores (Pozo Negro) ya que por filtración, pueden llegar a manantiales de agua potable contaminándolos y provocar enfermedades como la tifoidea, desinteria, etc..

3.- Excusado de Caja.- Este tipo es una modificación de los anteriores ideado para prevenir la contaminación del suelo y aguas subterráneas, ya que la excavación hecha en tierra, se reviste con material impermeable, por lo general de concreto, a fin de poder usarlas varias veces. Los materiales acumulados se extraen por cubetas y se depositan en lugares alejados cubriéndolos con tierra. También es insalubre este sistema aunque menos que las anteriores.

4.- Cespól.- Son receptáculos de mampostería, impermeables, donde se depositan las aguas negras domésticas las que tienen que ser removidas tan pronto como se han llenado, sufriendo una favorable transformación.

5.- Excusado Químico.- Es el primer excusado propiamente dicho y el cual presenta las siguientes innovaciones de carácter técnico y sanitario:

a).- Depósitos impermeables móviles, y con aditamentos para cerrarse herméticamente una vez que se encuentran llenos.

b).- Uso de sustancias químicas reductoras de las cuales se mezclan perfectamente con los desechos, obrando como absorbente de los líquidos y como purificador de los sólidos; además de tener también un poder deodorizante.

Las sustancias químicas más comúnmente empleadas son la cal, sosa cáustica o en su defecto ceniza o tierra seca.

Todos los medios de eliminación nombrados anteriormente se usan en el caso de no contar con agua corriente para el uso diario. En los casos en que se cuenta con ese suministro se pueden usar las fosas sépticas.

6.- Fosas Sépticas.- Esencialmente consisten de dos cámaras, una a continuación de la otra, la primera de las cuales es llamada de reposo, transformación o de fermentación. De esta cámara el líquido negro pasa a la segunda denominada de oxidación y la cual si se hace en forma correcta quita a el efluente de la anterior el caracter danino que posee.

Este tipo de fosas es de uso común en casas de campo, ranchos, hoteles aislados, balnearios, etc. y se combina con los aditamentos sanitarios como son: excusado, lavabos, tinas, etc. constituyendo el mejor sistema aislado que se conoce hasta la fecha.

2.- Eliminación en el medio urbano.- En zonas urbanas el problema de la eliminación de las aguas negras ya no puede resolverse con los sistemas tratados anteriormente los cuales resultan ineficaces y peligrosos.

Es por ello que se emplean sistemas llamados colectivos que den una correcta solución al problema de la erradicación de las aguas negras de una población.

A continuación se hace una breve reseña histórica de los métodos usados con anterioridad aclarando que dichos métodos han caído en desuso, para dar paso al moderno actual:

1.- Sistemas Colectivos de Vaciado.- En el tiempo del uso de los excusados de caja se implantó el servicio colectivo de vaciado de éstos, por medio de cuadrillas de gentes equipados con cubos con los cuales transportaban los desechos fecales, principalmente, a zonas en las afueras de las poblaciones.

2.- Sistemas de Carros Atmosféricos.- Como una modificación al sistema anterior el transporte de las defecaciones y orinas se hizo en carros especiales, llamados atmosféricos los cuales llevaban receptáculos herméticos de fierro donde se vaciaban esos desechos.

3.- Sistemas Neumáticos.- Estos sistemas tuvieron dos variantes:

a) Sistemas Neumáticos de Aspiración

b) Sistemas Neumáticos de Compresión

a) Los desechos negros de las casa descargaban a tuberías que corrian a lo largo de las calles y en las cuales los desechos se movian por efecto del vacío provocado en el depósito por medio de bombas.

b) Aquí el movimiento de los desechos es provocado por la acción de aire comprimido obrando sobre ellos.

4.- Sistemas por medio de agua.- Es el sistema que en la actualidad se ha encontrado como mas eficiente y económico ya que se utiliza la fuerza de la gravedad para mover los desechos negros.

Este sistema se ha generalizado tanto que puede considerarse de caracter universal. Se le conoce con el nombre de ALCANTARILLADO.

Como ya se menciona, con el sistema de alcantarillado las aguas negras de una población se transportaban fuera de esta. Estas aguas al salir del emisor en el punto de desfogue llevan en su seno potencial de muerte en forma de gérmenes causantes de enfermedades de caracter epidémico y que facilmente, si se les permite, pueden diezmar el número de habitantes de una población. Es por ello que el hombre conciente de su deber, se ha preocupado por solucionar este problema lográndolo, a veces en forma parcial y otras en forma total; pero siempre eliminando ese peligro a los pobladores.

El proceso o conjunto de procesos que tienen como fin primordial el de la reducción parcial o total del acervo mortífero de las aguas negras que provienen del uso de una población, se conoce con el nombre de TRATAMIENTO, el cual tiene su máxima manifestación en las plantas modernas de tratamiento usadas en la actualidad en algunas de las ciudades del globo terrestre.

6.3 Reuso

El Ser Humano como individuo, la sociedad, la Industria, la tierra misma, reclaman cada día no una gota, si no metros cúbicos de líquidos.

Sin embargo, una vez usada, no recupera sus condiciones originales, sin antes haber pasado por un proceso químico biológico, llevando a cabo por la mano del hombre.

Este es un excelente punto de reflexión, dado que por un lado el excesivo crecimiento demográfico e industrial requieren necesariamente del agua y por otra, el constante uso y desperdicio están acabando con ella.

Por supuesto, el hombre no ha permanecido totalmente impávido ante estos sucesos y realiza acciones que intentan establecer nuevamente un equilibrio ecológico.

Se han construido plantas de tratamiento que han hecho posible el uso del agua tratada en actividades que no requieren potabilidad, tales como riego y usos industrial y agrícola.

Estas acciones hoy en día indican tan sólo el inicio de lo mucho que hay que realizar para optimizar el uso del agua y evitar con esto que se terminen con fuentes de capacitación que a futuro podrían ocasionar un desastre ecológico.

6.4. Enunciar los principales tratamientos de agua residual

Atendiendo a los usos que le ha dado el hombre al agua , se clasifican estas en :

- a) Aguas Negras Domésticas
- b) Aguas Negras Públicas
- c) Aguas Negras Industriales

Las primeras contienen principalmente desgaste orgánicos, sustancias fecales y residuos de vegetales provenientes del uso doméstico. Se conocen también con el nombre de aguas servidas, cloacales o residuales.

Las segundas provienen del uso del agua en los servicios públicos como son: Lavado de monumentos, calles, llenado de fuentes, rastros, parques y jardines, etc..

Los últimos contienen residuos de los diversos procesos industriales tales como: desechos de tintorerías, tenerías, fábricas de hilados, empacadoras, etc.

Se introducen también en el alcantarillado aguas pluviales que aunque originalmente son limpias, arrastran a su paso por la atmósfera y por el suelo diversas sustancias que las convierten también en perjudiciales. Contienen principalmente basura y tierra.

Siguiendo una escala lógica, natural y económica los procesos de tratamiento de las aguas negras pueden clasificarse en dos grupos:

- 1.- Procesos Naturales de Tratamiento
- 2.- Procesos Artificiales de tratamiento

1.- Procesos naturales de tratamiento.- Estos pueden agruparse en dos, a saber :

- a) Dilución
- b) Irrigación

Dilución.- Consiste en el vertido de las aguas negras en grandes masas de agua (ríos, mares, lagos, lagunas, etc.) en cantidades suficientes para evitar concentraciones molestas y peligrosas de aquellas y para que se realice el proceso de autodepuración de las aguas residuarias. Al verter una mayor cantidad de aguas residuales, comparado con el volumen de agua de ríos, lagos, lagunas, etc., ha ocasionado que un sin número de estos cuerpos receptores hayan sido seriamente contaminados, poniendo en serio peligro la flora y la fauna que de estos dependen, es decir, desequilibrando los ecosistemas y lo que es aún peor desaprovechando un manto acuifero del cual bien se hubieran obtenido mayores beneficios.

La autodepuración consiste en la propiedad que poseen las aguas negras de liberarse por sí mismas de la contaminación adquirida.

Para efectuar una buena dilución hay que tomar en cuenta muchos factores de los cuales los mas importantes son:

1.- Contenido de oxígeno libre en las aguas receptoras.

Sin duda es el factor mas importante pues se necesita tener una buena oxidación de las materias orgánicas de modo que se evite la putrefacción de éstas.

Para que se realice lo anterior se recomienda un contenido de 500 p.p.m. (partes por millón) de oxígeno disuelto en las aguas receptoras y como éstas solo poseen 10 p.p.m. el problema se soluciona teniendo por cada volumen de aguas negras, 50 volúmenes de aguas naturales como mínimo.

2.- Calidad de aguas receptoras.- Esta se determina por análisis de laboratorio, que son de tres clases:

- a) Físicas
- b) Químicos
- c) Bacteriológicos

También es importante esta propiedad, porque puede estar polucionada el agua receptora y tener una D.O.B. (Demanda Bioquímico de Oxígeno) propia, que produce perturbaciones en el equilibrio natural de depuración.

En el caso de ser agua de mar el proceso se retarda debido a tener éstas un contenido menor de oxígeno disuelto (aproximadamente un 20%) y a su mayor densidad lo que demora la sedimentación y la mezcla del líquido con el agua salada.

3.- Carga de contaminación de las aguas negras. - También se determina por análisis de laboratorio en forma semejante, como se hace en el punto anterior.

4.- Regimen y usos de la corriente.- En el caso de verterse las aguas residuarias a un río debe hacerse un estudio cuidadoso de este aspecto para lograr un aprovechamiento máximo del curso del río y evitar los danos que podría ocasionar un uso erróneo del mismo.

Este punto puede hacer variar la elección del sistema de tratamiento a seguir obligando en ocasiones o combinar la dilución o a ser la parte final de otros procesos de depuración más elaborados y que presentan mayor seguridad a la salud pública.

5.- Equilibrio biológico en la materia sólida.

6.- Frescura de las aguas negras.

Cabe mencionar dentro de la dilución , el método de la formación de Lagunas Artificiales en las que se crían peces y que necesita vigilancia en el equilibrio biológico para que se produzca la cantidad adecuada de desechos para alimento de los peces. Así se evita que se presenten desequilibrios que amenacen la vida natural de las aguas dilutorias.

Irrigación.- Este proceso es de los más antiguos y aun se sigue practicando, principalmente donde no hay corrientes cercanas o estas están secas la mayor parte del año. Su uso se ha ido abandonando por el alza de los terrenos cercanos a las ciudades.

Se efectúa de dos maneras, dependiendo estas principalmente de la porosidad del suelo, clima y temperatura del medio ambiente. Estas dos maneras son :

1.- Superficialmente.- Los líquidos se absorben y los sólidos sobrantes se oxidan, siempre y cuando el riego sea rápido pues si no se inicia el proceso séptico de putrefacción. Esto trae como consecuencia la producción de malos olores, concentración de insectos, etc., que dan mal aspecto y ocasionan muchos trastornos.

2.- Subterráneamente.- Las aguas negras se eliminan por drenes subterráneos sin juntar filtrándose a través del subsuelo y uniéndose a corrientes subterráneas donde sufren una dilución.

La irrigación aprovecha terrenos agrícolas principalmente, pues los productos de la descomposición son un buen abono para las tierras pero éstas no deben usarse en cultivos de alimento para el hombre. Pueden aprovecharse en cultivos de remolacha, fibras textiles, forrajes para animales, algodón.

2.- Procesos Artificiales de Tratamiento.- Se pueden agrupar de la siguiente manera:

a) Procesos Físico-Mecánicos de clarificación o decantación o tratamiento primario.

b) Procesos Químico-Biológicos de Oxidación o tratamiento secundario.

c) Procesos de Desinfección.

e) Procesos Físico-Mecánicos.- Comprende a su vez:

- 1.- Rejas y Cedazos
- 2.- Desarenadores
- 3.- Desnatadores
- 4.- Tanques de sedimentación
- 5.- Coagulantes

Estos procesos tienden a clarificar las aguas residuales eliminando lo más posible los sólidos que traigan aquellas.

b) Procesos Químico-Biológicos .- son los siguientes:

- 1.- Filtros intermitentes
- 2.- Lechos de contacto
- 3.- Filtros rociadores
- 4.- Lodos activados

Estos procesos producen una oxidación del efluente sólido del tratamiento primario tendiente a lograr una mineralización de las materias orgánicas, que aún se encuentran en el seno de dicho efluente y además conseguir una disminución de la vida bacteriana.

c) Procesos de Desinfección.- Se usan los siguientes:

- 1.- Cloración
- 2.- Ozonificación
- 3.- Electricidad
- 4.- Rayos Ultravioleta
- 5.- Otras Sustancias

Consiste en someter a las aguas negras a la acción de sustancias o productos desinfectantes tendientes a destruir por completo las bacterias patógenas causantes de enfermedades del hombre.

En general se puede decir que a las aguas negras se les aplica uno o todos los procesos de depuración nombrados con anterioridad, dependiendo esta elección de las necesidades propias o particulares de cada poblado. Es decir, que la depuración de las aguas negras de una población representa un problema aislado del cual debe hacerse, para su solución, un estudio a conciencia para lograr la realización de un proyecto eficiente y económico.

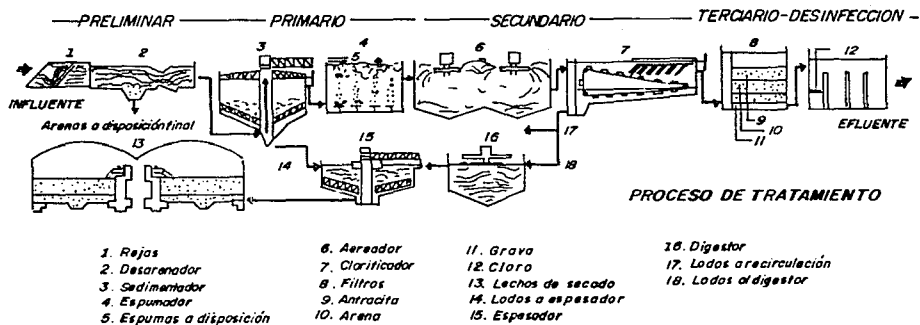
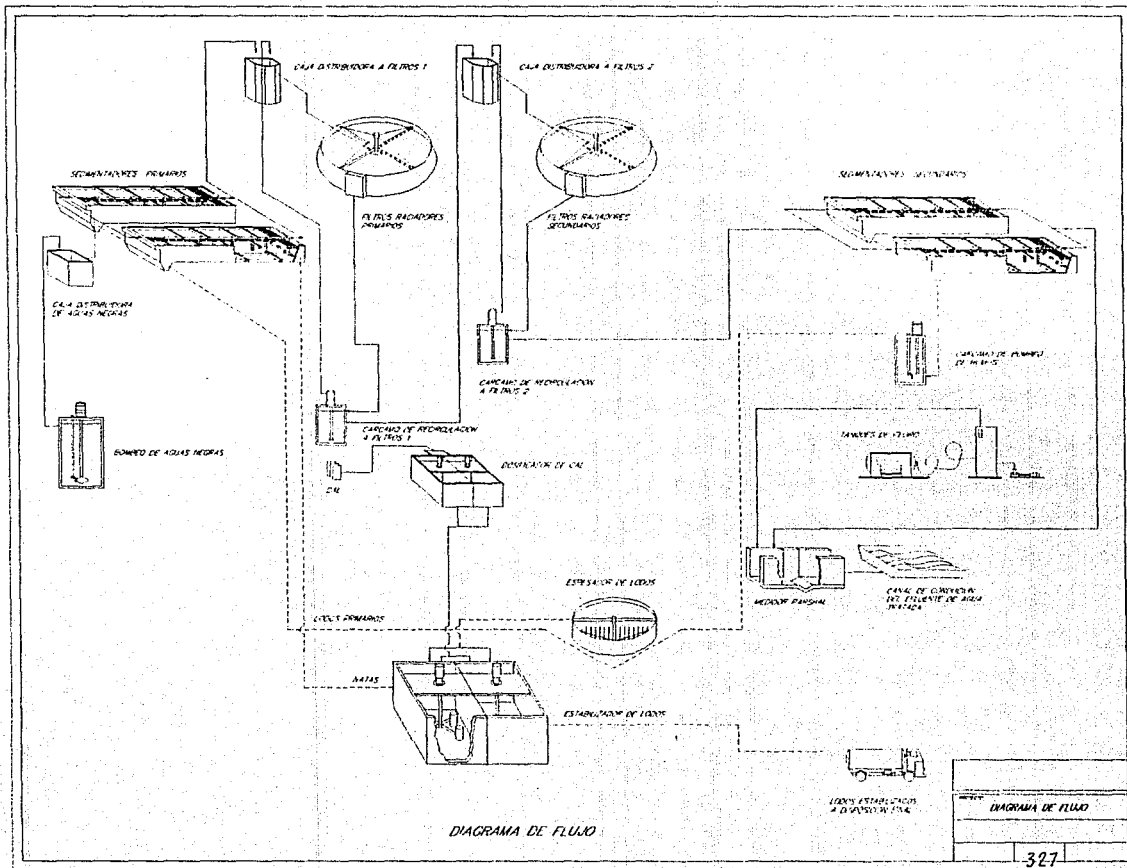


DIAGRAMA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO



6.5 Legislación Vigente:

Para la protección de los cuerpos de agua receptores de los sistemas de alcantarillado, se cuenta con las siguientes legislaciones; Ley Federal de Aguas, Ley Federal de protección al Ambiente, Reglamento para la prevención y control de la contaminación del agua, las cuales controlan las características físico-químicas de las aguas vertidas a dichos cuerpos receptores, estas son controladas por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE).



CAPITULO VII

SELECCION Y OPERACION DE EQUIPOS DE BOMBEO PARA
AGUAS RESIDUALES.

7.1 VII SELECCION Y OPERACION DE EQUIPOS DE BOMBEO

En la selección y operación de los equipos de bombeo influyen una serie de características como son: el caudal, carga, potencia, clase y detalles de la bomba o bombas que se usarán en el sistema.

En el presente capítulo se tratarán los datos básicos y necesarios, para efectuar la selección y operación de equipos de bombas para "aguas residuales".

Las bombas se clasifican según dos aspectos generales diferentes: 1) La que toma en consideración las características de movimiento de líquidos; 2) La que se basa en el tipo o aplicación para las cuales se ha diseñado la bomba.

De acuerdo con la clasificación 1 se tienen tres clases de bombas: Centrífuga, rotatoria y recíprocante. Esta denominación se refiere a la mecánica del movimiento y no al servicio para el que se ha diseñado una bomba. En la tabla 7.1 se presentan los tipos y clases de bombas.

Las bombas que manejan aguas residuales, sumideros, desperdicios y otros similares, son casi siempre unidades centrífugas, ya que estas pueden manejar sólidos sin dificultad, tienen más eficiencia y se pueden instalar más fácilmente.

C L A S E

	TIPO	
CENTRIFUGA	Voluta	
	Difusor	
	Turbina regenerativa	
	Turbina vertical	
	Flujo mixto	
	Flujo axial (impulsor)	
ROTATORIA	Engrane	
	Alabe	
	Leva y pistón	
	Tornillo	
	Lóbulo	
	Bloque de Vairén	
RECIPROCANTE	Acción directa	{ Simplex Duplex Triplex Cuadruptex Quintuptex etc.
	Potencial (incluyendo manivela y volante)	
	Diafragma	
	Rotatoria - Pistón	

TABLA 7.1

Acción de Bomba Centrifuga

Bomba Tipo Voluta.- Aquí el impulsor descarga en una caja espiral que se expande progresivamente (fig. 7.1), proporcionada en tal forma que la velocidad del líquido se reduce en forma gradual. Por este medio, parte de la energía de velocidad del líquido se convierte en presión estática.

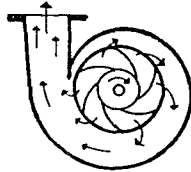


FIG. 7.1 LA VOLUTA DE LA BOMBA CONVIERTE LA ENERGÍA DE LA VELOCIDAD DEL LÍQUIDO EN PRESIÓN ESTÁTICA.

Bombas de tipo difusor.- Los álabes direccionales estacionarios (fig. 7.2) rodea al rotor o impulsor en una bomba del tipo de difusor. Esos pasajes con expansión gradual cambian la dirección del flujo del líquido y convierten la energía de velocidad de columnas de presión.

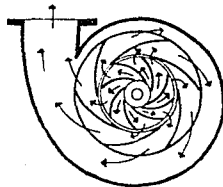


FIG. 7.2 EL DIFUSOR CAMBIA LA DIRECCIÓN DEL FLUJO Y CONTRIBUYE A CONVERTIR LA VELOCIDAD EN PRESIÓN.

Bombas tipo Turbina.- También conocidas como bombas de vórtice, periféricas y regenerativas; en este tipo se producen remolinos en el líquido por medio de los álabes a velocidades muy altas dentro del canal anular en el que gira el impulsor. El líquido va recibiendo impulsos de energía (Fig. 7.3)

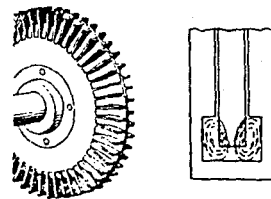


FIG. 7.3 La bomba turbina aumenta la energía del líquido con impulsos sucesivos.

Tipos de flujo mixto y de flujo axial.

Las bombas de flujo mixto desarrollan su columna parcialmente por fuerza centrífuga y parcialmente por el impulsor de los álabes sobre el líquido (Fig. 7.4). El diámetro de descarga de los impulsores es mayor que el de entrada. Las bombas de flujo axial desarrollan su columna por la acción de impulso o elevación de las paletas sobre el líquido (Fig. 7.5). El diámetro del impulsor es el mismo en el lado de succión y en el de descarga. Una bomba de impulsor es un tipo de bomba de flujo axial.

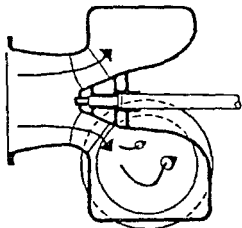


FIG. 7.4 Las bombas de flujo mixto usan tanto la fuerza centrífuga como el impulso de los álabes sobre el líquido.

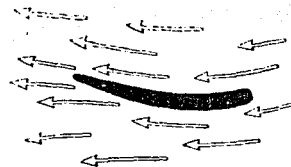


FIG. 7.5 Una bomba de impulsor desarrolla la mayor parte de su columna por la acción del álabes sobre el líquido.

En el diseño de un sistema de bombeo hay muchos elementos que deben considerarse, no importa la clase o tipo de bomba que finalmente se escoja para la instalación. Estos elementos incluyen: Columna, Capacidad, naturaleza del líquido, tuberías, motores y economía. De manera que, en general, una discusión completa de cualquiera de estos factores se aplica igualmente a una bomba centrífuga que a una rotatoria o que a una reciprocante.

Al seleccionar la bomba centrífuga más apropiada, para determinada aplicación, la información más importante que se tiene que dar al fabricante es la capacidad deseada y la carga hidráulica contra la que se requerirá que trabaje la bomba mientras descarga el caudal de flujo especificado.

Cargas hidráulicas o Alturas de elevación.

EL bombeo es la suma de energía cinética y potencial a un líquido con el propósito de moverlo de un punto a otro.

Las alturas de elevación pueden medirse en varias unidades, como metros de líquido, Kg/cm^2 de presión, cm de mercurio, entre otras. Las lecturas de presión y de altura de elevación pueden ser en unidades manométricas o absolutas; la diferencia entre estas unidades está afectada por la presión atmosférica causante y por lo tanto, por la altitud.

Presión Atmosférica.- O presión barométrica es aquella que se tiene en el lugar debido al peso de la atmósfera, varía en relación con la altura sobre el nivel del mar del sitio donde se mide.

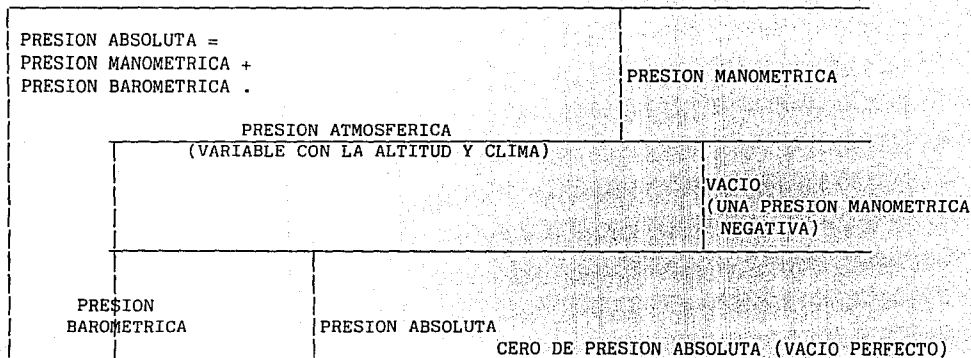
Presión Manométrica.- Es la presión que se tiene en una superficie sin considerar la presión atmosférica, y por ello suele llamarse presión relativa.

Presión Absoluta.- Se llama así, a la presión resultante de considerar la atmosférica, más aquella que produce otras causas o sea la manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

Presión negativa.- Cuando la presión absoluta es menor que la atmosférica se dice que se tiene una -- presión negativa.

Presión de vapor.- Es la presión que ejerce el vapor en una superficie de un líquido cuando se en-- cuentra a una temperatura arriba de su congelación. Es importante señalar que la presión en cualquier punto en un sistema que maneja líquidos nunca debe reducirse abajo de la presión de vapor del lí-- quido.

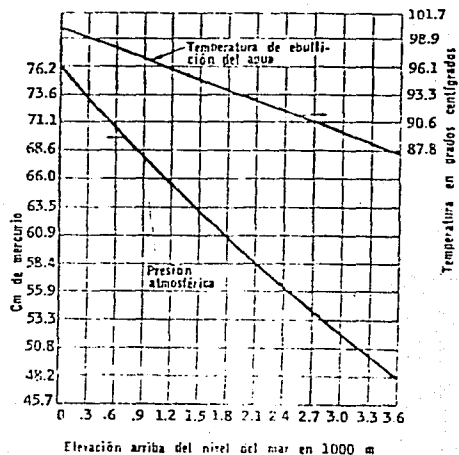
CUALQUIER PRESION ARRIBA DE LA ATMOSFERICA.



ILUSTRACION GRAFICA DE LA PRESION
ATMOSFERICA, MANOMETRICA Y ABSOLUTA.

Efecto de la Altitud en la Presión Atmosférica.

Para bombas instaladas a elevaciones arriba del nivel del mar, hay una disminución de la presión atmosférica de 1cm. de mercurio por cada 120 m de elevación. A una elevación de 1200 m. por lo tanto, la presión atmosférica es 10 cm. de mercurio (o cerca de 1.35 m de agua) menos que al nivel del mar. Este efecto, sin embargo, no debe conducir a la noción errónea de que la altura de succión positiva neta requerida por una bomba cambia con la elevación sobre el nivel del mar.



Presiones atmosféricas para altitudes hasta de 3600 metros

VELOCIDAD ESPECIFICA.

La Velocidad específica es un dato de gran utilidad en la caracterización de las bombas independientemente de su tamaño y velocidad de funcionamiento.

Conceptualmente, la velocidad específica es el número de revoluciones por minuto de una bomba ideal, geoméricamente semejante a la bomba en consideración, necesario para elevar 75 l/s de agua a una altura de 1 m.

En unidades métricas, la velocidad específica puede ser calculada por la siguiente expresión.

$$ns = 3.65 \times n \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

donde

Q = Caudal, en m³/s.

H = Altura manométrica, en m.

n = Velocidad angular en RPM

En cualquier sistema de bombeo, el líquido se tiene que mover a través de tuberías o conductos que ofrecen ciertas resistencias o, en otras palabras, causan pérdidas por fricción. Esta pérdida de altura de elevación se llama carga de fricción, mientras que la energía se ha convertido en velocidad se llama elevación correspondiente a la velocidad.

La carga total de un sistema contra la cual debe operar una bomba considera los siguientes componentes:

- a) Carga estática
- b) Carga de fricción
- c) Pérdidas locales o por accesorios (o bien pérdidas debidas a cambios de dirección, sección, entre otras).
- d) Elevación correspondiente a la velocidad.

a) Carga estática.- En las aplicaciones de bombas, generalmente se le llama a la altura de la columna del líquido que actúa sobre la succión o descarga de la bomba y se expresa como un cierto número de metros de líquido (fig. 7.6).

b) Carga de fricción.- Se mide en metros de líquido, y es la columna equivalente necesaria para vencer la resistencia de las tuberías y accesorios. La tabla 7.2 señala las pérdidas de fricción para diferentes diámetros de tubos de hierro y acero forjado cedula 40.

La resistencia de los accesorios de la instalación generalmente se expresan en función de la longitud equivalente de tubo recto de la misma dimensión del accesorio. La tabla 7.3 da la longitud equivalente para algunos accesorios comunes que se usan en sistemas de bombeo.

c) Pérdidas locales o por accesorios.- Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas).

Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a la de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Este tipo de pérdida se conoce como pérdida local. Su magnitud se expresa como una fricción de la carga de velocidad inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula generalmente se expresa como:

$$h_f = K \frac{v^2}{2g}$$

donde:

h_f = Pérdida de energía, en metros

K = Coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.

2

v

----- = La carga de velocidad, agua abajo de la zona de alteración del del flujo, en mts.

2g

En la tabla 7.2 se muestran algunos valores de coeficiente K.

d) Elevación correspondiente a la velocidad.- Un líquido que se mueve en un tubo a cualquier velocidad, posee una energía cinética debido a su movimiento. La columna de velocidad es la distancia de caída necesaria para que un líquido adquiera una velocidad dada, y viene expresada por la fórmula.

$$hf = \frac{v^2}{2g}$$

en donde

hf = A la columna de velocidad, en m de líquido.

v = Es la velocidad del líquido, en m/s.

g = Es la constante de gravedad igual a 9.81 m/s.

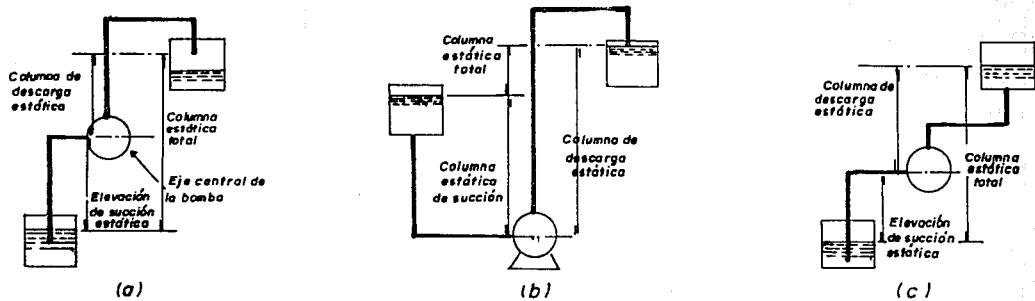


FIG. 7.6 Términos usados en bombeo, para las columnas.

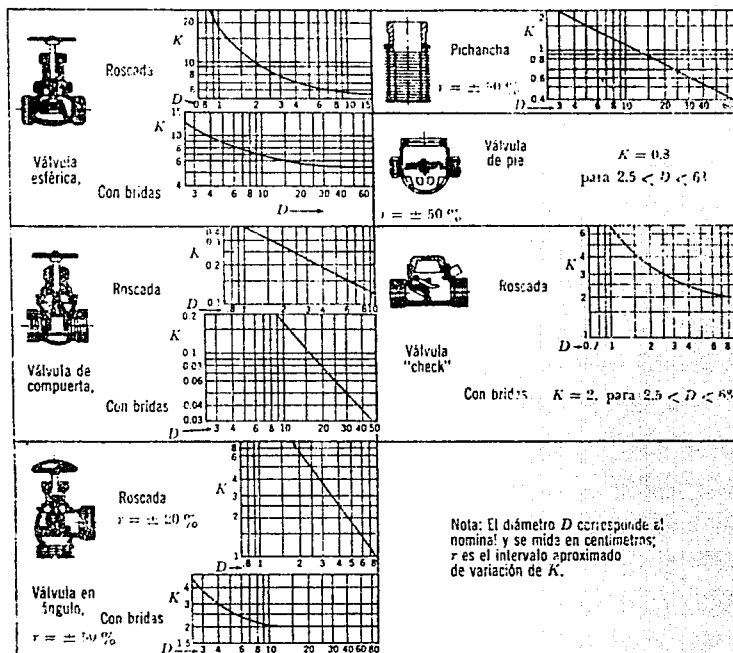


TABLA 7.2 continuación

TABLA 7.3 PERDIDA DE FRICCION EN EL TUBO PARA AGUA
 (TUBO DE HIERRO FORJADO O ACERO CEDULA 40 EN BUENAS CONDICIONES)

Diam mm	Flujo lps	Velocidad m por seg	Velocidad de la columna m de agua	Pérdida de Fricción m de agua por 100 m de tubo
51	3.15	1.46	0.11	4.67
51	6.3	2.91	0.43	17.4
51	9.4	4.36	0.97	38.0
51	12.6	5.82	1.73	66.3
51	18.9	8.75	3.90	146
102	12.6	1.53	0.12	2.27
102	18.9	2.30	0.27	4.89
102	31.5	3.84	0.75	13.0
102	63.1	7.68	3.00	50.2
102	126	15.36	12.04	196
153	12.6	0.67	0.023	0.299
153	31.5	1.69	0.14	1.66
153	63.1	3.38	0.58	6.17
153	126	6.76	2.34	23.8
153	252	13.53	9.36	93.1
203	31.5	0.98	0.048	0.424
203	63.1	1.95	0.19	1.65
203	126	3.90	0.78	5.86
203	252	7.83	3.11	22.6
203	504	15.63	12.46	88.6
254	63.1	1.19	0.073	0.497
254	189	3.59	0.66	4.00
254	315	5.97	1.82	10.8
254	473	8.99	4.11	24.0
254	631	11.98	7.31	42.2
305	126	1.74	0.16	0.776
305	315	4.36	0.97	4.47
305	631	8.75	3.90	17.4
305	941	13.10	8.75	38.4
305	1262	17.46	15.57	68.1

TABLA 7.4 RESISTENCIAS DE ACCESORIOS Y VALVULAS
(LONGITUD EQUIVALENTE DE TUBO RECTO, EN m DANDO LA RESISTENCIA EQUIVALENTE)

Tamaño de tubo en mm	Codo normal	Codo de radio medio	Codo de radio grande	Codo de 45°	Te	Válvula de compuerta abierto	Válvula de globo abierta	Eje de balancin abierto
25.4	0.82	0.70	0.52	0.39	1.77	0.18	8.23	2.04
50.8	1.68	1.40	1.06	0.76	3.35	0.36	17.38	3.96
76.2	2.47	2.07	1.55	1.16	5.18	0.52	25.92	6.10
101.6	3.35	2.77	2.13	1.52	6.71	0.70	33.55	8.23
127.0	4.27	3.66	2.71	1.86	8.23	0.88	42.70	10.06
152.4	4.88	4.27	3.35	2.35	10.06	1.06	48.80	12.20
203.2	6.40	5.49	4.27	3.05	13.11	1.37	67.10	16.16
254	7.93	6.71	5.18	3.96	17.08	1.74	88.45	20.43
304.8	9.76	7.93	6.10	4.57	20.13	1.04	103.70	24.40
355.6	10.98	9.45	7.01	5.18	23.18	2.44	118.95	28.36
406.4	12.81	10.67	8.23	5.79	26.53	2.74	131.15	32.63
457.2	14.03	12.20	9.15	6.40	30.50	3.11	152.50	36.60
508	15.86	13.11	10.37	7.01	33.55	3.66	170.80	40.87
609.6	19.21	16.16	12.20	8.54	42.70	4.27	207.40	48.80
914.4	28.67	24.09	18.30	13.11	61.00	6.10	305.00	73.20

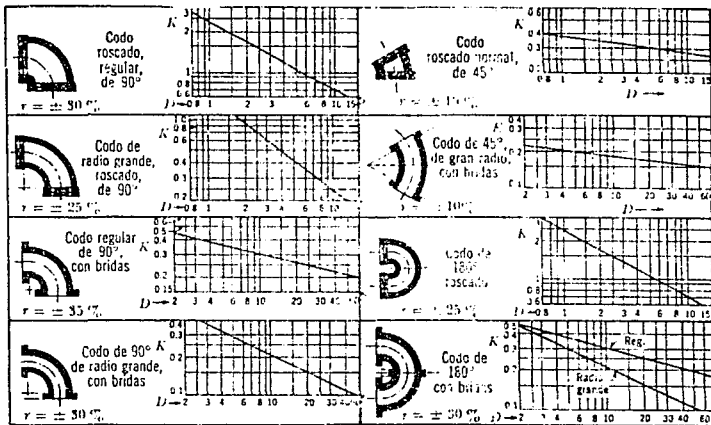
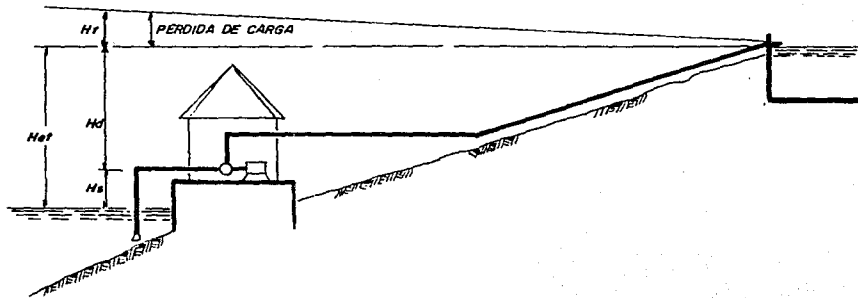


TABLA 7.2

POTENCIA DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

El conjunto elevador (moto-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre los dos puntos, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería y pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios).



Donde

- H_{et} = altura geométrica, esto es, la diferencia de nivel, (Altura estática total).
- H_s = altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior
- H_d = altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior en relación al eje de la bomba.
- $H_s + H_d = H_{et}$;
- H_t = carga total en el sistema de bombeo que corresponde a
- H_t = H_{et} + pérdidas de carga (totales).

La potencia de un sistema de bombeo estará dada por

$$P = \frac{\gamma Q Ht}{75 n}$$

donde

- P = Potencia, en CV o prácticamente en Hp*
- γ = Peso específico del líquido al ser elevado, en Kg/m³
- Q = Caudal o descarga, en m³/s
- Ht = Carga total del sistema, en m
- n = Eficiencia del sistema de bombeo. (0.7 - 0.9)

* 1 CV equivale a 0.986 HP

7.2 OPERACION

Para el recibimiento, instalación, operación y mantenimiento de las bombas se sugieren las siguientes recomendaciones:

Recibimiento.- Al adquirir un equipo de bombeo se recomienda sea debidamente examinado en lo que respecta a capacidad (caudal), presión y eficiencia, siendo que las dos primeras características deberán estar inscritas en la placa de identificación del equipo.

Sitio de instalación.- El conjunto moto-bomba debe ser instalado, siempre que sea posible en un local seco, bien ventilado, de fácil acceso a inspecciones periódicas y al abrigo de la intemperie y de las lluvias.

Instalación.- Tanto el motor como la bomba deben ser instalados sobre una base (preferentemente de concreto), excenta de vibraciones.

Tuberías.- El peso de las tuberías no debe ser soportado por la bomba. Se recomienda, tanto en la succión como en la descarga, el empleo de tuberías con diámetro mayor que el de entrada y salida de la bomba. Las tuberías deben ser lo más cortas posibles y con el menor número de piezas, a fin de disminuir las pérdidas de carga y por fricción. Las curvas cuando sean necesarias deben ser de radio largo.

Es conveniente realizar una minuciosa inspección de los tubos de succión y descarga, antes de su instalación, verificando si están limpios y totalmente libres de obstrucciones. La reducción o aumento del diámetro en las tuberías inmediatas a la bomba debe ser hecha con dispositivos del tipo excéntrico, para evitar la formación de bolsas de aire.

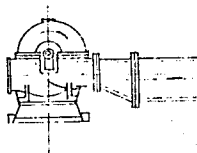
Tubería de Succión.

El diámetro de la tubería de succión debe ser tal que la velocidad en su interior no supere 2 m/s, en el caso de agua fría.

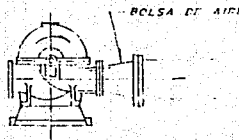
La altura de succión, definida como la distancia entre el eje de la bomba y la superficie del líquido a ser bombeado, más las pérdidas de carga en la tubería de succión, debe ser la menor posible. El valor admisible para la altura depende del peso específico del líquido, de la temperatura y de la presión de vapor, como también de la presión atmosférica y se sitúa en torno de 6.0 mts. para bombas trabajando con agua fría y puede ser hasta 7.0 mts. en el caso de bombas autocebantes. Solamente líquidos limpios y fríos pueden ser bombeados con la altura especificada de succión.

Deben ser evitadas las bolsas de aire en la tubería de succión mediante la adopción de la de las siguientes medidas.

- 1) Utilización de dispositivos de reducción excéntricos.



C I E R T O

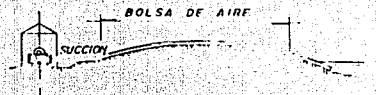


E R R A D O

- 2) Colocación de la tubería de succión con ligero declive en dirección al punto de succión. Esto cuando la bomba no trabaje ahogada. Este declive debe ser gradual de la bomba hacia la fuente de alimentación. No debe ser instalada ninguna sección de la tubería arriba de la boca de entrada de la bomba; si algún obstáculo obliga tal subida es preferible conducir la cañería por abajo del mismo.

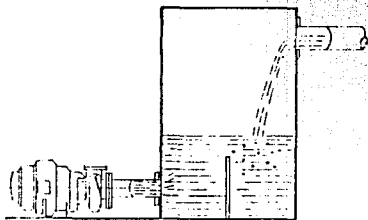


CIERTO

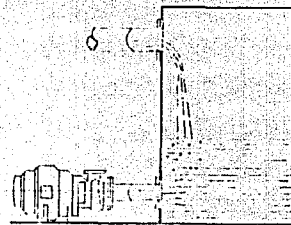


ERRADO

- 3) Construcción del cárcamo de bombeo para evitar agitación del líquido, lo que resultaría en la entrada de aire en la tubería de succión.



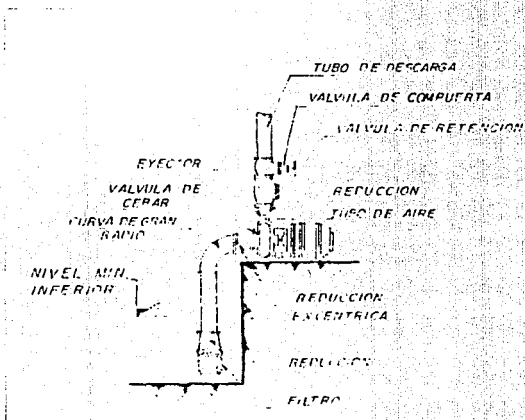
CIERTO



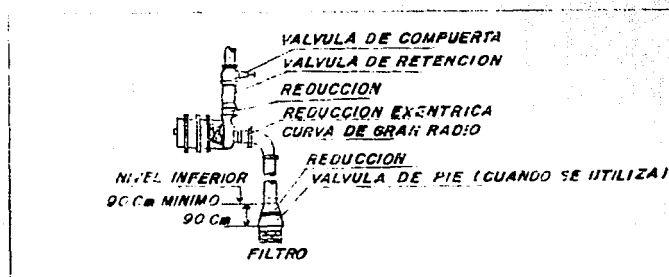
ERRADO

- 4) Si más de una bomba funciona en el mismo cárcamo de bombeo, deben ser empleadas tuberías de succión independientes.
- 5) Utilización de empaques o cierre hermético en todas las uniones, a fin de evitar entrada de aire en la tubería de succión.
- 6) La extremidad de la tubería de succión deberá quedar a una altura por debajo del nivel mínimo del líquido que se va a bombear suficiente para impedir la entrada de aire en la tubería de succión.

Se recomienda la colocación de una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión evitando de esta forma la entrada de impurezas y materias extrañas en la bomba.



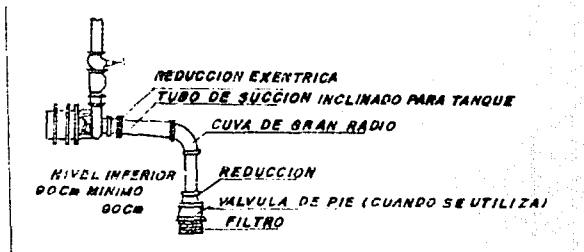
Si la bomba trabaja ahogada, se recomienda la colocación en la tubería de una válvula de compuerta, con el fin de poder interrumpir el flujo para eventuales reparaciones o sustituciones.



Para evitar la formación de bolsas de aire es importante que se desplace el vástago de la válvula (registro) hasta la posición horizontal o vertical hacia abajo.

Después de concluida la instalación, deberá ser minuciosamente examinada la tubería de succión, probándola, mediante el empleo de agua bajo presión, para localizar las eventuales fugas.

Las bombas centrífugas deben poseer en la extremidad de la tubería de succión una válvula de pié, a fin de mantener la bomba cebada (llena de líquido). En bombas autocebantes, la válvula de pié es innecesaria.



Válvula de pié.

En el caso de que no se disponga de otro medio de cebar la bomba, deberá ser prevista la utilización de válvulas de pié en la extremidad de la tubería de succión. Este dispositivo debe ser del tipo "oreja" y tener una área útil de pasaje de por lo menos 150% del área de la tubería de succión.

Rejilla o Filtro.

Con la finalidad de impedir la entrada de impurezas hasta la bomba, se recomienda la colocación de una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión. Este dispositivo deberá tener un área útil de pasaje de 3 a 4 veces más como mínimo, que el área de paso de la tubería de succión. Preferentemente las rejillas o filtros, separadores de impurezas deben ser montados independientemente, a fin de reducir las pérdidas de carga por fricción en la tubería de succión. La rejilla debe ser limpiada periódicamente, de acuerdo con las necesidades.

Tubería de Descarga.

En la tubería de bombeo deberán ser instalados, luego en la salida de la bomba, una válvula de retención o válvula check y una válvula de compuerta. La primera tiene por objeto evitar que el líquido vuelva cuando la bomba sea desconectada, así como también sirve de protección contra el exceso de presión, el golpe de ariete e impide al mismo tiempo que la bomba gire en sentido contrario al de su rotación. Es también útil para el cebaje de la bomba. La válvula de compuerta sirve, cuando está cerrada, para impedir el flujo en caso de eventuales reparaciones y sustituciones.

La válvula de retención debe ser colocada entre la válvula de compuerta y la bomba permitiendo así inspeccionarla cuando sea necesario.

Si se utilizan reducciones en la tubería de descarga, las mismas deben estar situadas entre la válvula de retención y la bomba.

Las características de la tubería de descarga son determinadas por la pérdida de carga, velocidad y viscosidad del líquido, considerando que el diámetro deberá ser, siempre que sea conveniente, dos medidas mayores que el diámetro de salida de la bomba y nunca menor que este último.

Proceso para Cebado de Bombas.

Antes de poner en funcionamiento cualquier bomba, se debe llenar la tubería de succión con el líquido a ser bombeado (cebado). Las piezas dentro de la bomba depende de la lubricación que les suministra el líquido a impulsar, pudiendo fallar si la bomba funciona en seco.

Los procesos comunes para cebar son: bomba sumergida, eyector, bomba de vacío, válvula de pie, cebaje automático.

Bomba Sumergida.

Cuando la bomba es instalada con el eje por debajo del nivel del líquido a ser impulsado queda automáticamente cebado la válvula de purga superior es abierto, dejando escapar el aire.

El interruptor, acciona por una boya, desconectará la bomba cuando el nivel de agua en la fuente de abastecimiento baje más allá de lo conveniente. Esto protege la bomba, impidiendo su funcionamiento en seco y la posibilidad de fallas de sus piezas.

Eyector

Cuando las bombas trabajan con altura de succión, pueden ser cebadas por medio de un eyector o accionado por aire comprimido, vapor de agua.

EL eyector debe ser instalado en el punto más alto del cuerpo de la bomba donde exista una abertura roscada para tal fin, el cual desaloja todo el aire contenido en el interior de la bomba y de la tubería de succión, permitiendo que el agua suba hasta el tope del cuerpo de la bomba.

Cebar con bomba de vacío.

Cuando la bomba funciona con altura de succión, puede ser cebada por medio de una bomba de vacío que disloque el aire contenido en el cuerpo de la electro-bomba y en la tubería de succión.

Una bomba de vacío blindada (a prueba de agua) debe ser empleada, preferentemente, para

que no sea dañada, en caso de que líquido llegue a penetrar hasta ella. Con una bomba de vacío del tipo seco, se debe disponer de un dispositivo que evite la entrada de agua dentro de la bomba. Un cebador manual es suficiente para las electro-bombas.

Cebador con válvula de pie.

La válvula de pie es un dispositivo para conservar la bomba cebada. Cuando no exista líquido en la tubería de descarga, cerrar la válvula de descarga y llenar con líquido la bomba y la tubería de succión, a través de la válvula superior de cebaje, empleándose un embudo. En caso de que se disponga de agua con presión, conéctese ésta a la tubería de succión, dejando escapar el aire por la válvula superior de cebaje.

Cuando se tenga líquido en la tubería de descarga la bomba podrá ser cebada por medio de una tubería de paso directo colocada entre la tubería de succión y la de descarga, en un punto más allá de la válvula de compuerta.

Siempre debe existir la seguridad de que la bomba está colocada, porque la válvula de pie puede tener fugas. Inspeccionar esta última frecuentemente, limpiándola cuando sea necesario.

Recomendaciones

El mejor tipo para la bomba de aguas negras es una bomba de voluta con dos álabes impulsores y grandes conductos de paso para reducir al mínimo las obturaciones. Una bomba de aguas negras con una entrada de seis pulgadas pasará sólidos blandos de 4". Sin embargo, es recomendable instalar adelante de la bomba una rejilla de barras, y si las aguas negras contienen mucha arena, una cámara especial desarenadora, las cuales prolongarán la duración de los impulsores. Generalmente, las bombas para aguas negras pueden desarmarse con facilidad, a fin de facilitar también su limpieza.



CAPITULO VIII

EJEMPLOS DE APLICACION

Determinar la población futura para los años 1980, 1995, y 2000, así como la población intercensal para los años 1961 y 1965 de la población A cuyos censos comprenden el período de 1870 a 1970. Usar los métodos mencionados en el capítulo tres.

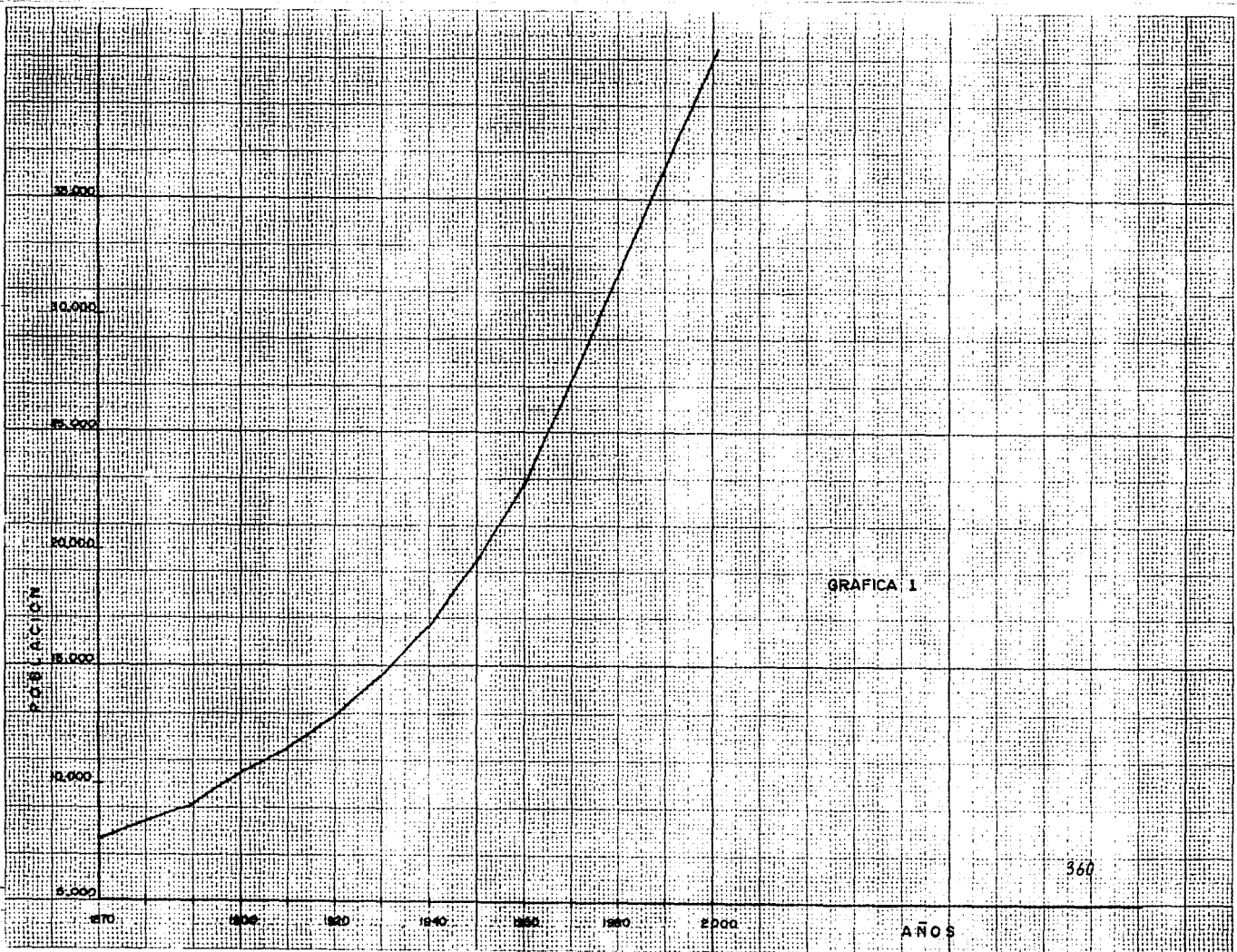
POBLACION A

Años	Habitantes (en miles)
1870	7,734
1880	8,430
1890	9,189
1900	10,200
1910	11,526
1920	12,909
1930	14,587
1940	16,629
1950	19,290
1960	22,762
1970	27,314

a.1 Extensión de la curva a ojo.

solución de la gráfica 1 se obtiene.

año	Habitantes
1961	23,000
1965	24,640
1980	32,230
1995	40,000
2000	42,590

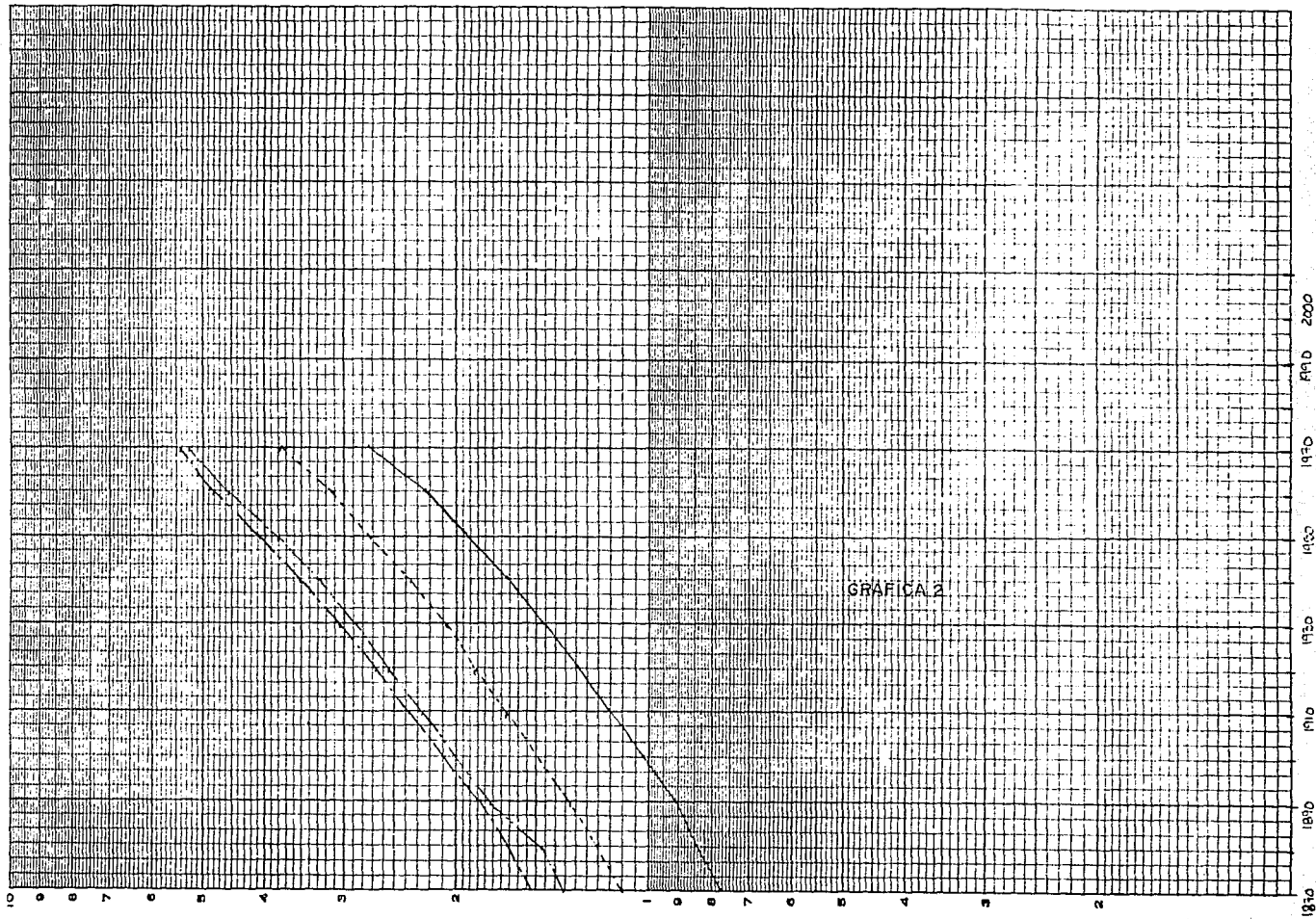


GRAFICA 1

a.2 Comparación con otras poblaciones.

Se obtuvieron tres poblaciones semejantes a la estudiada siendo las siguientes:

Año	Población B	Población C	Población D
1870	11,010	13,253	15,372
1880	12,001	14,740	16,602
1890	13,321	17,583	18,428
1910	16,724	22,681	23,739
1920	18,563	25,312	26,739
1930	20,791	28,709	30,310
1940	23,701	32,619	35,159
1950	27,020	38,008	40,784
1960	31,613	45,693	48,126
1970	37,936	52,889	54,270



SEMI-LOGARITMICO
 CYCLE X 60 DIVISIONS (6 DIV. PER UNIT)

De la gráfica 2 se obtiene:

Año	Habitante
1961	23,000
1965	25,000
1980	34,000
1995	40,000
2000	43,100

a.3 Incremento Aritmético.

1960	22,762
1970	27,314

Se obtiene la pendiente de la recta

$$K = \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1}$$

$$K = \frac{27,314 - 22,762}{1970 - 1960}$$

$$= \frac{4552}{10}$$

$$= 455.2$$

Aplicando la ecuación de la recta (1) se obtiene la población intercensal.

$$\begin{aligned} Y_{1961} &= 22,762 + 455.2 (1961-1960) \\ &= 23,217 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{1965} &= 22,762 + 455.2 (1965-1960) \\ &= 25,038 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación de la recta (2) se obtiene la población poscensal.

$$\begin{aligned} Y_{1980} &= 27,314 + 455.2 (1980-1970) \\ &= 31,866 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{1995} &= 27,314 + 455.2 (1995-1970) \\ &= 38,694 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{2000} &= 27,314 + 455.2 (2000-1970) \\ &= 40,970 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

a.4 Incremento Geométrico.

Como en el caso anterior sólo se consideran los dos datos últimos de la población.

1960	22,762
1970	27,314

De la ecuación 5 se encuentra el factor de proporcionalidad K.

$$\begin{aligned} K &= \frac{\log 27,314 - \log 22,762}{1970 - 1960} \\ &= \frac{4.4364 - 4.3572}{10} \\ &= 0.00792 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación 6 se obtiene la población intercensal.

$$\log Y_{1961} = \log 22,762 + 0.00792 (1961-1960)$$

$$= 4.36513$$

$$Y_{1961} = \text{antilog } 4.36513$$

$$= 23,181 \text{ habitantes}$$

$$\log Y_{1965} = \log 22,762 + 0.00792 (1965-1960)$$

$$= 4.39681$$

$$Y_{1965} = \text{antilog } 4.39681$$

$$= 24,935 \text{ habitantes}$$

Aplicando la ecuación 7 se obtiene la población poscensal.

$$\log Y_{1980} = \log 27,314 + 0.00792 (1980-1970)$$

$$= 4.51559$$

$$Y_{1980} = \text{antilog } 4.51559$$

$$= 32,778 \text{ habitantes}$$

$$\log Y_{1995} = \log 27,314 + 0.00792 (1995-1970)$$

$$= 4.63432$$

Y1995 = antilog 4.63432
= 43,085 habitantes

log Y2000 = log 27,314 + 0.00792 (2000-1970)
= 4.67391

Y2000 = antilog 4.67391
= 47,196 habitantes

a.5 Incrementos Diferenciales.

Ano	Habitantes	primera Diferencia	segunda Diferencia
1870	7,734	-	-
1880	8,430	696	-
1890	9,189	759	63
1900	10,200	+ 1,011	+ 252
1910	11,526	+ 1,326	+ 315
1920	12,909	+ 1,383	+ 57
1930	14,587	+ 1,678	+ 295
1940	16,629	+ 2,042	+ 364
1950	19,290	+ 2,661	+ 619
1960	22,762	+ 3,472	+ 811
1970	27,314	+ 4,552	+ 1,080
sumas		+ 19,580	+ 3,856
promedios		+ 1,958	+ 428

			1,958		
1970	27,314	+	-	+	428
1980	29,700	+	2,386	+	428
1990	32,514	+	2,814	+	428
2000	35,756	+	3,242	+	428

Para los años 1961, 1965, 1995 no se obtuvo la población ya que con el método sólo se puede proyectar para los mismos periodos de los datos.

a.6 Método Parabólico.

Considerando solamente los cuatro últimos censos como representativos de la población:

datos	1940	16,629	x = 0
	1950	19,290	x = 1
	1960	22,762	x = 2
	1961	-	x = 2.1
	1965	-	x = 2.5
	1970	27,314	x = 3
	1980	-	x = 4
	1995	-	x = 5.5
2000	-	x = 6	

aplicando la ecuación 8

$$Y = a + bx + cx^2 + dx^3$$

y sustituyendo se tiene :

$$x = 0 \quad 16,629 = a$$

$$x = 1 \quad 19,290 = 16,629 + bx + cx + dx$$

$$x = 2 \quad 22,762 = 16,629 + bx + cx + dx$$

$$x = 3 \quad 27,314 = 16,629 + bx + cx + dx$$

$$x = 1 \quad 2,661 = b + c + d \quad (b)$$

$$x = 2 \quad 6,133 = 2b + 4c + 8d \quad (c)$$

$$x = 3 \quad 10,685 = 3b + 9c + 27d \quad (d)$$

$$(c) + [(b)x - (2)] 6,133 = 2b + 4c + 8d \\ - 5,322 = 0 + 2c + 6d$$

$$811 = 0 + 2c + 6d \quad (e)$$

$$(d) + [(b)x - (3)] 10,685 = 3b + 9c + 27d \\ -7,983 = -3b - 3c - 3d$$

$$2,702 = 0 + 6c + 24d \quad (f)$$

$$(f) + [(e)x - (3)] 2,702 = 6c + 24d$$
$$-2,433 = -6c - 18d$$

$$269 = 0 + 6d$$

$$269 = 6d$$

$$d = \frac{269}{6}$$

$$d = 44.833 \quad (g)$$

sustituyendo (g) en (e) :

$$811 = 2c + 6 (44.833)$$

$$c = 271 \quad (h)$$

sustituyendo (h)y (g) en (b)

$$2.661 = b + 271 + 44.833$$

$$b = 2,345.16$$

sustituyendo en la ecuación (8)

para 1961 $x = 2.1$

$$\begin{aligned} Y_{1961} &= 16,629 + 2,345.16(2.1) + 271(2.1)^2 + 44.833(2.1)^3 \\ &= 23,164 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

para 1965 $x = 2.5$

$$\begin{aligned} Y_{1965} &= 16,629 + 2,345.16(2.5) + 271(2.5)^2 + 44.833(2.5)^3 \\ &= 24,886 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

para 1980 $x = 4$

$$\begin{aligned} Y_{1980} &= 16,629 + 2,345.16(4) + 271(4)^2 + 44.833(4)^3 \\ &= 33,215 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

para 1995 $x = 5.5$

$$\begin{aligned} Y_{1995} &= 16,629 + 2,345.16(5.5) + 271(5.5)^2 + 44.883(5.5)^3 \\ &= 45,184 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

para 2000 $x = 6$

$$\begin{aligned} Y_{2000} &= 16,629 + 2,345.16(6) + 271(6)^2 + 44.883(6)^3 \\ &= 50,140 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

La desición al seleccionar el método a usar es muy importante ya que una equivocación en este aspecto trae como consecuencia una mala solución de todo el proyecto.

Los métodos gráficos son confiables y su exactitud depende de la experiencia y de las consideraciones hechas por el proyectista al momento de prolongar las curvas representativas de población.

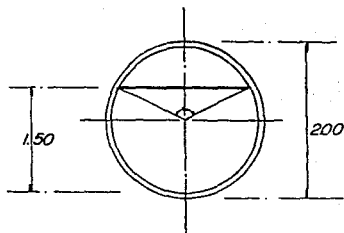
El método aritmético es aplicable a ciudades desarrolladas, en las cuales se dificulta su extensión, lo mismo que a ciudades pequeñas no industrializadas. se usa por lo general para predicciones de población a corto plazo: por ejemplo, a 10 años, para estimaciones intercensales de población.

Con el uso del método geométrico se llegan a obtener valores que, por lo regular, son altos pero que se ajustan a poblaciones nuevas con posibilidades de progreso. Su aplicación debe hacerse con precaución ya que muchas ciudades jóvenes tienen industrias rápidamente expansivas, pero dicha situación prevalece un tiempo relativamente corto y, si la población se calcula por este método, los resultados conducirán a una sobre estimación.

El método de Incrementos Diferenciales es usado para estimaciones de población a largo plazo y en él intervienen todos los censos disponibles.

En el método parabólico el número de datos censales a usar será igual al número de incógnitas. Los resultados arrojados por este método son generalmente altos.

Una galería circular (ver figura) de cemento pulido liso de 2.0 m de diámetro y 1.50 m de tirante debe conducir un gasto de 2.6 m³/seg. Calcular la pendiente necesaria para que el flujo sea uniforme.



Solución

Empleando la tabla 8.1

$$d/D = 1.5/2.0 = 0.75$$

$$A/D^2 = 0.6318$$

$$A = 0.6318 (2)^2$$

$$\begin{aligned} A &= 0.6318 (4) \\ &= 2.5373 \end{aligned}$$

El perímetro y radio hidráulico valen :

$$P/D = 2.0944 \quad ; \quad P = 2.0944 D = 2.0944 \times 2 = 4.1888 \text{ m}$$

$$R/D = 0.3017 \quad ; \quad R = 0.3017 D = 0.3017 \times 2 = 0.6034 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.714$$

La velocidad media

$$V = Q / A = 2.6 / 2.57 = 1.029 \text{ m/s}$$

Para $n = 0.011$ (tabla 8.1) de la fórmula de Manning la pendiente debe ser :

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.029 \times 0.011}{0.714} \right)^2 = 0.000251$$

El perímetro y radio hidráulico valen :

$$P/D = 2.0944 \quad ; \quad P = 2.0944 D = 2.0944 \times 2 = 4.1888 \text{ m}$$

$$R/D = 0.3017 \quad ; \quad R = 0.3017 D = 0.3017 \times 2 = 0.6034 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.714$$

La velocidad media

$$v = Q / A = 2.6 / 2.57 = 1.029 \text{ m/s}$$

Para $n = 0.011$ (tabla 8.1) de la fórmula de Manning la pendiente debe ser :

$$S = \left(\frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1.029 \times 0.011}{0.714} \right)^2 = 0.000251$$

Una alcantarilla circular de 1.22 m de diámetro va a descargar 2700 l/s trabajando a tubo lleno. Además $n = 0.013$, cual es la pendiente requerida de acuerdo con la fórmula de Manning.

Datos

$$Q = 2700 \text{ l/s}$$

$$n = 0.013$$

$$D = 1.22 \text{ m}$$

Solución

$$1.- \text{ Relación } d/D = 1.22 / 1.22 = 1.0$$

de la tabla 8.1

$$A/D^2 = 0.7854$$

$$A = 0.7854 (1.22)^2$$

$$A = 1.1689$$

Calculando el radio hidráulico de la tabla 8.1

$$r/D = 0.25$$

$$r = 0.250 \times 1.22 = .305$$

$$^{2/3}$$

$$r = 0.4531$$

$$v = 1/n \left[R \right]^{2/3} \left[S \right]^{1/2} \quad (1)$$

La velocidad media es igual a :

$$v = Q/A = 2700/1.1689 \text{ m}^2$$

$$= 2.70 \text{ m}^3/\text{s} / 1.1689 \text{ m}^2$$

$$= 2.309 \text{ m/s}$$

despejando S de (1)

$$S = \left[v n / R \right]^{2/3}$$

2

$$S = (2.309 \times 0.013 / 0.4531)$$

2

$$S = (0.0666)$$

$$= 0.0043$$

Una tubería de concreto común de 0.914 m (36") O tiene una pendiente $S = 0.0049$.
Determinar el gasto a tubo lleno y la velocidad media del agua.

Solución

1.- Para determinar el gasto es preciso conocer el área y la velocidad, por lo tanto de acuerdo a los datos proporcionados se tiene que :

$$\begin{aligned} A &= \frac{D^2}{4} \\ &= \frac{(0.9144)^2}{4} \\ &= 0.657 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

La velocidad se puede estimar, empleando la ecuación de Manning

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

donde $n = 0.013$ (concreto común)

$$R = D/4$$

$$S = 0.0049$$

$$1/2$$

$$S = 0.07$$

$$2/3$$

$$V = 1/0.13 \left(0.9144/4 \right)^{2/3} \times 0.07$$

$$= 2.01 \text{ m/s .}$$

2.- Conocida el área y la velocidad, y empleando la ecuación de continuidad, se puede determinar el gasto.

$$Q = V A$$

$$Q = 2.01 \times 0.657$$

$$= 1.32 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Un sifón va a conducir un flujo mínimo de secas de 28.32 l/s, un flujo máximo de secas de 84.96 l/s y un flujo de lluvia de 1279.4 l/s en tres tubos. Seleccionar los diámetros apropiados para asegurar velocidades de 0.9144 m/s. Los fujos se reúnen en una cámara, anterior a la alcantarilla de salida.

Solución:

1.- El diámetro necesario para el caudal mínimo sería:

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Q}{v}$$

despejando el diámetro

$$D = \sqrt{\frac{0.02832 \times 4}{0.9144 \times \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{0.11328}{2.8726}} = 0.198 \text{ m}$$

diámetro comercial 20 cms.

capacidad

$$Q = 0.9144 \times \frac{\pi (0.20)^2}{4}$$

$$= 28.73 \text{ l/s}$$

2.- Para el flujo máximo en tiempo de secas, cuyo exceso sobre el mínimo es :

$$84.96 - 28.32 = 56.23 \text{ l/s}$$

se determina el diámetro y se ajusta al comercial

$$D = \frac{4 \times 0.05623}{0.9144 \times 3.1416} = 0.28$$

diámetro comercial = 30 cms.

capacidad

$$Q = 0.9144 \times \frac{\pi (0.30)^2}{4}$$

$$= 64.63 \text{ l/s}$$

3.- Para flujo de tormenta cuyo exceso sobre flujo máximo en tiempo seco es:

$$1274 - (64.63 + 28.73) = 1181 \text{ l/s}$$

el diámetro requerido sería:

$$D = \frac{4 \times 1.181}{0.9144 \times 3.1416} = 1.28 \text{ mts.}$$

Se adapta un diámetro comercial de 1.22 mts. para asegurar la velocidad mínima establecida 0.9144 m/s, por lo tanto, la velocidad con la que fluye es:

$$v = \frac{4 \times 1.181}{3.1416(1.22)^2} = \frac{4.724}{4.676} = 1.10 \text{ m/s} > 0.9141 \text{ bien.}$$

Una alcantarilla circular tiene una pendiente de 0.0022 y ha de evacuar 0.05 m³/s cuando va llena, " n " es igual a 0.0133, ¿ que diámetro habrá de emplearse y cuál será su velocidad?. Utilice el nomograma de Manning.

Datos

$$S = 0.0022$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (tubo lleno)}$$

$$n = 0.013$$

$$D = ?$$

$$V = ?$$

$$R = D/4$$

$$^{2/3} \quad ^{1/2}$$

$$V = 1/n \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$^{2/3} \quad ^{1/2}$$

$$V = 1/0.013 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} (0.0022)^{1/2}$$

$$^{2/3}$$

$$= 76.92 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} (0.046)$$

$$^{2/3}$$

$$= 3.61 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3}$$

$$^{2/3} \quad ^2$$

$$Q = V A = 3.61 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \cdot 3.1416 \frac{D^2}{4} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$^{2/3} \quad ^2$$

$$0.05 \text{ m}^3/\text{s} = 3.61 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \cdot 3.1416 \frac{D^2}{4}$$

Resolviendo por aproximaciones (iteraciones), se tiene:

si $D = 0.5 \text{ m}$

$Q = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$

$D = 0.36 \text{ m}$ (comercial)

$Q = 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$

si

$D = 0.32 \text{ m}$

$Q = 0.053 \text{ m}^3/\text{s}$

si

$D = 0.31$

$Q = 0.053 \text{ m}^3/\text{s}$

si

$D = 0.31 \text{ m}$

$Q = 0.0495 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$

se podría aceptar la de 0.30 m , aunque para ello se aumente la velocidad.

Dos atarjeas de sección circular se unen. Una tiene 216 cm. de diámetro y en la época de escurrimiento máximo lleva un gasto de 1485 l/s, con una pendiente de 0.002. La atarjea lateral tiene 75 cm de diámetro y está instalada con una pendiente de 0.0015. Lleva en la época de escurrimiento máximo un gasto de 256.5 l/s. ¿ A que altura debe estar la base del conducto más pequeño sobre la base del conducto más grande para que durante la época de máximo escurrimiento no haya retroceso de agua en el conducto más pequeño ?. Utilice $n = 0.015$.

Solución

1.- Se calcula el gasto a tubo lleno, que circularía en el conducto mayor. Para ello se estima la velocidad y el área para estas condiciones.

Datos :

$$D = 216.0 \text{ cm}$$

$$Q = 1485 \text{ l/s}$$

$$S = 0.0002$$

$$1/2$$

$$S = 0.0141$$

$$R = D/4 = 2.16/4 = 0.54 \text{ m.}$$

$$^{2/3}$$

$$R = 0.663$$

$$^{2/3} \quad ^{1/2}$$

$$V = 1/n R \quad s$$

Sustituyendo valores

$$V = 1/0.015 \times 0.663 \times 0.0141$$

$$= 0.62 \text{ m/s}$$

2
2

$$\text{area} = 3.1416 D^2 / 4 = 3.1416 (2.16)^2 / 4 = 3.66 \text{ m}^2$$

$$Q = V A = 0.62 \times 3.66 = 2.269 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 2269.20 \text{ l/s}$$

2.- Sumando los gastos de aportación máximas de ambos conductos , para posteriormente efectuar la relación de gastos a tubo parcialmente lleno y así con ayuda del nomograma de Manning determinar el tirante o altura que alcanzaría el flujo.

$$Q_{tp} = 1485 + 256.5 = 1741.5 \text{ l/s}$$

efectuando la relación $1741.5/2269.20 = 0.76$

con ayuda del nomograma de Manning

$$Y \text{ parc. lleno} = 0.66$$

Y tubo lleno

despejando Yparc. lleno

$$Y \text{ parc. lleno} = 0.66 \times 2.16 = 1.425 \text{ mts.}$$

que sería el tirante que alcanzaría el flujo en el conducto de mayor diámetro.

3.- Ahora se determina el tirante que llevaría el conducto menor con el gasto máximo. Se determina el gasto a tubo lleno, para ello se estima la velocidad y el área.

Datos:

$$Q = 256.5 \text{ l/s}$$

$$D = 75 \text{ cms.}$$

$$S = 0.0015$$

$$n = 0.015$$

$$1/2$$

$$S = 0.0387$$

$$R = D/4 = 0.75/4 = 0.1875$$

$$2/3$$

$$R = 0.327$$

$$V = 1/0.015 \times 0.327 \times 0.0387$$

$$= 0.845 \text{ m/s}$$

$$\text{área} = 3.1416 \frac{D^2}{4} = 3.1416 \frac{(0.75)^2}{4} = 0.441 \text{ m}^2$$

$$Q = V A = 0.845 \times 0.441 = 0.373 \text{ m}^3/\text{s}$$

efectuando la relación de gastos

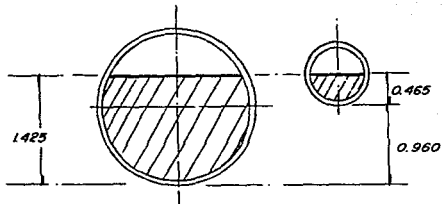
$$256.5 / 373.0 = 0.69$$

empleando nuevamente el nomograma de Manning

$$Y_{pl1} / Y_{tl1} = 0.62$$

$$Y \text{ parc. lleno} = 0.62 (0.75) = 0.465 \text{ mts.}$$

4.- idealizando el problema



Para conocer con más precisión la colocación del tubo de menor diámetro habría que calcular el efecto de remanso debido al flujo en el conducto mayor hacía el menor.

Determinar el valor del coeficiente de rugocidad " n " para un tubo de 76 cm (30") colocado en una pendiente de 0.0036, sabiendo que cuando el tirante es de 46 cm., el gasto que lleva es de Q = 500 l/s .

Solución :

Datos

$$D = 76 \text{ cm}$$

$$S = 0.0036$$

$$D = 46 \text{ cm}$$

$$Q = 500 \text{ l/s}$$

1.- Despejando n de la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

$$n = \frac{1}{V} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

a) se determina el valor del radio hidráulico, utilizando la tabla 8.1 .

$$d / D = 46 / 76 = 0.60$$

de donde

$$A / D^2 = 0.4920$$

por lo tanto

$$A = 0.4920 (0.76)^2$$
$$= 0.284 \text{ m}^2$$

$$r/D = 0.2776$$
$$r = 0.2776 (0.76)$$
$$r = 0.2109 \text{ m}$$

2.- Conocida el área se puede conocer la velocidad

$$V = Q / A = 0.500/0.284 = 1.75 \text{ m/s}$$

3.- Se obtiene el valor del radio hidráulico

$$r^{2/3} = 0.3543$$
$$r^{1/2} = 0.06$$

4.- Sustituyendo valores en la ecuación (2)

$$n = 1/1.75 \times 0.3543 \times 0.06$$

$$n = 0.012$$

Una alcantarilla de ladrillo rugoso de 1.83 m de diámetro, tiene una pendiente de 0.036 y n es igual a 0.013. Determinar la velocidad y altura de las aguas residuales cuando se produce el mínimo caudal que es de 17 m³/minuto.

Solución :

Datos

$$D = 1.83 \text{ mts.}$$

$$S = 0.036$$

$$n = 0.013$$

1.- Se determina el gasto a tubo lleno empleando la ecuación de continuidad.

$$Q = V A$$

donde la velocidad vale :

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$R = D/4$$

sustituyendo valores

$$V = 1/0.013 \left(\frac{1.83}{4} \right)^{2/3} \left(0.036 \right)^{1/2}$$
$$= 6.68 \text{ m/s}$$

calculando el área

$$A = 3.1416 \frac{D^2}{4} = 3.1416 \left(\frac{1.83}{4} \right)^2 = 2.63 \text{ m}^2$$

sustituyendo en la ecuación de continuidad

$$Q = 6.68 \text{ m/s} \times 2.63 \text{ m}^2 = 17.57 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$= 17\,570 \text{ l/s}$$

2.- El gasto mínimo es de

$$Q_{\min} = 17 \text{ m}^3/\text{min} = 283 \text{ l/s}$$

efectuando la relación de gasto mínimo a gasto a tubo lleno

$$283 / 17\,570 = 0.016$$

Con apoyo del nomograma de Manning, se localiza el valor de la relación de gastos en la columna correspondiente, y se interseca el valor de la relación de tirante de tubo parcialmente lleno a tubo lleno.

$$Y_{tp11}/Y_{tl1} = 0.09$$

despejando el tirante a tubo lleno

$$\begin{aligned} Y_{tp11} &= 0.09 \times 1.83 \text{ mts.} \\ &= 0.165 \text{ mts} = 16.5 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Determinar el gasto en una conducción circular de 30.5 cm de diámetro, con $n = 0.015$, cuando la pendiente es 0.005 y el tirante es de 7.62 cm

solución :

1.- se tienen como datos :

$$D = 30.5 \text{ cm}$$

$$n = 0.015 \quad 1/2$$

$$S = 0.005 \quad s = 0.07071$$

$$y = 7.62 \text{ cm}$$

$$Q = ? =$$

2.- Con ayuda de la tabla 8.1 del anexo, entrando con la relación de tirante-diámetro $d/D = 0.249 = 0.25$, se obtienen las relaciones de área-diámetro, perímetro mojado-diámetro, radio, diámetro;

$$A / D^2 = 0.1535$$

$$A = 0.015350 D^2$$

$$A = 0.1535 (0.305)^2 = 0.01428 \text{ m}^2$$

$$P/D = 1.04752$$

$$P = 1.0472 D$$

$$= 1.0472 (0.305)$$

$$= 0.3194 \text{ m}$$

$$r/D = 0.1466$$

$$r = 0.1466 D$$

$$r = 0.1466 (0.305)$$

3.- Con los valores encontrados se puede calcular la velocidad y el gasto empleando la ecuación de Manning:

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0.015} \times 0.1259 \times 0.07071 = 0.5938 \end{aligned}$$

4.- Cálculo del gasto

$$Q = V A = 0.5938 \times 0.01428 = 0.0084 \text{ m}^3/\text{s}$$

Un sifón va a conducir un flujo mínimo de secas de 28.32 l/s, un flujo máximo de secas de 84.96 l/s y un flujo de lluvia de 1274.4 l/s en tres tubos, seleccionar los diámetros apropiados para asegurar velocidades de 0.9144 m/s. Los fujos se reúnen en una cámara, anterior a la alcantarilla de salida.

Solución:

1.- El diámetro necesario para el caudal mínimo sería:

$$\frac{Q}{v} = \frac{\pi d^2}{4}$$

despejando el diámetro

$$D = \sqrt{\frac{0.02832 \times 4}{0.9144 \times \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{0.11328}{2.8726}} = 0.198 \text{ m}$$

diámetro comercial 20 cms.

capacidad

$$Q = 0.9144 \times \frac{3.1416 (0.20)^2}{4}$$

$$= 28.73 \text{ l/s}$$

2.- Para el flujo máximo en tiempo de secas, cuyo exceso sobre el mínimo es:

$$84.96 - 28.32 = 56.23 \text{ l/s.}$$

Se determina el diámetro y se ajustara el comercial

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.05623}{0.9144 \times 3.1416}} = 0.28$$

diámetro comercial = 30 cms.

capacidad

$$Q = \frac{0.9144 \times 3.1416 (0.30)^2}{4}$$

$$= 64.63 \text{ l/s.}$$

3.- Para flujo de tormenta cuyo exceso sobre flujo máximo en tiempo seco es:

$$1274 - (64.63 + 28.73) = 1181 \text{ l/s}$$

el diametro requerido seria:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1.181}{0.9144 \times 3.1416}} = 1.28 \text{ mts.}$$

Se adopta un diametro comercial de 1.22 mts. para asegurar la velocidad minima establecida 0.9144 m/s, por lo tanto, la velocidad con la que fluye es:

$$V = \frac{4 \times 1.181}{(1.22)^2} = \frac{4.724}{4.676} = 1.01 > 0.9141 \text{ m/s bien.}$$

Se estudia el proyecto de una pequeña red de alcantarillado, con 650 mts. de extensión fig 8.1 para servir a 25 casas existentes y 50 lotes más de construcción futura.

solución :

Fueron admitidos los siguientes datos:

- Densidad de población 6 hab / lote = $6 \times 75 = 450$ hab.
- Dotación 200 l/hab/día
- Aportación 80 % de la dotación = 160 l/hab/día
- Coeficiente de previsión 1.5

solución:

cálculo del gasto medio

$$Q_m = \frac{\text{Aportación} \times (\text{No. Habitantes})}{86400}$$

$$= \frac{160 \times (\text{No. Hab.})}{86400}$$

$$\text{densidad hab./m} = 450 / 642 = 0.694 \text{ hab/m}$$

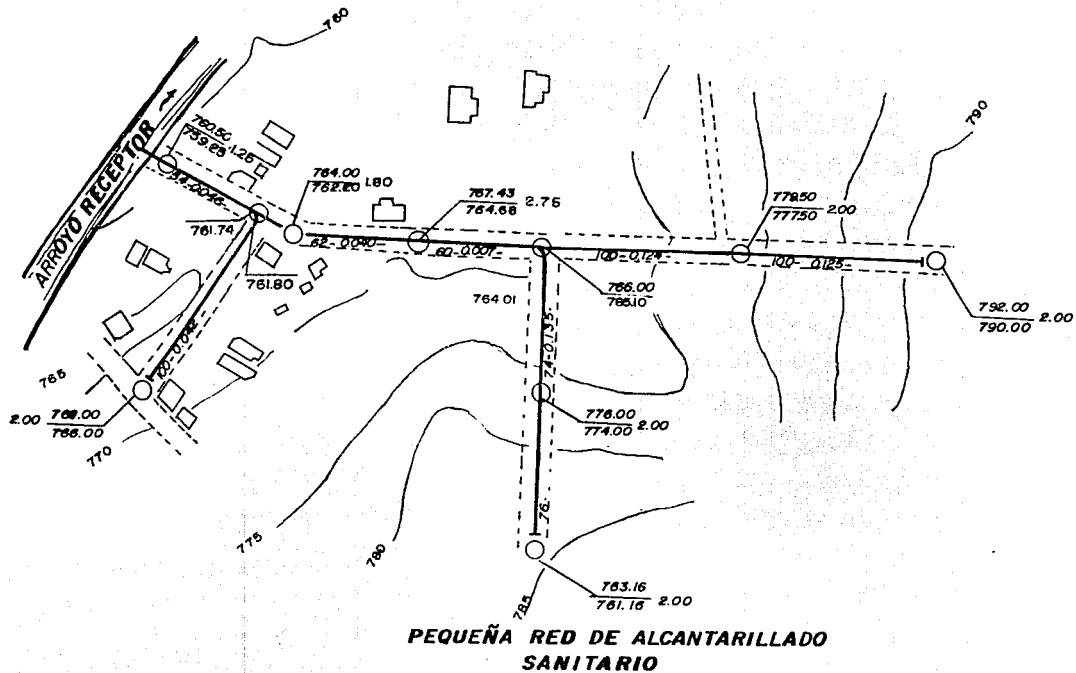


FIG. 8.1

Determinar el valor del coeficiente de escurrimiento " C " que habrá de emplearse en el diseño, si se tiene una superficie de 40 Ha. y está dividida en las siguientes áreas; 25% de vialidades con pavimento asfáltico, 30% aceras de concreto hidráulico, 10% de parques y jardines y 35% de teja ordinaria.

Solución

1.- Se obtienen los valores independientes de " C " y el porcentaje correspondiente del área total.

Zona	valor de "C"	% de área Ha.
vialidades con pavimento asfáltico	0.85	10
aceras de concreto hidráulico	0.80	12
parques y jardines	0.05	4
cubierta con teja ordinaria	0.90	14

$$C = \frac{(0.85 \times 10) + (0.80 \times 12) + (0.05 \times 4) + (0.9 \times 14)}{40}$$

$$= 8.5 + 9.6 + 0.20 + 12.6 / 40 = 30.9/40 = 0.77$$

$$= 0.77$$

Una zona residencial tiene las siguientes proporciones de varias superficies: tejados 25%, pavimento de asfalto 14%, aceras de concreto hidráulico (considere el mismo valor para tejados), 5% ; caminos empedrados 7%; praderas de hierba con la parte proporcional de tierra y pequeña inclinación 49%. Calcular el coeficiente de impermeabilidad para la superficie total empleando la tabla 4.4.1 para obtener los valores de C.

solución

zona	valor de "C"	porcentaje
tejados	0.95	25
pavimento de asfalto	0.85	14
acera de concreto hidráulico	0.95	5
camino empedrado	0.75	7
pradera de hierba con pequeña inclinación	0.18	49

2.- El valor de "C" correspondiente al Area total seria

$$C = (0.95 \times 0.25) + (0.85 \times 0.14) + (0.95 \times 0.05) + (0.75 \times 0.07) + (0.18 \times 0.49)$$

$$C = 0.2375 + 0.119 + 0.0475 + 0.0525 + 0.0882 = 0.5447$$

$$= 0.54$$

Determine el gasto de diseño , para un periodo de retorno de 10 años a la salida de la cuenca mostrada en la figura . Si se tiene una intensidad de 100 mm/hr para un tiempo de concentración de 20 minutos. Considerar la parte superior de la cuenca (A1 en la figura) en una zona suburbana y la inferior en una zona residencial formada por casa habitación.

Solución:

1.- El tiempo de concentración total es

$$t_c = t_1 + t_2$$

2.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento. Utilizando la tabla 4.4.1 se determinan los siguientes valores

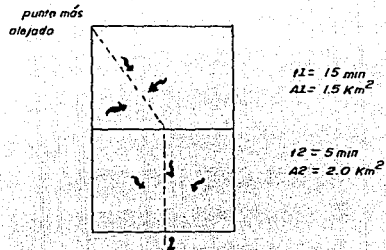
zona suburbana $C_1 = 0.30$

zona residencial $C_2 = 0.70$

$$C = C_1 A_1 + C_2 A_2 / A_1 + A_2$$

$$= 0.35(1.5) + 0.70(2.0) / 1.5 + 2.0$$

$$= 0.53$$



3.- Cálculo del gasto de diseño. Empleando la Fórmula Racional

$$Q_p = 0.278 C i a$$

$$= 0.278 (0.53) (100) (3.5)$$

$$= 51.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO GRAFICO ALEMAN

Calcular la cuenca mostrada en la figura , el hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores para una tormenta con un período de retorno de 5 años. Los datos de que se disponen son:

Longitud y área de influencia de cada tramo de tubería, curva de altura de precipitación-duración-período de retorno, las elevaciones de los puntos indicados en la figura 3.20, y se considera que la cuenca está ubicada en una zona residencial.

DATOS DE LA CUENCA

Tramo	Area ₂ en Km ²	Longitud en Km	Tramo	Area ₂ en Km ²	Longitud en Km
A-1	0.056	0.225	5-6	0.074	0.370
1-2	0.048	0.270	6-C	0.092	0.420
2-3	0.039	0.280	4-7	0.091	0.300
3-B	0.134	0.610	7-8	0.062	0.300
1-4	0.042	0.275	8-9	0.078	0.240
4-5	0.067	0.300	9-0	0.109	0.500

ELEVACION DE LAS TUBERIAS

PUNTO	ELEVACION	PUNTO	ELEVACION
A	2002.0	5	2000.5
1	2003.0	6	2012.0
2	2004.5	5	2014.5
3	2009.0	7	2009.5
8	2013.2	8	2011.5
4	2004.5	9	2013.0
		0	2016.0

2.- Cálculo de la intensidad de lluvia.

Como se desconoce cuál es la duración promedio de la lluvia en la cuenca se iguala dicha duración con el tiempo de concentración de la cuenca; conocido el valor de la duración y con la curva de intensidad-duración-periodo de retorno, se obtiene el valor de la lluvia i , que es igual a 55 mm/hr.

3.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

El coeficiente de escurrimiento que se emplea es de 0.6 para una zona residencial y se obtiene de las tablas ya descritas en el capítulo 4.

4.- Cálculo del gasto máximo para cada una de las subcuencas.

El cálculo se hace aplicando la ecuación del método racional y con ella los valores de C e i son constantes, por lo que sustituyendo los valores calculados anteriormente la ecuación se expresa como:

$$Q = 9.174 A$$

Con ésta expresión se calcula el gasto para cada subcuenca, sustituyendo el valor correspondiente del área. En la siguiente tabla se indican los valores obtenidos.

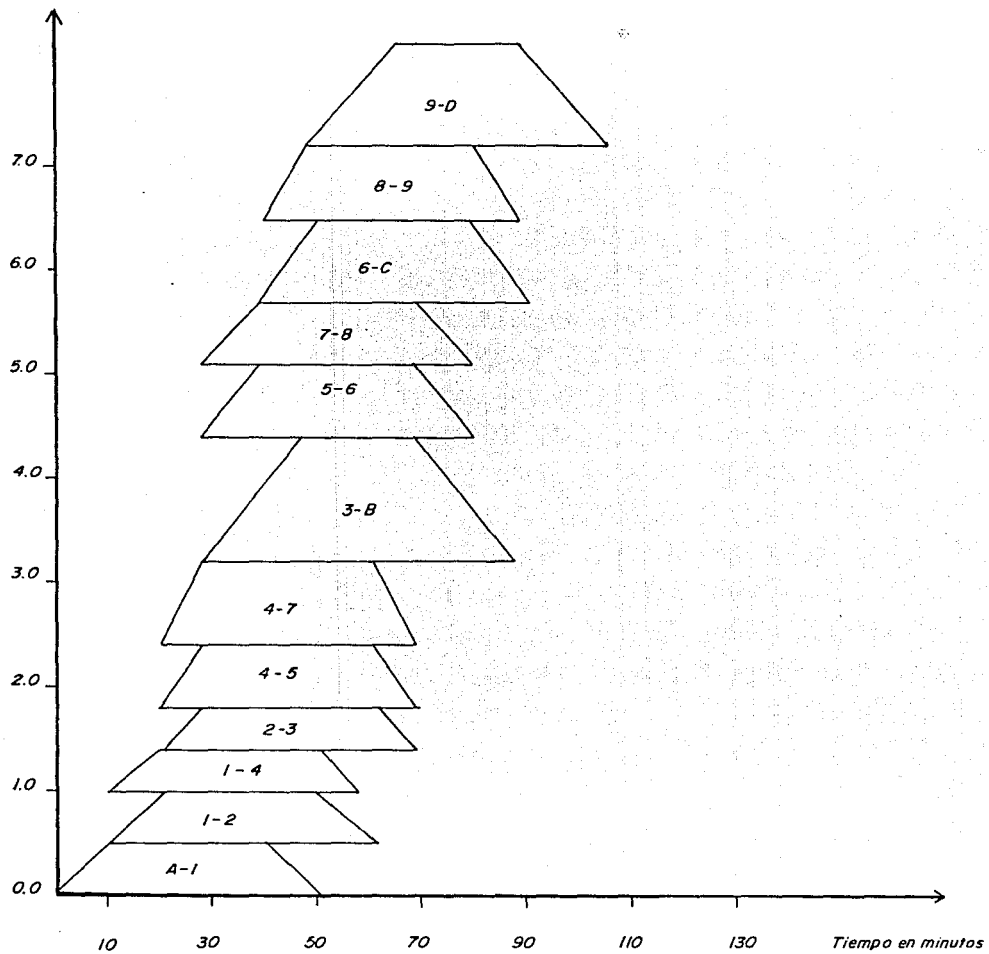
Tramo	área, en km ²	Longitud, en km	Desnivel en, m	tc, en min	Q, en m ³ /s
A-1	0.056	0.225	1.0	10	0.50
1-2	0.048	0.270	1.5	11	0.50
2-3	0.039	0.280	4.5	7	0.40
3-B	0.134	0.610	4.2	19	1.20
1-4	0.042	0.275	1.5	11	0.40
4-5	0.067	0.300	5.0	8	0.60
5-6	0.074	0.370	3.5	11	0.70
6-C	0.092	0.420	2.5	15	0.80
4-7	0.091	0.300	5.0	8	0.80
7-8	0.062	0.300	2.0	11	0.60
8-9	0.078	0.240	1.5	9	0.70
8-D	0.109	0.500	3.0	17	1.00

5.- Cálculo del tiempo de concentración para cada subcuenca

Con los datos de los colectores se cálculo su tiempo de concentración para cada uno de ellos, empleando, la misma ecuación del inciso (1).

6.- Cálculo del Hidrograma

Con los datos de gasto y tiempo de concentración se construyen los hidrogramas empezando aguas arriba.



Suma de los Hidrogramas parciales (método gráfico alemán).

PRINCIPIA HIDROGRAMA No.	Qmáx. INICIAL (GASTO UNICO) HIDROGRAMA No.	Qmáx. FINAL (INICIO RE- CESION) HIDROGRAMA No	TERMINA HIDRO- GRAMA. No.	TIEMPO EN MINUTOS	A1	1-2	1-4	2-3	4-5	4-7	3-B	5-6	7-8	6-C	8-9	9-D	Q (Σ)
A-1	0			0													0.0
1-2, 1-4	A-1			10	0.5	0	0										0.5
2-3, 4-5																	
4-7	1-2, 1-4			21	0.5	0.5	0.4	0	0	0							1.4
3-B	2-3			28	0.5	0.5	0.4	0.4	0.5	0.7	0						3.0
5-6, 7-8	4-5, 4-7			29	0.5	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.1	0	0				3.3
6-C, 8-9	5-6, 7-8			40	0.5	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	0.7	0.6	0	0		5.3
		A-1		41	0.5	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	0.7	0.6	0.1	0.1		5.5
	3-B			47	0.2	0.5	0.4	0.4	0.6	0.9	1.2	0.7	0.6	0.4	0.5		6.3
9-D	8-9			49	0.3	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.5	0.7	0.0	6.5
		1-2, 1-4	A-1	51	0	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.6	0.7	0.1	6.6
	6-C			55		0.3	0.3	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	0.4	5.8
		2-3, 4-5															
		4-7	1-2, 1-4	62		0	0	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	0.8	5.6
	9-D			66				0.2	0.3	0.4	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	5.9
		3-B	2-3	69				0	0.1	0.1	0.2	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	5.2
	5-6, 7-9	4-5, 4-7		70					0	0	1.1	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	4.9
	6-C, 8-9	5-6, 7-8		81							0.4	0	0	0.8	0.7	1.0	2.9
		3-B		88							0			0.4	0.2	1.0	1.5
		8-9		90										0.3	0	1.0	1.5
		6-C		96										0		1.0	1.3
		9-D		107												0.6	0.6
																0.0	0.0

Encontrar la ecuación de intensidad de diseño, empleando el método de Regresión Lineal Múltiple.

Año	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1972	52.7	40.4	32.8	26.40	19.30	14.60	11.10	8.80	7.00	6.0
1973	128.9	100.0	77.3	59.80	40.40	27.50	20.50	15.20	12.30	10.00
1974	119.5	96.70	77.9	65.60	46.90	33.40	25.8	20.00	16.40	14.60
1975	89	63.90	50	40.40	31.60	25.00	20.25	17.00	14.00	11.70

TABLA: Intensidades Máximas Anuales en mm/hr.

Duración en minutos

m	tr = $\frac{n+1}{m}$	Duración en minutos									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	5	128.90	100.0	77.90	65.60	46.90	33.40	25.80	20.00	16.40	14.6
2	2.50	119.50	96.70	77.30	59.80	40.40	27.50	20.50	17.00	14.00	11.70
3	1.67	98.00	63.90	50.00	40.40	31.60	25.00	20.50	15.20	12.30	10.00
4	1.25	52.70	40.40	32.8	26.40	19.30	14.60	11.10	8.80	7.00	6.40

TABLA: (ordenamiento de los datos del valor mayor al menor y período de retorno con el número de orden).

Duración, en minuto

m	Tr	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
---	----	---	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----

Logaritmos de las intensidades

1	5	2.1103	2.00	1.8915	1.8169	1.6712	1.5237	1.4116	1.3010	1.2148	1.1644
2	2.50	2.0774	1.9854	1.8882	1.7767	1.6064	1.4393	1.3118	1.2304	1.1461	1.0682
3	1.67	1.9494	1.8055	1.6990	1.6064	1.4997	1.3979	1.3118	1.1818	1.0899	1.0000
4	1.25	1.7218	1.6064	1.5159	1.4216	1.2856	1.1644	1.4053	0.9445	0.8451	0.8062
		7.8589	7.3973	6.9946	6.6216	6.0629	5.5253	5.4405	4.6577	4.2959	4.0388

m = Número de orden

Tr = Periodo de retorno

Se presentan los calculos siguientes de acuerdo con el Sistema de Ecuaciones, indicadas en el capítulo IV.

$$y = \sum_{i=1}^{40} (\log i) = 58.53$$

$$x = 10 \sum_{i=1}^4 (\log Tri) = 10 (0.6989 + 0.3979 + 0.2227 + 0.0969) = 14.1654$$

$$x = 10 \sum_{i=1}^4 (\log Tri)^2 = 10 (0.4885 + 0.1583 + 0.0496 + 0.00939) = 7.059$$

$$x = 4 \sum_{i=1}^{10} (\log Tri) = 4 (15.0668) = 60.2672$$

$$\sum x^2 = 4 \sum_{i=1}^{10} (\log d_i)^2 = 4 (24.5860) = 98.344$$

$$\sum x_1 y = \log 5 (16.1054) + \log 2.5 (15.5299) + \log 1.67 (14.5414) + \log 1.25 (12.3567) = 21.8732$$

$$\sum x_2 y = \log 5 (7.8544) + \log 10 (7.5933) + \log 15 (6.9946) + \dots + \log 120 (4.0388) = 82.7057$$

$$\sum x_1 x_2 = [(\sum \log T_{ri}) (\sum \log d_i)] = (1.41654) (15.0668) = 21.3427$$

Sustituyendo:

$$58.53 = a_0 (40) + a_1 (14.1654) + a_2 (60.2672)$$

$$21.8732 = a_0 (14.1654) + a_1 (7.059) + a_2 (21.3427)$$

$$82.7057 = a_0 (60.2672) + a_1 (21.3427) + a_2 (98.344)$$

Resolviendo el sistema.

$$a_0 = 2.36$$

$$a_0 = 0.561$$

$$a_0 = 0.727$$

Se sabe que $\log k = a_0$

Despejando k , se tiene $k = \text{antilog } a_0$.

y como $A_0 = 2.36$, finalmente se llega a.

$$k = \text{anti log } a_0$$

$$K = 229.09$$

$$m = 0.561$$

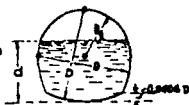
$$n = 0.727$$

TABLA VIII.
AREA, PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO EN
CONDUCTOS CIRCULARES, PARCIALMENTE LLENOS



$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$
.01	.0013	.2003	.9966	.51	.1077	1.5908	2.531
.02	.0017	.2038	.9932	.52	.1127	1.6191	2.561
.03	.0022	.2082	.9897	.53	.1177	1.6479	2.591
.04	.0027	.2130	.9862	.54	.1227	1.6769	2.620
.05	.0032	.2180	.9826	.55	.1276	1.7061	2.649
.06	.0037	.2232	.9790	.56	.1326	1.7356	2.678
.07	.0042	.2286	.9754	.57	.1376	1.7653	2.707
.08	.0047	.2342	.9718	.58	.1426	1.7952	2.736
.09	.0052	.2399	.9682	.59	.1476	1.8253	2.765
.10	.0057	.2458	.9646	.60	.1526	1.8556	2.794
.11	.0062	.2518	.9610	.61	.1576	1.8861	2.823
.12	.0067	.2579	.9574	.62	.1626	1.9168	2.852
.13	.0072	.2641	.9538	.63	.1676	1.9477	2.881
.14	.0077	.2704	.9502	.64	.1726	1.9788	2.910
.15	.0082	.2768	.9466	.65	.1776	2.0099	2.939
.16	.0087	.2833	.9430	.66	.1826	2.0413	2.968
.17	.0092	.2899	.9394	.67	.1876	2.0728	2.997
.18	.0097	.2966	.9358	.68	.1926	2.1045	3.026
.19	.0102	.3034	.9322	.69	.1976	2.1363	3.055
.20	.0107	.3103	.9286	.70	.2026	2.1683	3.084
.21	.0112	.3173	.9250	.71	.2076	2.2005	3.113
.22	.0117	.3244	.9214	.72	.2126	2.2328	3.142
.23	.0122	.3316	.9178	.73	.2176	2.2653	3.171
.24	.0127	.3389	.9142	.74	.2226	2.2979	3.200
.25	.0132	.3463	.9106	.75	.2276	2.3307	3.229
.26	.0137	.3538	.9070	.76	.2326	2.3637	3.258
.27	.0142	.3614	.9034	.77	.2376	2.3968	3.287
.28	.0147	.3691	.8998	.78	.2426	2.4301	3.316
.29	.0152	.3769	.8962	.79	.2476	2.4636	3.345
.30	.0157	.3848	.8926	.80	.2526	2.4973	3.374
.31	.0162	.3928	.8890	.81	.2576	2.5312	3.403
.32	.0167	.4009	.8854	.82	.2626	2.5653	3.432
.33	.0172	.4091	.8818	.83	.2676	2.6000	3.461
.34	.0177	.4174	.8782	.84	.2726	2.6349	3.490
.35	.0182	.4258	.8746	.85	.2776	2.6700	3.519
.36	.0187	.4343	.8710	.86	.2826	2.7053	3.548
.37	.0192	.4429	.8674	.87	.2876	2.7409	3.577
.38	.0197	.4516	.8638	.88	.2926	2.7767	3.606
.39	.0202	.4604	.8602	.89	.2976	2.8128	3.635
.40	.0207	.4693	.8566	.90	.3026	2.8491	3.664
.41	.0212	.4783	.8530	.91	.3076	2.8857	3.693
.42	.0217	.4874	.8494	.92	.3126	2.9225	3.722
.43	.0222	.4966	.8458	.93	.3176	2.9596	3.751
.44	.0227	.5059	.8422	.94	.3226	2.9969	3.780
.45	.0232	.5153	.8386	.95	.3276	3.0345	3.809
.46	.0237	.5248	.8350	.96	.3326	3.0723	3.838
.47	.0242	.5344	.8314	.97	.3376	3.1104	3.867
.48	.0247	.5441	.8278	.98	.3426	3.1487	3.896
.49	.0252	.5539	.8242	.99	.3476	3.1873	3.925
.50	.0257	.5638	.8206	1.00	.3526	3.2261	3.954

TABLA VII-A
 AREA, PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO
 EN CONDUCTOS DE SECCION DE HERRADURA
 PARCIALMENTE LLENOS.



$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$
.01	.0018	.2830	.0066	.51	.4466	1.7162	.3802
.02	.0053	.4906	.0152	.52	.4566	1.7382	.3830
.03	.0097	.4911	.0198	.53	.4666	1.7582	.3857
.04	.0150	.5676	.0264	.54	.4766	1.7783	.3883
.05	.0209	.6351	.0329	.55	.4865	1.7984	.3907
.06	.0275	.6963	.0394	.56	.4965	1.8185	.3933
.07	.0346	.7528	.0459	.57	.5064	1.8367	.3957
.08	.0421	.8054	.0524	.58	.5163	1.8569	.3981
.0880	.0491	.8482	.0578	.59	.5261	1.8772	.3984
.09	.0562	.8913	.0631	.60	.5359	1.8976	.3998
.10	.0585	.9732	.0670	.61	.5457	1.9180	.3994
.11	.0670	.9950	.0746	.62	.5555	1.9386	.3984
.12	.0753	.9166	.0823	.63	.5651	1.9592	.3984
.13	.0839	.9382	.0895	.64	.5748	1.9800	.3982
.14	.0925	.9597	.0964	.65	.5843	2.0009	.3979
.15	.1012	.9811	.1031	.66	.5938	2.0219	.3977
.16	.1100	1.0024	.1097	.67	.6033	2.0431	.3973
.17	.1188	1.0236	.1161	.68	.6126	2.0645	.3967
.18	.1277	1.0448	.1222	.69	.6219	2.0860	.3961
.19	.1367	1.0658	.1282	.70	.6312	2.1077	.3954
.20	.1457	1.0868	.1341	.71	.6403	2.1297	.3946
.21	.1540	1.1078	.1398	.72	.6493	2.1518	.3938
.22	.1640	1.1296	.1454	.73	.6582	2.1742	.3929
.23	.1733	1.1494	.1508	.74	.6671	2.1969	.3919
.24	.1825	1.1702	.1560	.75	.6758	2.2198	.3914
.25	.1919	1.1900	.1611	.76	.6844	2.2431	.3908
.26	.2013	1.2115	.1662	.77	.6929	2.2666	.3905
.27	.2107	1.2321	.1710	.78	.7012	2.2906	.3900
.28	.2202	1.2526	.1758	.79	.7094	2.3149	.3894
.29	.2297	1.2731	.1804	.80	.7175	2.3397	.3887
.30	.2393	1.2935	.1850	.81	.7254	2.3650	.3879
.31	.2489	1.3139	.1895	.82	.7332	2.3907	.3869
.32	.2586	1.3342	.1938	.83	.7408	2.4170	.3864
.33	.2683	1.3546	.1981	.84	.7482	2.4440	.3856
.34	.2780	1.3748	.2023	.85	.7554	2.4716	.3850
.35	.2878	1.3951	.2063	.86	.7625	2.5000	.3845
.36	.2975	1.4153	.2103	.87	.7693	2.5292	.3842
.37	.3074	1.4355	.2142	.88	.7759	2.5595	.3837
.38	.3172	1.4556	.2181	.89	.7823	2.5909	.3830
.39	.3271	1.4758	.2217	.90	.7884	2.6235	.3825
.40	.3370	1.4959	.2252	.91	.7943	2.6576	.3820
.41	.3469	1.5160	.2287	.92	.7999	2.6935	.3816
.42	.3568	1.5360	.2322	.93	.8052	2.7315	.3817
.43	.3667	1.5561	.2356	.94	.8101	2.7721	.3812
.44	.3767	1.5761	.2390	.95	.8146	2.8100	.3803
.45	.3867	1.5962	.2422	.96	.8188	2.8643	.3808
.46	.3966	1.6162	.2454	.97	.8224	2.9189	.3816
.47	.4066	1.6362	.2484	.98	.8256	2.9832	.3826
.48	.4166	1.6562	.2511	.99	.8284	3.0487	.3839
.49	.4266	1.6762	.2544	1.00	.8311	3.1167	.3854
.50	.4366	1.6962	.2574				

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Existe en el país una gran demanda insatisfecha de obras de alcantarillado, y aunque la mayor parte de las grandes ciudades de la república cuentan con sistemas para desalojo de aguas residuales y excedentes pluviales, en la mayoría de los casos, el incremento demográfico ha sido mayor que el de las inversiones presupuestales destinadas a la ampliación de los sistemas de alcantarillado, la situación se torna más difícil en las pequeñas poblaciones que aún no cuentan con este servicio.

Según los datos censales de 1980, aproximadamente el 40 por ciento de las viviendas del país cuentan con drenaje, en tanto que el 60 por ciento restante carecen de él. En las grandes ciudades del país, este problema es cada día más grave, pues, a mayor concentración de pobladores, mayores cantidades de agua residual; además, como efecto de la urbanización, las aguas pluviales generan caudales de escurrimiento que en ocasiones rebasan la capacidad de los sistemas de alcantarillado pluvial, con lo que se producen inundaciones, no siempre graves pero sí molestas.

Cabe destacar que los sistemas de alcantarillado como parte de la ingeniería sanitaria, son sistemas hidráulicos muy importantes, tanto, que con ellos, se puede elevar el nivel socioeconómico de una determinada localidad. Como muestra de ello, basta observar que las grandes ciudades, complejos turísticos, puertos industriales, etc., necesitan contar para su desarrollo con una infraestructura hidráulica adecuada y dentro de estos están implícitos los sistemas de alcantarillado.

En el presente trabajo, se ha realizado una recopilación de información bibliográfica por una parte, y por otra, se ha conjuntado con la experiencia profesional de algunos técnicos, relacionada con el manejo y administración de los recursos hidráulicos, tanto de este país como del extranjero.

Concluyendo se puede decir que para la realización de un sistema de alcantarillado sanitario, se requiere de información estadística de población, topografía de la localidad y obviamente la dotación de agua potable, asignada a la comunidad. Mientras que para un alcantarillado pluvial, se requiere de información climatológica y tipo de suelo; además de contar con los conocimientos básicos de hidrológica, ya que dichos conceptos son aplicables a este tipo de sistemas. Dentro de éstos se pueden describir: a la precipitación; elemento climático fundamental en el análisis del comportamiento del ciclo hidrológico; además que resulta ser un factor principal en la determinación de los gastos de diseño de las estructuras de drenaje. En el presente trabajo se ha expuesto el modelo matemático de Gumbel, para el análisis estadístico de la precipitación. Para aplicar esta función a una muestra de datos de precipitación, previamente, habrá que seleccionar los eventos máximos anuales relacionados con su duración; lo anterior se podrá observar con los ejemplos realizados. Además también se considero el método de regresión lineal múltiple, como otra herramienta para predecir el comportamiento de la precipitación con base a una muestra de datos, con la particularidad de que este criterio se aplica a una gran muestra de datos de lluvia a diferentes duraciones y períodos de retorno.

Para aplicar cualquiera de los dos métodos expuestos habrá que determinar previamente el tiempo de concentración de la cuenca por drenar y obtener el modelo de la tormenta de diseño asociada con una duración similar al tiempo de concentración y periodo de retorno seleccionado, de acuerdo con la importancia de la estructura de drenaje y zona por servir.

Algo que destaca en esta parte del trabajo, es lo referente a la parte hidráulica, ya que en ella se ha explicado de una forma breve y sencilla los tipos de ecuaciones más empleadas en la hidráulica fundamental y sobre todo las de mayor uso en este tipo de proyectos.

Dentro del trabajo se han descrito algunos criterios de la relación lluvia-escorrentamiento; es decir, métodos para estimar el gasto que los conductos han de descargar hasta el sitio de vertido. Se han incluido los siguientes métodos; Racional Americano, Burkli-Ziegler, Gráfico Alemán, estos métodos emplean datos fisiográficos y de precipitación y son los de empleo de uso común en zonas urbanas, se cuenta también con el método del Ing. V. T. Chow, que conjuga la información hidrométrica con la climatológica de precipitación. Todos estos conceptos se han tratado de ilustrar mediante la solución de ejercicios.

Otro de los temas importantes, es el relacionado a la necesidad de tratar las aguas residuales. En este tema, además de indicar los diferentes métodos para tratar el agua residual, se trata de concientizar a los nuevos técnicos de lo importante que resulta efectuar un tratamiento antes de vertir a cualquier cuerpo receptor. Ya que con ésto se reduce la contaminación de importantes fuentes de captación como son ríos, lagos, lagunas, presas etc.. Y tratar de optimizar el uso del agua a través del redso, utilizandola en otras actividades ; como la industrial y el riego de áreas verdes, en zonas urbanas y suburbanas.

RECOMENDACIONES

Los problemas asociados a la concepción, diseño, construcción y operación de un sistema de eliminación de aguas residuales, son de diversa índole. Respecto a la concepción y al diseño debe estudiarse la conveniencia de que el sistema sea separado o combinado, tomando en cuenta las características topográficas y geológicas locales y las posibles necesidades de tratamiento y reúso. Así como las perspectivas de urbanización de la zona y la vinculación de las posibles corrientes receptoras con los desarrollos situados en forma aledana.

En cuanto a la construcción de sistemas de alcantarillado, conviene estudiar, en cada caso la información disponible sobre las condiciones del terreno, interferencias con otras redes de servicios existentes o en proyecto, especificaciones y procedimientos constructivos, así como aplicar un control de calidad estricto de los materiales y acabados, a fin de disminuir en lo posible los problemas de operación y mantenimiento, entre otros aspectos.

Las actividades de operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado, que en general son obras enterradas, de las que muchas personas ignoran su existencia, toman una característica de problemática nacional, ya que los presupuestos y el personal destinado a dichas labores, se distraen parcialmente en otras actividades y las partes constitutivas de los sistemas se deterioran irremediablemente hasta hacer fallar la operación con lo cual resultan más costosas las maniobras de emergencia.

Otro problema muy común, es el de la acumulación de basura y azolve en las estructuras de los sistemas de eliminación de agua residual, por falta de eficiencia en los servicios de recolección de desechos sólidos y ausencia de mantenimiento en las redes de atarjeas o en los cauces abiertos.

El explosivo crecimiento de las zonas urbanas e industriales del país, han propiciado el incremento de problemas relacionados con el manejo y disposición de aguas residuales resultantes de las actividades propias de la comunidad (domésticas, municipales o industriales), e incrementadas temporalmente por los caudales que escurren por la precipitación pluvial sobre las áreas urbanizadas en particular, y en general sobre la cuenca donde éstas se desarrollan.

Ante la diversidad de orígenes, el manejo de agua de desecho requiere esfuerzos muy serios a fin de preservar la salud pública, dada la alteración que sufre la calidad del agua originalmente apta para el consumo humano o para usos específicos es transformada en gran medida, ya que después de utilizarse contiene materia orgánica putrecible, detergentes, microorganismos, sustancias químicas, metales pesados, grasas, aceites, basuras, sedimentos, etc., esta degradación produce un riesgo potencial para la salud de los habitantes de las poblaciones, de ahí la necesidad de establecer los elementos para su control mediante una reglamentación tendiente a reducir a un mínimo ese riesgo. La descarga de las aguas negras sin ningún tratamiento, han convertido a los cauces que anteriormente transportaban aguas limpias en canales negros, cuyo efecto es notable a lo largo de las zonas que cruzan. Otro problema importante, se presenta en los sitios de vertido donde descargan aguas negras, aquí el impacto ambiental se refleja notablemente en la fuerte perturbación de la fauna y la flora acuática, que trastorna el equilibrio ecológico del sitio e inhabilita las aguas para el consumo humano.

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

- 1.- Harold E. Babbit, E. Robert Bauman "Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras"
C.E.C.S.A. México, 80 . Impresión 1983.
- 2.- Ernest W. Steel, "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado"
Ed. Gustavo Gilli, S. A. Barcelona, 1987-1989.
- 3.- Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York " Manual de Tratamiento de Aguas"
LIMUSA, México, 90 reimpresión 1987.
- 4.- Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Públicas " Guía General para la Elaboración de
Proyectos de Ingeniería de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.
- 5.- Pedro López Alegria, "Abastecimiento de Agua Potable y Disposición y eliminación
de Escretas".
Instituto Politecnico Nacional, México D.F., 1990.

- 6.- Guzmán Marduño, Anastacio " Hidráulica de Alcantarillado", apuntes editados por la revista Ingeniería Hidráulica en México de la extinta S. R. H.
- 7.- Secretaria de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE) "Especificaciones para Proyectos de Sitemas de Alcantarillado en la Republica Mexicana".
- 8.- Jacob H. Landes, "Nociones Prácticas de Epidemiología"
La Prensa Médica Mexicana, S.A., México, 8o Impresión 1984.
- 9.- R. K. Linsley M. A. Kohler, y J. L. Paulhus., " Hidrologia para Ingenieros"
Mc Graw-Hill Co., México 1977.
- 10.- Franco V., Dominguez, M. R., " Precipitación" Capitulo A.1.2 del Manual de Diseño de Obras Civiles,
C. F. E., México, D. F. 1981.
- 11.- Javier Caballero R. Tesis Profesional " procesos Sépticos en el Tratamiento de aguas Negras y su Aplicación" .
Universidad Nacional Autonoma de México, México D.F. 1958.
- 12.- Fair Geyer Okun " Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales"
LIMUSA, México 1974.

- 13.- Departamento del Distrito Federal "Manual de Hidráulica Urbana"
Dirección de Construcción y Operación Hidráulica, México, D. F.
Tomo I, Septiembre 1982.
- 14.- Revista "Obras" Octubre 1988.
- 15.- Revista "Obras" Noviembre 1990.