

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS
INSTALACIONES HIDRAULICAS SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS
 Del 16 al 27 de mayo de 1994.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
LUNES 16 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES DE GAS	ING. FERNANDO BLUMENKRON
MARTES 17 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES DE GAS	ING. FERNANDO BLUMENKRON
MIERCOLES 18 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	EQUIPO DE BOMBEO	ING. HECTOR MEDINA
JUEVES 19 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	EQUIPO DE BOMBEO	ING. HECTOR MEDINA
VIERNES 20 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	SISTEMAS C/INCENDIO	ING. JORGE ESQUIVEL
LUNES 23 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	SISTEMAS C/INCENDIO	ING. JORGE ESQUIVEL
MARTES 24 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES HIDRAULICAS	ING. SERGIO HERRERA M.
MIERCOLES 25 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES HIDRAULICAS	ING. SERGIO HERRERA M.
JUEVES 26 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES SANITARIAS	ING. SERGIO HERRERA M.
VIERNES 27 DE MAYO	17:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES SANITARIAS	ARQ. MANUEL DE ANDA ING. ALFREDO ARRELLANO

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: INSTALACIONES HIDRAULICAS --
SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIO

FECHA: DEL 16 AL 27 DE MAYO DE 1994.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
	ING. FERNANDO BLUMENKRON					
	ING. HECTOR MEDINA					
	ING. JORGE ESQUIVEL					
	ING. SERGIO HERRERA M.					
	ARQ. MANUEL DE ANDA					
	ING. ALFREDO ARRELLANO					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

*gdr.

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

INSTALACIONES HIDRUALICAS SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIO.

DEL 16 AL 27 DE MAYO DE 1994.

T E M A	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
INSTALACIONES DE GAS					
EQUIPO DE BOMBEO					
SISTEMAS C/INCENDIO					
INSTALACIONES HIDRAULICAS					
INSTALACIONES SANITARIAS					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL
PARTICULAR

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 a 18 H.
(CON COMIDA)

LUNES A VIERNES
DE 17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 a 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 a 21 H.
SABADOS DE 9 a 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 a 13 H.
DE 14 a 18 H.

OTRO

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

11.- Otras sugerencias:

NOMBRE DEL CURSO _____

FECHA DEL CURSO _____

* COMENTARIOS *

Blank lined area for writing comments.



C U R S O N O . 39

DIRECTORIO DE PROFESORES
INSTALACIONES HIDRAULICAS SANITARIAS
Y DE GAS PARA EDIFICIOS
DEL 16 AL 27 DE MAYO 1994

ING FERNANDO F BLUMENKRON GARCIA
PRESIDENTE
BUFFETE DE INGENIERIA DE PROYECTOS DE
INSTALACIONES S A
PUEBLA 398 - 512
COL ROMA
06700 MEXICO D F
553 34 41

ING ALFREDO ARELLANO LOPEZ
DIRECTOR GENERAL
ARELLANO INGENIERIA SA DE C V
DINAMARCA 51 P H
COL JUAREZ
10 MEXICO D F
85 64 207 27 29

ING HECTOR MEDINA MONDRAGON
DEPARTAMENTO DE CALCULO
INGENIERIA Y MANTENIMIENTO INDUSTRIAL
CALZADA VALLEJO M58
COL SAN SIMON
06920 MEXICO D F
583 91 11. 597 54 88

ING SERGIO HERRERA MUNDO
DIRECTOR GENERAL
SOCIEDAD HIDROMECHANICA SA
XOCHICALCO 535
COL VERTIZ NARVARTE
03600 MEXICO D DF
559 78 30. 559 73 55

ING JORGE ESQUIVEL FRANCO
DIRECTOR GENERAL
ASESORIA E INGENIERIA PARA EL DESARROLLO
INDUSTRIAL
VALLE DE SINALOA 48
COL VALLE DE ARAGON, ECATEPEC
55280 EDO DE MEXICO

ARQ MANUEL DE ANDA Y RAMOS
DIRECTOR GENERAL
CONSULTORIA INDUSTRIAL TURISTICA SA
BENJAMIN FRANKLIN 222 - 201 A
COL HIPODROMO CONDESA
06170 MEXICO D F
516 79 48



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS

I N D I C E

INTRODUCCION

CAPITULO I

FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y SISTEMAS DE AGUA FRIA

CAPITULO II

SISTEMA DE AGUA CALIENTE

CAPITULO III

DESAGUES SANITARIOS, DOBLE VENTILACION

CAPITULO IV

SISTEMA FLUVIAL

ANEXO I

METODO "DE ANDA"

ANEXO II

DATOS PRACTICOS

MAYO 1994.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANTARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS

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

**TOMADO DE UN ARTICULO DEL
ING. ALBERTO RODRIGUEZ.**

MAYO 1994

EL AGUA

Tomado de un Artículo del
ING. ALBERTO RODRIGUEZ

La energía solar ocasiona la evaporación de los océanos, lagos, ríos y terrenos húmedos del mundo: al elevarse el vapor producido, se forman las nubes, luego este se vuelve a condensar y se derrama sobre la tierra como una eterna cascada de agua dulce. Si estuviera mejor distribuida, habría agua en todos los rincones del planeta, pero cae en forma tan desigual, que forma desiertos en los cuales casi nunca llueve y selvas en las que llueve a diario.

La abundancia o escasez de agua dulce es uno de los principales factores que determinan la densidad de la población en las diferentes partes del mundo. Se podría pensar que el destino de cada nación fue determinado por accidentes climatológicos. Mucho antes que apareciera el hombre en la tierra. Con lo que se dotó a cada lugar con una porción abundante o escasa de agua.

Será así realmente? no podría considerarse esta cascada de agua dulce como una fuente de recursos? parecería que las dificultades que nos presenta la naturaleza son los caminos que ella elige para obligarnos a la superación.

Los esfuerzos del hombre para distribuir el agua en forma homogénea sobre la superficie terrestre han permitido la existencia de grandes núcleos de población en lugares que de otra manera estarían escasamente poblados.

La historia económica en los desiertos es muy diferente a la de las zonas tropicales, donde hay lluvias muy abundantes durante casi todo el año. Por lo general, se ha retardado o aun evitado el establecimiento del hombre en estas regiones, por su parte, en los desiertos ofrecen algunas ventajas: no sufren la destrucción provocada por las inundaciones propias de las zonas húmedas; ofrecen cierta protección contra la invasión de vecinos hostiles: constituyen lugares de residencia más sanos que las orillas de los ríos, pues allí pueden enterrarse convenientemente las heces, en lugar

de arrojarlas al agua. Por todo esto, no es extraño que los grupos humanos hayan preferido establecerse en lugares relativamente áridos. Desde los albores de la historia se establecieron grandes imperios en zonas que aun hoy poseen cantidades limitadas de agua dulce.

Para hacer posible la radicación humana en tierras áridas, debe existir un avance considerable en el control, transporte y almacenamiento de agua: es decir, lo que hoy llamamos Ingeniería hidráulica, por medio de la instalación de presas en las pequeñas corrientes se consigue desviar el agua para utilizarla en la irrigación. En muchos lugares esto significa un aumento muy marcado en la producción de alimentos. A medida que las ciudades crecían, el hombre debió aprender a construir acueductos, ya fuera cavados en las rocas o utilizando bloques de piedras, para poder llevar el agua a distancias considerables.

Al dispersarse la raza humana por los diversos continentes e islas, se hizo la importancia del agua. Las tribus errantes usaban los lagos, ríos y corrientes para penetrar en los distintos continentes, otras tribus que se dirigían en sentido contrario se encontraron con una barrera infranqueable por muchos siglos; el océano, algunas se instalaron en la costa durante diez mil generaciones, sin aventurarse lejos de ella o sin soñar siquiera en navegar; otros, al llegar al océano, podían ofrecerles protección permanente contra la agresión de otros seres humanos, cuando se dieron cuenta que esta protección era ineficaz, edificaron la Gran Muralla igualmente ineficiente, en consecuencia, tampoco exploraron el océano.

Sin embargo, otros grupos de mayor inventiva y audacia, construyeron canoas y se dedicaron a viajar de isla en isla, hasta poblar cada una del vasto océano Pacífico

Los grupos primitivos se decidieron a viajar motivados por el deseo de aventuras o por la simple curiosidad de conocer lo que había más allá del horizonte, se establecieron en tres de los siete continentes que conforman la tierra; los que arribaron más tarde, al encontrar el territorio ocupado se trabaron en pequeños o grandes combates con los primitivos habitantes, de estas luchas resultaron destruidas las ciudades, derrumbados los viejos palacios y acueductos. Deshechos los antiguos sistemas de irrigación,

dejando muerte y desolación a su paso, la mas reciente de las innumerables tragedias ocurridas, tal vez la mas triste y de mayor magnitud, ocurrió - cuando los aventureros europeos arrebataron todo el Hemisferio Occidental - a los descendientes de los que lo habían habitado por espacio de 10,000 - años.

Se han olvidado las causas que originaron las grandes emigraciones de la - historia; es posible que los mismos que intervinieron en ellas, no las - hayan entendido bien, no hay ninguna duda de que los cambios en la calidad y cantidad del agua fueron una de estas causas, tal vez se secaron todos los pozos durante una sequía o por el contrario, las precipitaciones fue - ron tan abundantes que se produjeron inundaciones desastrosas cada año o - que las epidémias provocaron tantas muertes que aún en esos tiempos ante - riores al conocimiento científico, se haya evidenciado que la tribu había elegido para establecerse un lugar inadecuado, De cualquier manera, el - agua dulce fué siempre la señal que impulso a seguir adelante, apropiándo - se de mejores tierras, sin que importara quien las poseyera.

En este siglo el hombre ha tomado conciencia de que la sal que contiene el agua de irrigación puede destruir la fertilidad del suelo, en estos casos - sólo resta emigrar o morir.

La tecnología actual impide que la destrucción del terreno por la acción - de la sal continúe por tiempo indefinido. El remedio consiste en contro - lar el nivel de salinidad en las agua de irrigación para que no sea mayor que el requerido, se puede evitar la pérdida de la fertilidad del suelo - ocasionada por la sal, si se dispone de agua de lluvia o de buena calidad - (después de la época de irrigación).

En los suelos de las áreas destruídas por la salinidad del agua de irriga - ción, se han acumulado alcalis y sal durante siglos, los suelos pueden me - jorarse, pero el proceso es lento y costoso, no es posible hacer producti - vo en pocas décadas un terreno que se ha vendido contaminando durante si - glos.

TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DEL AGUA

Fuentes de agua en épocas antiguas

En los tiempos primitivos y como ahora sucede en las regiones áridas sub - desarrolladas, cada villa o pueblo tenía su propio pozo. Este, en un principio, era un manantial natural, mucho tiempo antes de la era cristiana. - Los pueblos que crecían hasta convertirse en ciudades, que llegaban a tener hasta 1'000,000 de habitantes, debían encontrar recursos mas abundantes de agua ya que desviar una corriente de agua para que pasara por una ciudad - era muy costoso, se prefirió usar represas o interceptar una corriente llevando el agua a la ciudad por medio de acueductos.

En Egipto, se usaban canales y reservorios de agua desde el tiempo del éxodo de los hebreos (1,500 A.C.) también existían en esa época grandes sistemas de irrigación en Babilonia, Asiria, las partes más áridas de China y - en lo que ahora se conoce como el Medio Oriente. Los Fénicios, en Siria y Chipre construyeron túneles para transportar el agua, la enviaron a depresiones a través de valles y sierra, en lugar de elevarla por medio de arcos como lo hicieron posteriormente los Romanos,

El acueducto del Rey Ezequías, en Jerusalén sigue alimentando a esta ciudad, este acueducto y otro que en la actualidad no se usa fueron edificados en - épocas de los reyes. De los acueductos de Grecia se hizo famoso uno cuya sección cuadrada medía 2.4 x 2.4 metros y atravesaba casi una milla de sierras rocosas para llevar agua a la ciudad de Samos.

El acueducto de Hadrián, que surtía a Atenas, permaneció en servicio hasta 1929 el primer acueducto de la ciudad de Roma se edificó en el 312 A.C. - quinientos años después hubo otros, en total once, cuya longitud variaba - entre 18 y 48 millas y su ancho entre 0.7 y 5 metros cuadrados, los primeros nueve acueductos tenían una capacidad de 130 millones de galones diarios, de los cuales 90 llegaban a la ciudad (70%).

Después de reparaciones adecuadas, se sigue usando hoy en día varios de los antiguos acueductos romanos, el sistema de distribución de agua que se usaba en esa época se emplea todavía.

Parte del agua transportada por medio de estos acueductos se vendía a los -
revendedores, los cuales la ofrecían en determinados lugares: la otra parte-
se distribuía por medio de tubos de plomo a las fuentes y edificios públicos.

En la actualidad todo el mundo es consciente de los peligros que entraña el-
envenenamiento por plomo, especialmente cuando las bebidas se guardan en re-
cipientes de este material, no nos asombra pues, la corta duración de la vi-
da entre las Familias patricias de Roma, ya que estas pensaban que el vino -
se mantenía mejor cuando se guardaba en recipientes de plomo, efectivamente-
las bacterias morían por la acción del plomo.

Los romanos edificaron muchos acueductos fuera de Italia, en la ciudad de -
Segovia, España, aun funciona un acueducto que cruza el valle en dos hileras
de arcos, ya no transporta agua pero se usa como carretera. Para construir-
los acueductos se usaba principalmente a los prisioneros de guerra y los es-
clavos. Por el bajo costo de su mano de obra, uno de los acueductos romanos
mas antiguos fué edificado por los restos del ejército de Pirro, famoso ge-
neral griego.

Los sistemas para la distribución de agua causan nuestra admiración si se -
tiene en cuenta que no se poseían los modernos sistemas de construcción y -
las maquinarias que simplifican el trabajo, ya que no se conocía la dinamita.
Para excavar, los esclavos pulverizaban las rocas por medio de rastras o -
troncos suspendidos; con los extremos recubiertos de meta, que usaban como -
arietes, las piedras se rompían con métodos largos y tediosos, mientras que-
los picapedreros modernos usan sierras eléctricas en sus trabajos, sus cole-
gas de la antigüedad empleaban la piedra de esmeril como taladro primitivo;-
el trabajo era muy simple, realizaban agujeros en las rocas donde insertaban
madera seca que al mojarse, presionaba las rocas y las partía; por medio de-
este método conseguían romper piedras tan duras como el granito y obtenían-
lajas y bloques cuadrados.

Los antiguos acueductos de Roma cruzaban los valles por medio de arcos y mu-
ros en vez de extraer el líquido elemento usando los modernos métodos de pre-
sión. El agua fluía, siguiendo una declinación uniforme desde su punto de -
origen al de desagüe por canales forrados con piedras; tenían además techos-
de laja para evitar la contaminación. En la construcción de los acueductos-

se evitaba el uso de los sifones, no por que no se conociera sino porque se inutilizaban al atrapar el aire incluido que debía ser eliminado continuamente por medio de bombas de aire, y los romanos nunca tuvieron estos aparatos.

Los ingenieros de esa época debieron darse cuenta de la gran presión que se crea cuando el agua desciende por una zona inclinada dentro de conductos cerrados y que además, los materiales de los cuales disponían no eran los mas adecuados como para resistir semejantes presiones; durante la época de Julio César ya se conocía el cemento, material que ha demostrado su perdurabilidad en los caminos y puentes que existen actualmente; lo preparaban con una mezcla de arcilla y ceniza volcánica que se endurecía al contacto con el agua, su defecto principal consistía en que no era impermeable, tal como sucede en el cemento actual; el agua se filtraba y lo debilitaba gradualmente perdiéndose parte del líquido en su trayecto al lugar de destino.

Los romanos tampoco tenían capas de cemento como las que se usan actualmente para conducir el agua a presión; tampoco sabían transformar el hierro forjado, que es mas fuerte y mas resistente a la corrosión. En esa época no existía el acero y no conocían el arte de producir moldes de hierro o acero de grandes dimensiones, sin tuberías adecuadas la conducción, a presión del agua era absolutamente imposible, la única forma apta para transportar el agua era por medio de acueductos construídos sobre soportes en el terreno.

El mundo esperaba descubrir el cemento portland, los explosivos modernos, la maquinaria diesel para remover la tierra y la hidráulica (la ciencia de almacenamiento y la conducción de los líquidos), para poder disponer de conductores y de la construcción rápida para que el agua pudiera transportarse bajo presión o por medio de sifones.

Víctimas de la guerra, la arena y el cieno.

Las antiguas instalaciones para el abastecimientos de agua fueron destruídas en las guerras y abandonadas. Los conquistadores al abrasar las tierras por donde pasaban, no se percataban de que al destruir los sistemas de irrigación

hacían lo mismo con la capacidad productiva de los campos.

Al caer Cártago en poder de los romanos (146 A.C.) fué arrasada y cubierta de sal, las generaciones posteriores fueron mas sensatas y la reconstruyeron; sucumbió finalmente cuando fué conquistada 800 años mas tarde por los moros (698 D.C.); se abandonaron los canales de irrigación y se destruyeron sus acueductos que tenían 50 millas de extensión. Al morir la vegetación, las dunas cubrieron toda el área, Este desierto creado por el hombre persiste en la actualidad, pese a que debajo de la capa de arena existe una cantidad abundante de agua dulce, esta área está localizada al norte de Tunez.

en otros desiertos o zonas semidesérticas que se extienden desde el Sahara Occidental hasta Arabia, Rusia Asiática, Mongolia y el desierto de Gobi en China se han abandonado los sistemas de irrigación al no ser protegidos durante un tiempo prolongado se llenaron de arena y pasaron al olvido. En otros casos, se perdió la fertilidad del suelo por una lenta acumulación de sal, esto ocasionó las grandes migraciones humanas.

Los pozos y la colonización del Oeste.

Cuando se colonizó el Oeste de Norteamérica, tomando como punto de partida a Missouri e Iowa, dirigiéndose hacia la costa del Pácifico, se poblaron las distintas regiones de acuerdo a las facilidades que se tenían para encontrar, bombear y conducir el agua, los primitivos colonos se establecieron cerca de los rios que suministraban agua y madera. Los grandes rios posibilitaban el transporte, aunque no muy regularmente, pero los hogares se establecieron lejos de pequeñas comunidades ya que sus fundadores no habían tenido en cuenta la magnitud y frecuencia de las crecidas.

Cada década observó la incorporación de nuevos inmigrantes provenientes de los Estados de este y de Europa a esta zona; ellos se establecían en lugares alejados de los rios; en un principio buscaban manantiales naturales pero luego se decidieron a construir pozos.

Los primeros pozos fueron hechos manualmente por los mismos residentes, a

riesgo de sufrir desmoronamientos, roturas, caídas de los baldes, martillos,, escoplos y piedras.

Además, existía el peligro de los gases que se forman en los pozos, el dióxido de carbono se mantiene indefinidamente en los mismos porque es 50 veces mas pesado que el aire; un excavador que descendía a un pozo lleno de dióxido de carbono moría en un minuto. El ácido sulfhídrico aparecía en los pozos de las regiones ricas en manantiales sulfurosos; si se construía cerca de un yacimiento de carbón o si la fractura de la tierra dejaba escapar gases combustibles existía el peligro de que al mezclarse con el aire y en presencia de alguna chispa o detonante produjera una explosión.

En un principio los baldes que se usaban para subir el agua de los pozos superficiales se subían manualmente, luego se usaron caballos que, dando vueltas alrededor de los pozos, bombeaban el agua para usarla en los campos o poblaciones.

En 1854 se inventó el molino de viento americano, que fué importante para la colonización del oeste como la desmontadora para los cultivos de algodón en el sur, un molino de viento puede funcionar sólo durante semanas debido a que su velocidad se controla automáticamente, una vez que se ha llenado el tanque de superficie, el agua que se bombeo retorna al pozo.

Las pequeñas locomotoras de las postrimerías del siglo XIX y principios del XX que funcionaba con madera, debían detenerse frecuentemente en busca del agua, que era bombeada por un molino de viento, situado a lo largo de los rieles, el agua obtenida de esta forma se suavizaba en tanques gemelos.

El agua usada en aquellos tiempos no provenía, en su totalidad de los pozos-también se acostumbraba recoger el agua de lluvia en barriles colocados bajo los techos de las casas donde no sólo se recolectaba esta, sino también ranas y juguetes perdidos, pese a todo era un agua bastante potable.

El agua recolectada en los pozos que se cavaban en arroyos desecados para recoger y mantener las últimas gotas de agua de los manantiales, tenía su importancia, una vez que se eliminaban los insectos la espuma verde y las larvas

de los mosquitos, se podía beber.

Al establecerse otros colonos corriente arriba, se hizo menos potable a medida que llegó mas gente, fué mayor la cantidad de desechos que se eliminaba del agua la cual llegaba muy contaminada, los pioneros usaban raramente una simple medida: hervir el agua sospechosa de estar contaminada.

Durante la fiebre del oro en California, el ganado se llevaba desde Saint Joseph y Council Bluff hasta la Costa del Páccifico. Los diarios escritos por los inmigrantes nos cuentan como iban cavando tumbas a lo largo de los caminos, se estima que de 10,000 a 20,000 viajeros descansan en tumbas diseminadas a lo largo de los caminos principales que se dirigían al Oeste, una buena parte de ellas se debía a la fiebre Tifoidea y a la Disenteria, mientras que centenares de bueyes y caballos morían por haber tomado agua de pozos, alcalinos.

Durante esos años el agua era tan escasa que prácticamente cada gota que no se bebía era pasada de unos a otros para su uso. Finalmente, la empleaban en los cerdos y pollos o para regar una pequeña maceta junto a la puerta principal.

Sin embargo, la agonía provocada por la falta de agua era completamente innecesaria, a lo largo del río Platte y sus tributarios donde murieron centenares de seres humanos por haber bebido agua contaminada durante la gran migración hacia el oeste y en otros lugares que se pueden identificar en mapas actuales de recursos hídricos se extendía a gran profundidad un acuífero que llevaba tal caudal, que los miles de pozos que se habrieron posteriormente no han podido disminuirlo, el aprovechamiento de este recurso tuvo que esperar, no solamente el descubrimiento del acuífero sino la invención de la bomba centrífuga (capaz de elevar el agua de una profundidad mayor de 34 pies, que era el límite de las antiguas bombas de succión) y de las modernas locomotoras diesel.

EL AGUA DULCE Y EL TERRENO

Explotación y conservación.

Antes de que la raza humana apareciera y se multiplicara sobre la tierra, las fuerzas geológicas, biológicas y químicas habían moldeado los continentes formando una capa de suelo capaz de sustentar el crecimiento de las plantas, este crecimiento vegetal evitó la erosión del suelo al impedir su desgaste por el efecto de las lluvias y las nevadas. A través de los siglos, la vegetación ha contribuido a la formación del suelo cubriéndolo con una capa abundante de humus que se formó por los restos de los vegetales parcialmente desintegrado.

Durante mucho tiempo, el deterioro de los recursos naturales no revistió importancia debido a la vastedad de los mismos y a la escasa población existente.

Los habitantes primitivos eran en su gran mayoría cazadores, el uso del fuego para desbrozar las tierras de pastoreo y conseguir que una nueva vegetación atrajera la caza a esos lugares, originó el deterioro del terreno, el hombre a medida que se civilizaba, aceleró este proceso talando los bosques para obtener madera o carbón y arando las laderas de las montañas para cosechar mas.

Los primeros colonos del hemisferio encontraron grandes extensiones de selvas espesas, llanuras virgenes y un suelo muy fértil, pero desgraciadamente eran individualistas que sólo pensaban en obtener lo necesario para sobrevivir.

No se dieron cuenta que al cortar los árboles se aceleraba la erosión del suelo que el drenaje y la construcción de diques en los pantanos provocaba la desaparición de la fauna acuática; que la caza sistemática de los animales salvajes producía su extinción y que al arar el suelo de la pradera, este desaparecía llevando por el viento después de una sequía prolongada; desaparecía los bosques y los animales que los habitaban ; los peces morían en las llanuras contaminadas y las aves acuáticas ya no proliferaban en los estanques, praderas y malezas de los alrededores, el mundo de Daniel Boone estaba destinado a desaparecer

Al iniciarse el siglo XIX llegaron los primeros exploradores alla del Río-Mississippi encontraron lo que Zebulon Pike llamó el Gran Desierto Americano, que se extendía desde el río Missouri hasta el oceano Pacífico, desde entonces, se crearon 17 estados en esa árida región en 1964, California era el estado mas prospero de la unión americana con 18'000,000 de habitantes, lo que equivale a una población 4.5 mayor que los 13 estados del Atlántico, el agua es aún escasa en esta basta región, ya que estos 17 estados constituyen una de las zonas mas áridas de la tierra, el aumento acelerado de su población acentúa la escasez de agua.

Cuatrocientos años después de la llegada de los europeos a América, las manadas de bisontes se hallan en grave peligro de extinción, nadie parecia darse cuenta de que los recursos naturales eran limitados.

Animales que viven en zonas desérticas.

Las criaturas que viven en zonas desérticas afrontan el doble problema de protegerse del calor y conservar el agua.

Las placas del caparazón de las tortugas actúan como una armadura protectora que conserva el agua y, en caso de las tortugas de colores brillantes que viven en el trópico, sus placas reflejan la radiación, estas ventajas se obtienen eliminando el efecto refrigerante que ejerce la evaporación en la superficie del cuerpo. La naturaleza ha solucionado este problema proporcionándole a la tortuga de Florida un "Tanque de agua" que absorbe suficiente calor durante el día como para mantenerla caliente durante las frías horas nocturnas que esta pasa en el interior de su cueva. En los últimos años algunos habitantes de Florida y Arizona han conseguido el mismo resultado usando tanques de agua encima de sus casas.

Las polillas sobreviven sin agua y las ratas canguros del desierto no reciben mas agua después del destete, el asno salvaje del desierto del gobi y el antílope de desierto aparentemente no beben agua.

El camello puede vivir hasta 10 días sin agua transitando en los primeros días de ese lapso, entre 60 y 100 millas diarias; al igual que las abejas y

los rinocerontes son capaces de obtener agua de las suculentas hierbas que crecen cuando se producen trazas de lluvia o rocío.

El camello tiene varias formas de conservar el agua:

1.- Puede perder la cuarta parte del peso del agua de su organismo antes de que el volumen de la sangre disminuya en un 10 % .

En el caso del hombre, una pérdida similar de agua disminuiría un tercio el volumen de la sangre y su viscosidad aumentaría de tal manera que no le sería posible circular libremente para poder eliminar el exceso de calor del organismo a través de los riñones y la piel; por lo tanto, la temperatura del cuerpo se elevaría y podría ocasionarle la muerte.

2.- El camello, así como otros rumiantes, no necesita eliminar mucha urea en la orina, es interceptada antes de ser eliminada y retorna por medio de la corriente sanguínea a la cadena de cuatro estómagos que tiene el animal donde pasa a formar parte de las proteínas, este hecho extraordinario es realizado con la ayuda de las bacterias que trabajan en el estómago de los rumiantes, dirigiendo la celulosa, de esta manera disminuye el gasto de agua que hace este animal para liberarse de los desechos nitrogenados.

3.- El camello tiene una temperatura orgánica mas flexible que la mayoría de los mamíferos, esta puede elevarse a 105 grados Fahrenheit durante el día y disminuir hasta 93 grados Fahrenheit durante la noche para prepararse al calor el siguiente día.

Hasta hace poco se creía que la joroba llena de grasa era un quinto estómago que servía para el almacenamiento de líquido, se pensaba que la joroba era una fuente de agua, ya que esta se puede conseguir por oxidación de las grasas, pero el proceso de oxidación requiere de la intervención de los pulmones y así, el agua producida por una oxidación rápida es neutralizada en la superficie de los pulmones..

La joroba del camello, mas que una reserva de agua, lo es de energía, en lugar de encontrarse la grasa entre las capas de la piel o fibras musculares como sucede en la mayoría de los mamíferos esta se encuentra reunida en la-

joroba, así no entorpece el proceso de eliminación de calor.

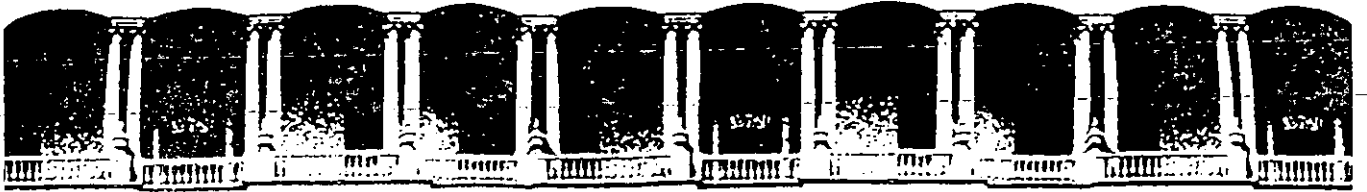
Fuentes de agua para las ciudades modernas.

El 60% de las ciudades depende del agua superficial para el suministro de sus poblaciones, el agua se usa y se vuelve a usar, una y otra vez; pese a todas las precauciones que se toman en las grandes cuencas, las ciudades-populosas contaminan seguido el agua que usaran otras poblaciones que se encuentren mas abajo en la corriente, algunas ciudades usan el agua subterránea obtenida por medio de pozos o galerías de infiltración, túneles casi horizontales que conectan los suministros subterráneos de un lugar montañoso.

Cuando una ciudad posee ambos recursos destina el mas costoso para la época en que aumenta la demanda, el agua subterránea suele ser tan dura que debe suavizarse para poder satisfacer las necesidades domésticas o industriales.

La concentración de las sustancias sólidas disueltas en las corrientes superficiales varia con la estación; es menor en la estación de las crecidas y mayor en momentos de bajante, ya que casi toda el agua proviene de recursos subterráneos, a través de manantiales ocultos. la naturaleza y concentración de las sustancias en un rio dependen del tipo de cuenca que tenga. La vegetación que se encuentra en descomposición puede teñir un rio, los cultivos de las tierras vecinas pueden ceder nitratos, calcio y sales de magnesio, así como pesticidas solubles, las sales de amonio y la urea se filtran sólomente a través del suelo cuando las bacterias las convierten en nitratos.

Los fertilizantes a base de nitratos solubles se hacen insolubles después de ser aplicados en el suelo, por lo que no pasan a los rios.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSOS ABIERTOS

**INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS
Y DE GAS PARA EDIFICIOS**

CAPITULO I

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Y

SISTEMAS DE AGUA FRIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U N A M

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Normalmente en los predios urbanos, se cuenta con los servicios municipales que proporciona el servicio de abastecimiento de agua potable por redes de distribución, de la que se derive la toma domiciliaria que alimente cada lote.

Se supone que el servicio público debe tener la presión necesaria para alimentar en forma suficiente la demanda de la población y por lo tanto de todos y cada uno de los edificios que la forman varía en el curso del día (ver figura No.1) , haciendo fluctuar las presiones en el sistema por lo que pueden tenerse dos situaciones.

- A.- La red pública tiene la capacidad y presión para abastecer un edificio en forma continua.
- B.- La red tiene fluctuaciones que permiten el abastecimiento en forma intermitente.

En el primer caso puede diseñarse la instalación con tomas directas a los servicios.

En el segundo caso hay que prever la instalación de tinacos en planta de azotea, con tanques de regularización y si es necesario, cisternas con tanque de almacenamiento en la planta inferior.

De acuerdo con lo anterior podemos entrar en materia y analizar los diferentes tipos de instalación, de acuerdo con su forma de alimentación.

CONSUMO HORARIOS ESTIMADOS

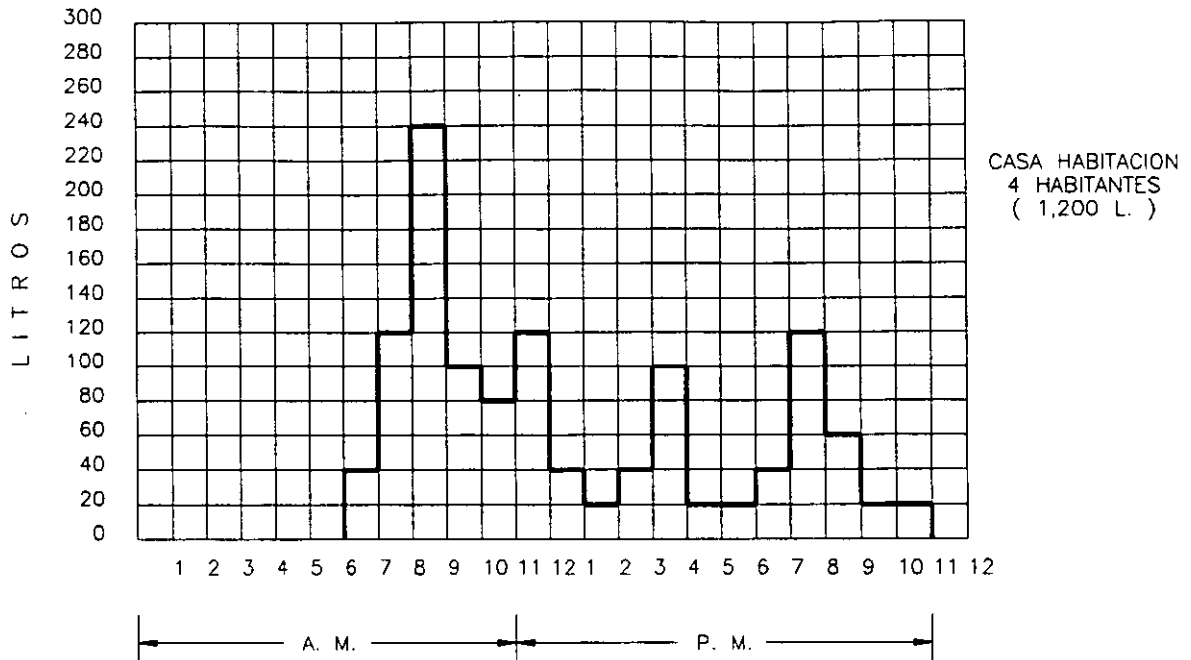
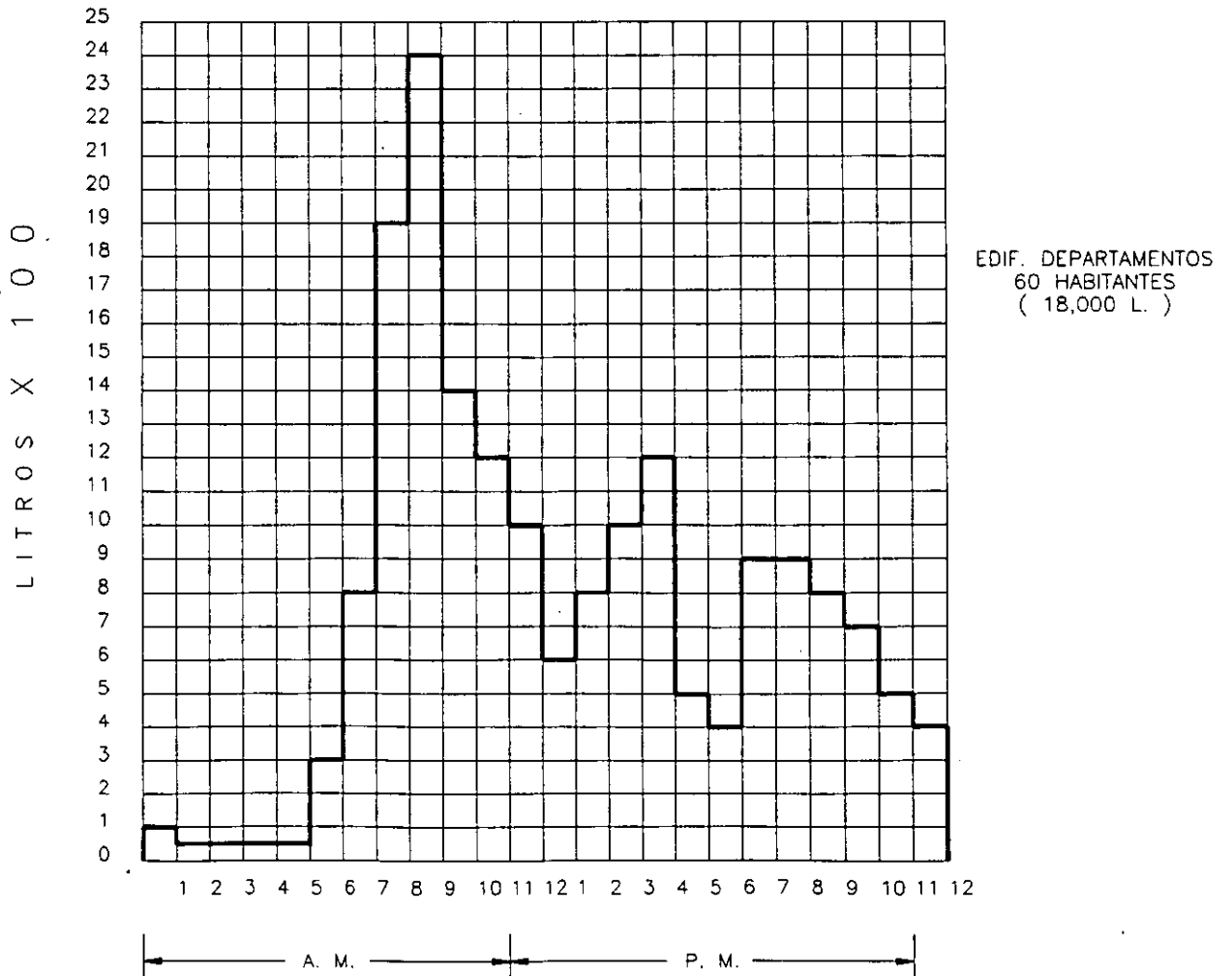


Fig. No. 1, FLUCTUACIONES DE CONSUMO



A.- ABASTECIMIENTO A PRESION DIRECTA DE LA RED MUNICIPAL.

Esto puede ser solamente en el de que la red tenga servicio continuo y que la presión sea suficiente para satisfacer las necesidades de casas unifamiliares o edificios de un máximo de cuatro niveles, es decir que el servicio tenga una presión mínima de 2 Kg/cm^2 (20 m) en el peor lugar y en la peor hora, o sea en el sitio más elevado del terreno y la hora del máximo consumo.

En este caso la toma domiciliaria de cada casa unifamiliar o departamento debe tener la capacidad suficiente para dar el servicio de los muebles sanitarios, pudiéndose decir que: Casas o departamentos con un baño y cocina toma de 25 mm (ver figura No. 2) en el caso de los departamentos situados en el cuarto nivel de los edificios, requerirán también tomas de 25 mm, aun cuando tengan un solo baño, dado que las pérdidas por presión aunadas a la altura del edificio, ponen a estos departamentos en cierta desventaja.

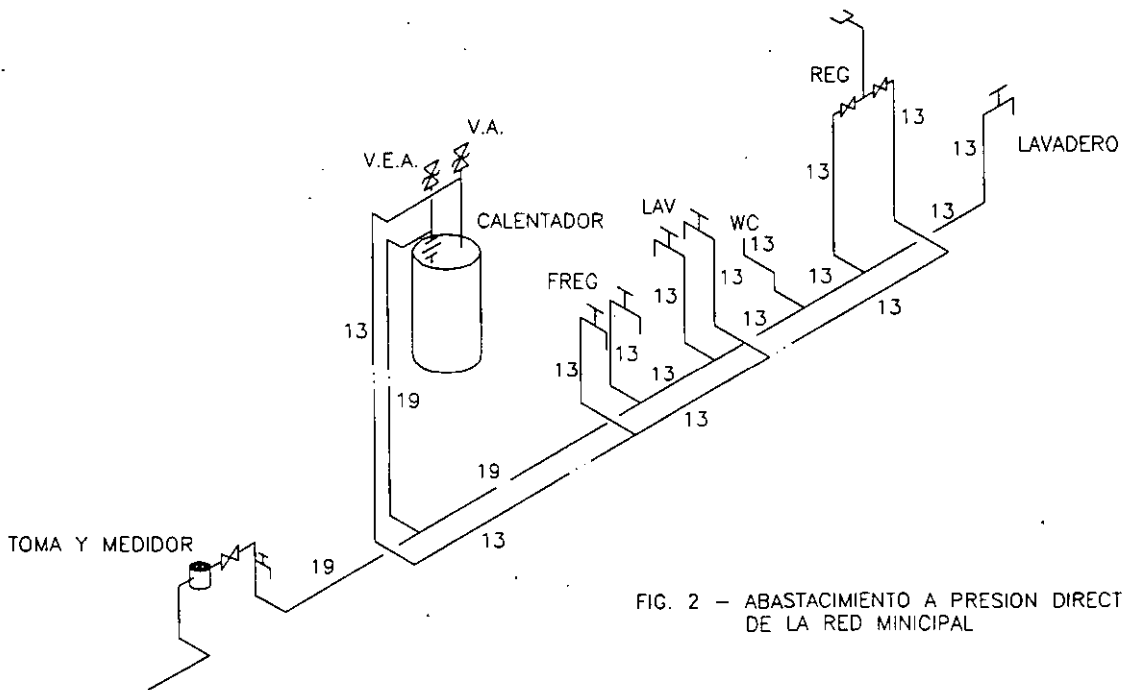


FIG. 2 - ABASTACIMIENTO A PRESION DIRECTA DE LA RED MUNICIPAL

Datos para calcular tomas, tuberías y medidores en casas y edificios pequeños, de acuerdo con normas de Estados Unidos de América.

1.- Determinar la demanda máxima probable de la casa en unidades mueble de acuerdo con la siguiente tabla:

	TIPO DE MUEBLE	UNIDADES MUEBLE
1	Ex.cusado	3
1	Lavabo	1
1	Tina de baño con o sin regadera	2
1	Regadera	2
1	Fregadero de cocina	2
1	Lavadero	3
1	Lavadora	3
1	Llave de manguera	4

2.- Determinar la presión disponible en la toma, ésta deberá ser suficiente para dar una presión de 0.6 Kg/h en muebles de baja presión o de 1.05 Kg/cm² en el caso de usar muebles de fluxómetro, una vez deducida la altura del mueble y las pérdidas por fricción. En caso de presiones mayores de 45 Kg/cm² se recomienda el uso de válvulas reguladoras de presión.

3.- La siguiente válvula puede ser utilizada para seleccionar los diámetros de toma y línea de alimentación, basados en diferentes longitudes de tubería y el total de unidades mueble. Estos diámetros han sido calculados usando 3 m por segundo de velocidad del agua, lo que corresponde aproximadamente al 10 % de pérdidas por fricción (ver tabla No. 2).

	TOMA	ALIMENTACIONES GENERALES	LONGITUD TUBERIA	UNIDADES MUEBLE
1	19 mm	19 mm	15 mm	25
2	19	19	30	16
3	19	19	45	15
4	19	25	15	40
5	19	25	30	33
6	19	25	45	28
7	25	25	15	50
8	25	25	30	40
9	25	25	45	30
10	25	32	15	96
11	25	32	30	65
12	25	32	45	55
13	32	32	15	150
14	32	32	30	190
15	32	32	45	65
16	32	38	15	250
17	32	38	30	160
18	32	38	45	130

B.- SISTEMA DE ABASTECIMIENTO POR GRAVEDAD.

* Tanque de almacenamiento elevado.- Se utiliza cuando el abastecimiento de red es intermitente o bien cuando el abastecimiento de predio es por medio de un pozo o cuando la presión es suficiente para alimentar directamente dicho tanque elevado, mismo que regulariza el servicio en el curso del día.

El tanque elevado puede ser un simple tinaco en planta azotea o bien una estructura especial que puede servir para una sola construcción o varias.

* Tanque elevado de regularización y cisternas de almacenamiento.

El sistema general del edificio seguirá siendo por gravedad, pero se deriva del anterior, cuando la presión de la fuente de abastecimiento no es suficiente para alimentar directamente el tanque elevado (ver figura No.3)

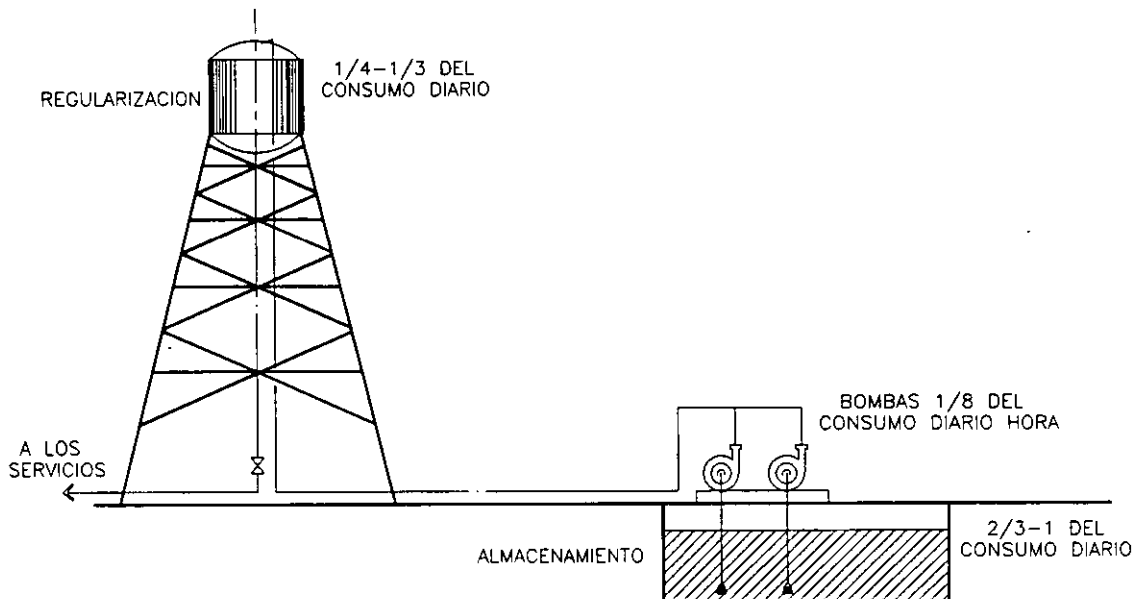


FIG. 3 - ABASTECIMIENTO CON CISTERNA Y TANQUE ELEVADO

En este caso se requiere un tanque de almacenamiento inferior que almacena el agua necesaria para el consumo del edificio y de la cual se eleva por medio de bombas al tanque elevado de regularización.

La capacidad de la cisterna debe calcularse de acuerdo con la dotación estimada en un mínimo de $2/3$ del consumo diario.

La capacidad de la bomba de $1/8$ por hora, debiendo instalarse dos bombas de previsión de la falla de alguna de ellas o para cubrir los excesos de demanda. Las bombas deben tener un control alternador - simultaneador.

DOTACION Y CONSUMO

Para calcular el consumo de cualquier tipo de construcción o incluso de un fraccionamiento, debemos tomar en cuenta la dotación que se asigne a cada persona, para que al tener el total de estas, que habite una construcción o un fraccionamiento, podamos saber cuál será el consumo diario del conjunto.

DOTACIONES DE AGUA

Como regla general, al calcular la dotación propia de un edificio, en función con su número de habitantes, pueden considerarse los datos que figuran a continuación:

Habitación tipo popular	150 L/persona-día
Habitación de interes social	200 L/persona-día
Residencia y departamentos	250 a 500 L/empleado-día
Oficinas (edificios de)	70 L/empleado-día

En el caso de oficinas puede estimarse también a razón de 10 L/m² área rentable.

Hoteles	500 L/huésped-día
Cines	2 L/espectador-función 3 turnos 6 L
Fábricas (sin consumo industrial) Hay que sumar los obreros de los tres turnos	70 L/obrero
Baños públicos	500 L/bañista-día
Escuelas	100 L/alumno-día
Clubes	500 L/bañista-día

En el caso de clubes hay que adicionar las dotaciones por cada concepto diferente, es decir: bañista, restaurante, riego de jardines, auditorio, salones de reunión, etc.

Restaurantes	16 a 30 L/comensal
Lavandería	40 L/Kg de ropa seca 60% agua caliente
Hospitales	500 a 1000 L/cama-día
Riego jardines	5 L/m ² superficie de césped cada vez que se riegue
Riego de patios	2 L/m ²

(Para casos especiales, sugerimos se consulte a la Comisión Técnica de la Asociación Mexicana de Empresas del Ramo de Instalaciones para la Construcción A.C. - AMERIC-)

CISTERNAS

Conocido el consumo diario se calcula la capacidad de la cisterna, la cual debe ser suficiente para abastecer la construcción con un mínimo de 2/3 de consumo diario.

A esta capacidad hay que agregar en caso de requerirse sistema de servicio de protección contra incendio, una reserva, exclusiva para este servicio de:

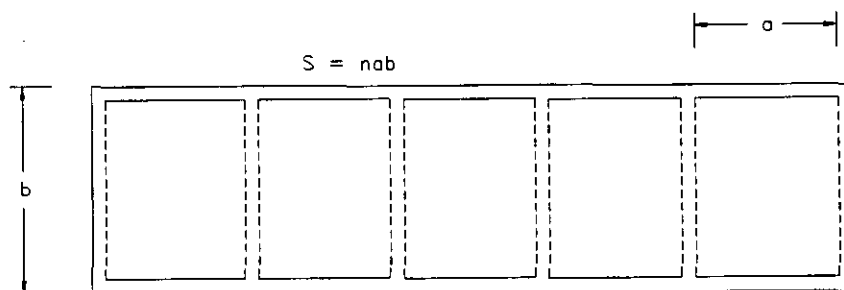
8 m³ para cubrir un siniestro durante 1/2 hora.

36 m³ para cubrir un siniestro durante 2 horas.

Mayor en caso de solicitarlo la Compañía Aseguradora.

PROPORCIONES DE LAS CISTERNAS MAS ECONOMICAS. Una vez decidido el espesor de la lámina de agua dentro de la cisterna y el volumen que se va almacenar, queda definida la superficie total que deben tener los compartimientos, cuyo número se fija en atención a sus dimensiones constructivas, a fin de no tener que recurrir a espesores exagerados en las losas de concreto con que se cubrirán éstos.

Si la cisternas (s) metros cuadrados de superficie en planta, se subdivide en (n) en compartimientos, siendo cada uno de (a) metros por (b) metros, en planta que:



En el caso de que los (n) compartimientos formen una sola hilera, la superficie de los muros será proporcional a la altura interior de la cisterna, dimensión que se toma como fija y proporcional a la suma de las longitudes de los muros, suma que será:

$$M = 2 na + (n + 1) b$$

Pero como $b = S/na$

$$M = b (n + 1) + 2 s/b$$

Y para que el desarrollo de los muros sea mínimo, derivamos e igualamos a cero:

$$\frac{dM}{db} = (n + 1) - 2s/b^2 = 0$$

o sea que:

$$n + 1 = 2s/b^2 = na/b$$

De lo que resulta que las proporciones de cada compartimiento estan en la relación.

$$a/b = (n + 1)/2n$$

Y por otra parte se ve que el mínimo se obtiene cuando la suma de las longitudes es igual a la de los muros transversales.

$$2na = b(n + 1)$$

Según lo anterior las proporciones óptimas de cada compartimiento, en cisternas de una sola hilera de celdas son como sigue:

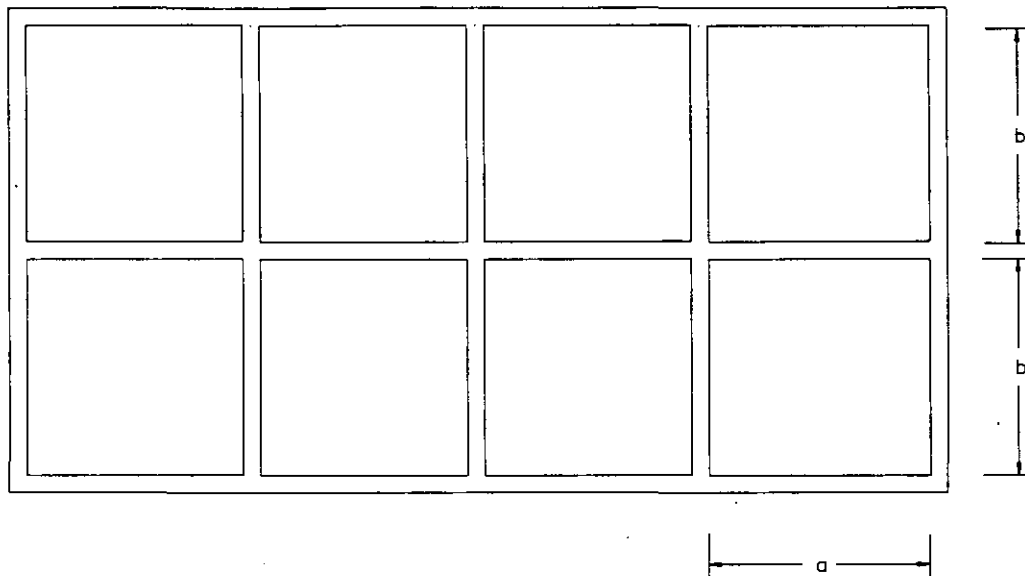
NUMERO TOTAL DE
CELDAS

PROPORCIONES DE
LOS LADOS

n	a : b
1	1 : 1
2	3 : 4
3	2 : 3
4	5 : 8
5	3 : 5
6	7 : 12
7	4 : 7
8	9 : 16
9	5 : 19
10	11 : 20

Para cisternas con división axial, es decir, con dos hileras de celdas, se tiene como superficie total en planta de los (n) compartimientos:

$$S = nab$$



o bien :

$$M = 3 na/2 + b (n + 2)$$

por lo que:

$$dM/db = 3 s/2b + (n + 2) = 0$$

$$n + 2 = 3 na/2B$$

Y también en este caso el mínimo de muros se obtiene cuando el desarrollo de los transversales es igual al de los muros longitudinales.

$$2na/2 = b (n + 2)$$

De acuerdo con lo anterior, las proporciones óptimas para cada compartimiento en cisternas con dos hileras de celdas son:

NUMERO TOTAL DE
CELDAS

PROPORCIONES DE
LOS LADOS

n		a : b	
2		4 : 3	
4		1 : 1	
6		8 : 9	
8		5 : 6	
10		4 : 5	
12		7 : 9	
14		16 : 21	
16		3 : 4	
18		20 : 27	
20		11 : 15	

Así, por ejemplo una cisterna de 72,000 litros, con un metro de lámina de agua y de 3 compartimientos, puede construirse con dimensiones $a = 4.00$ metros y $b = 6.00$ metros a cada compartimiento, dando un largo de 12 metros, más 4 espesores de muro, y una anchura de total de 5 metros, más el grueso de 2 muros. Esta misma cisterna podría tener 10 compartimientos de $a = 2.40$ m por $b = 3.00$ m, con una longitud total de 12 metros más gruesos de muro y un ancho en total de 12 metros más 6 gruesos de muro y un ancho total de 6 metros más 3 espesores de muro.

Igualmente, una cisterna de 200 m^2 de planta con 10 compartimientos en dor hileras, resulta con dimensiones de 4,00 m por 5.00 en cada compartimiento, dando una longitud total de 20 metros más 6 espesores de muro, y una anchura total de 10 metros más el grueso de 3 muros.

En los tres ejemplos anteriores puede comprobarse que los muros longitudinales miden lo mismo que los transversales, sin tomar en cuenta los espesores:

Primer ejemplo.- los muros longitudinales miden $12 \text{ m} \times 2 = 24$ metros, en tanto los transversales suman $6 \text{ m} \times 4 = 24 \text{ m}$.

Segundo ejemplo .- total de muros longitudinales: $3 \times 5 \times 2.40 = 36$ metros; suma de muros transversales : $2 \times 3 \times 6 = 36 \text{ m}$.

Tercer ejemplo.- Muros transversales con desarrollo total de $2 \times 5 \times 6 = 60$ metros; muros longitudinales: $3 \times 5 \times 4 = 60 \text{ m}$.

Ver figura No. 4 y 5.

INSTALACIONES HIDRAULICAS

DISTRIBUCION DE AGUA FRIA EN EDIFICIOS

En la red de distribución de un edificio, sin tomar en cuenta los elementos de abastecimiento, se destacan dos elementos básicos que son las columnas de alimentación y los ramaleos en los locales que requieren servicio.

El proyecto de los mismos se se basa en hacer trazos que permitan los recorridos para evitar excesos de pérdidas de presión, y reducir costos de instalación.

El sistema aceptado para el cálculo de los diámetros, se basa en la unidad de descarga que se ha denominado "unidad mueble" que ha establecido por comparación entre los diferentes muebles sanitarios, habiéndose escogido como unidad la correspondiente a un lavabo de uso particular o doméstico. Con relación a éste se establecen las unidades para el resto de muebles, tanto en su uso particular como de su uso público; la unidad supone un consumo de 25 L/min.

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES DE GASTO

MUEBLE	SERVICIO	CONTROL	U.M.
EXCUSADO	PUBLICO	VALVULAS	10
EXCUSADO	PUBLICO	TANQUE	5
FREGADERO	HOTEL REST.	LLAVE	4
LAVABO	PUBLICO	LLAVE	2
MINGITORIO PEDESTAL	PUBLICO	VALVULA	10
MINGITORIO PARED	PUBLICO	VALVULA	5
MINGITORIO PARED	PUBLICO	TANQUE	3
REGADERA	PUBLICO	MEZCLADORA	4
TINA	PUBLICO	LLAVE	4
VERTEDERO	OFICINAS ETC.	LLAVE	3
EXCUSADO	PRIVADO	VALVULA	6
EXCUSADO	PRIVADO	TANQUE	3
FREGADERO	PRIVADO	LLAVE	2
GRUPO BANO	PRIVADO	EXC. VALV.	8
GRUPO BANO	PRIVADO	EXC. TANQUE	6
LAVABO	PRIVADO	LLAVE	1
LAVADERO	PRIVADO	LLAVE	3
REGADERA	PRIVADO	MEZCLADORA	2
TINA	PRIVADO	MEZCLADORA	2

En las tablas que se anexan, se muestran las unidades correspondientes a diferentes muebles o grupo de muebles, tanto de uso privado como público y los diámetros mínimos recomendables para su alimentación.

DIAMETROS Y CARGAS EN ALIMENTACION DE DIVERSOS
MUEBLES

MUEBLES	USO PRIVADO		USO PUBLICO	
	FRIA	CALIENTE	FRIA	CALIENTE
BANO CON EXCUSADO DE FLUXOMETRO LAVABO, TINA O REGADERA MINIMA	6.5 Ug 32 mm	1.5 Ug 13-20 mm	-	-
BANO CON EXCUSADO DE TANQUE, LAVABO Y TINA O REGADERA MINIMA	4.5 Ug 20 mm	1.5 Ug 20 mm	-	-
BEBEDERO MINIMA	0.5 Ug 10 mm	-	0.5 Ug	-
BIDET MINIMA	1 Ug 13 mm	1 Ug 13 mm	-	-
FLUXOMETRO DE MANO DE PIE	6 Ug 25 mm 32 mm	-	10 Ug	-
EXCUSADO DE TANQUE	3 Ug 10 mm	-	5	-
FREGADERO DOMESTICO ϕ 13	1 Ug	1	-	-
FREGADERO, MOTEL O RESTAURANTE	-	-	2	2
LAVABO ϕ 10 - ϕ 10	0.5	0.5	1	1
LAVADERO 13 mm DIAMERTO	2	-	3	-
LAVADORA DE ROPA ϕ 13 - ϕ 20	2	2	-	-
REGADERA TIBIA ϕ 13 - ϕ 13	1	1	2	2
TINA ϕ 13 - ϕ 13	1	1	2	2
URINARIO DE COLGAR O DE PISO CON FLUXOMETRO ϕ 20	-	-	5	-
URINARIO DE COLGAR O DE PISO CON TANQUE ϕ 13	-	-	3	-
URINARIO DE PEDESTAL CON FLUXOMETRO DE MANO ϕ 25	-	-	10	-
VERTEDERO ϕ 13 - ϕ 13	1	1	1.5	1.5

Ug = Unidad de gasto o unidad de mueble

Conocido el número de unidades mueble de los núcleos, se va acumulando en los tramos de la columna de alimentación hasta totalizarlos en la tubería de la red general de distribución.

Para obtener el gasto de la tubería, interviene factor de uso simultáneo ya que no es posible que exista la posibilidad de que todos los usuarios y en forma simultánea operen las llaves del servicio al 100 % de ellas por lo tanto, o mayor número de muebles, dicho factor se reducirá. Existen las curvas de Hunter que dan el máximo consumo probable de acuerdo con el número de unidades mueble, diferenciando la curva correspondiente al predominio de los muebles del sistema normal o el de los muebles de fluxómetro.

Obteniendo el gasto del ramal o columna de alimentación, puede utilizarse monograma para obtener el diámetro de las tuberías, de acuerdo con la calidad de éstas y con la pérdida de presión que se deseé.

Cabe hacer notar que las curvas de Hunter, tienen márgenes muy amplios de seguridad (ver figura 6 y 7).

Para facilitar el cálculo de las pérdidas de presión existen tablas que dan la equivalencia de las conexiones considerando las como tramos de tubería recta (tabla No. 7).

Las pérdidas de carga podemos calcularlas con la fórmula:

$$hf = f \frac{t}{d} \frac{v^2}{2g}$$

- f = 0.05 en diámetros de 13 a 25 mm
- f = 0.04 en diámetros de 32 a 50 mm
- f = 0.03 en diámetros de 60 a 150 mm
- l = Longitud equivalente tubería (tubería más conexiones)
- d = Diámetro de la misma
- v = Velocidad = Q/A
- g = Aceleración de la gravedad

Sin embargo, estrictamente exacto, ya que los coeficientes varían en función de las condiciones de la superficie interna de las tuberías y la propia velocidad.

La velocidad máxima permitida dentro de las tuberías es de 3 m/s, dado que a partir de ésta se percibirá la circulación del agua dentro de ellas transmitiéndose por toda la construcción, ocasionando ruidos molestos.

EQUIVALENCIAS APROXIMADAS

F	K 10-13 mm	K 20-25 mm	K 32-40 mm	K 50 o MAS mm
CODO DE 90 GRADOS	2	1.5	1.0	1.0
CODO DE 45 GRADOS	1.5	1.0	0.5	0.5
CODO DE "T" DE PASO	1.0	1.0	1.0	1.0
CODO "T" RAMAL	1.5	1.5	1.5	1.5
REDUCCION	0.5	0.5	0.5	0.5
"Y" DE PASO	1.0	1.0	1.0	1.0
VALVULA COMPUERTA	1.0	0.5	0.3	0.3
VALVULA GLOBO	15	12	9	7
MEDIDOR DE AGUA	20	16	13	12
LLAVE DE BANQUETA O INCERSION	4	2	1.5	1.5
FLOTADOR	7	4	3	3.5
VALVULA RETENCION CHECK	16	12	9	7
COLUMPIO	8	6	4.5	3.5
VERTICAL	8	6	4.5	3.5
VERTICAL	8	6	4.5	3.5

Para calcular pérdidas de carga en conexiones:

$$A h = K \frac{V^2}{2 g}$$

**LONGITUD DE TUBOS EQUIVALENTE A CONEXIONES
Y VALVULAS**

DIAMETRO			LONGITUD EQUIVALENTE (M)				
CONEXIONES	L 90°	L 45°	T	LAT. T	V.COMP	V.GLOB.	V.ANG
10	.30	.18	.46	.09	.06	2.40	1.20
13	.60	.37	.91	.18	.12	4.60	2.40
19	.75	.46	1.20	.25	.15	6.10	3.65
25	.90	.55	1.50	.27	.18	7.60	4.60
32	1.20	.75	1.80	.37	.24	10.70	5.50
38	1.50	.90	2.15	.45	.30	13.70	6.70
50	2.15	1.20	3.00	.60	.40	16.80	8.55
64	2.45	1.50	3.65	.75	.50	19.80	10.40
75	3.00	1.85	4.60	.90	.60	24.40	12.20
* 90	3.65	2.15	5.50	1.10	.73	30.50	15.25
100	4.30	2.45	6.40	1.20	.82	38.10	16.80
* 125	5.20	3.00	7.60	1.50	1.00	42.70	21.35
150	6.10	3.65	9.15	1.85	1.20	50.30	24.40

* No usadas comunmente

**LONGITUD EQUIVALENTE A TUBERIA PARA
DIFERENTES APARATOS**

APARATO	DIAMETRO DEL TUBO			
	13	19	25	32
CALENTADOR AGUA VER. 110 19 mm	1.20	5.20	17.10	
CALENTADOR AGUA HORZ. 19 mm 1101 L	.97	1.50	4.90	
MEDIDOR DE AGUA (SIN VALV.)				
16 mm CONEXION DE 13 mm	2.05	8.55	27.45	
16 mm CONEXION DE 19 mm	1.45	5.10	19.50	
19 mm CONEXION DE 19 mm	1.05	4.25	13.70	
25 mm CONEXION DE 25 mm		2.75	9.15	35.10
32 mm CONEXION DE 25 mm		1.35	4.25	16.45
ABLANDADOR DE AGUA		15-61.00		

M E T O D O D E H U N T E R

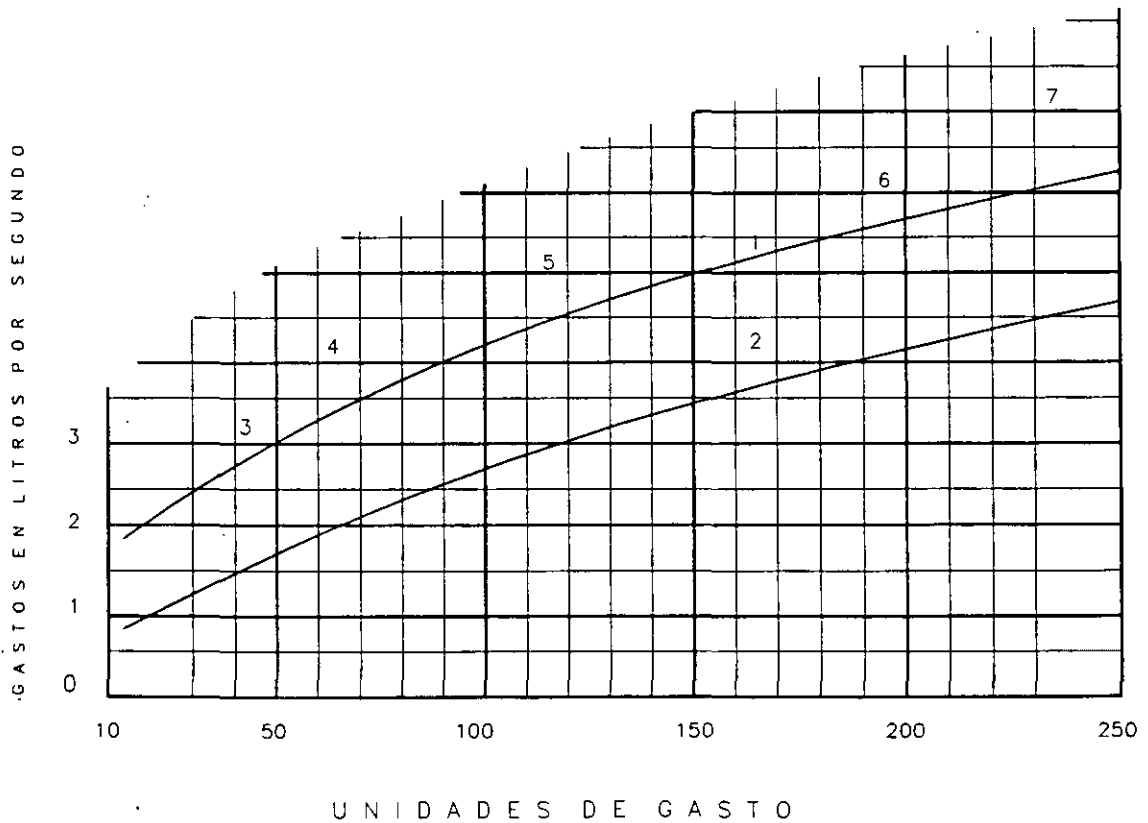
GASTO MAXIMO PROBABLE

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES DE GASTO			
--	--	--	--

MUEBLE	SERVICIO		U. M.
EXCUSADO	PUBLICO	VALVULA	10
EXCUSADO	PUBLICO	TANQUE	5
FREGADERO	HOTEL, REST.	LLAVE	4
LAVABO	PUBLICO	LLAVE	2
MINGITORIO PREDEST.	PUBLICO	VALVULA	10
MINGITORIO PARED	PUBLICO	VALVULA	5
MINGITORIO PARED	PUBLICO	TANQUE	3
REGADERA	PUBLICO	MEZCLADORA	4
TINA	PUBLICO	LLAVE	4
VERTEDERO	OFICINAS ETC.	LLAVE	3
EXCUSADO	PRIVADO	VALVULA	6
EXCUSADO	PRIVADO	TANQUE	3
FREGADERO	PRIVADO	LLAVE	2
GRUPO BANO	PRIVADO	EXC. VALVULA	8
GRUPO BANO	PRIVADO	EXC. TANQUE	6
LAVABO	PRIVADO	LLAVE	1
LAVADERO	PRIVADO	LLAVE	3
REGADERA	PRIVADO	MEZCLADORA	2
TINA	PRIVADO	MAZCLADORA	2

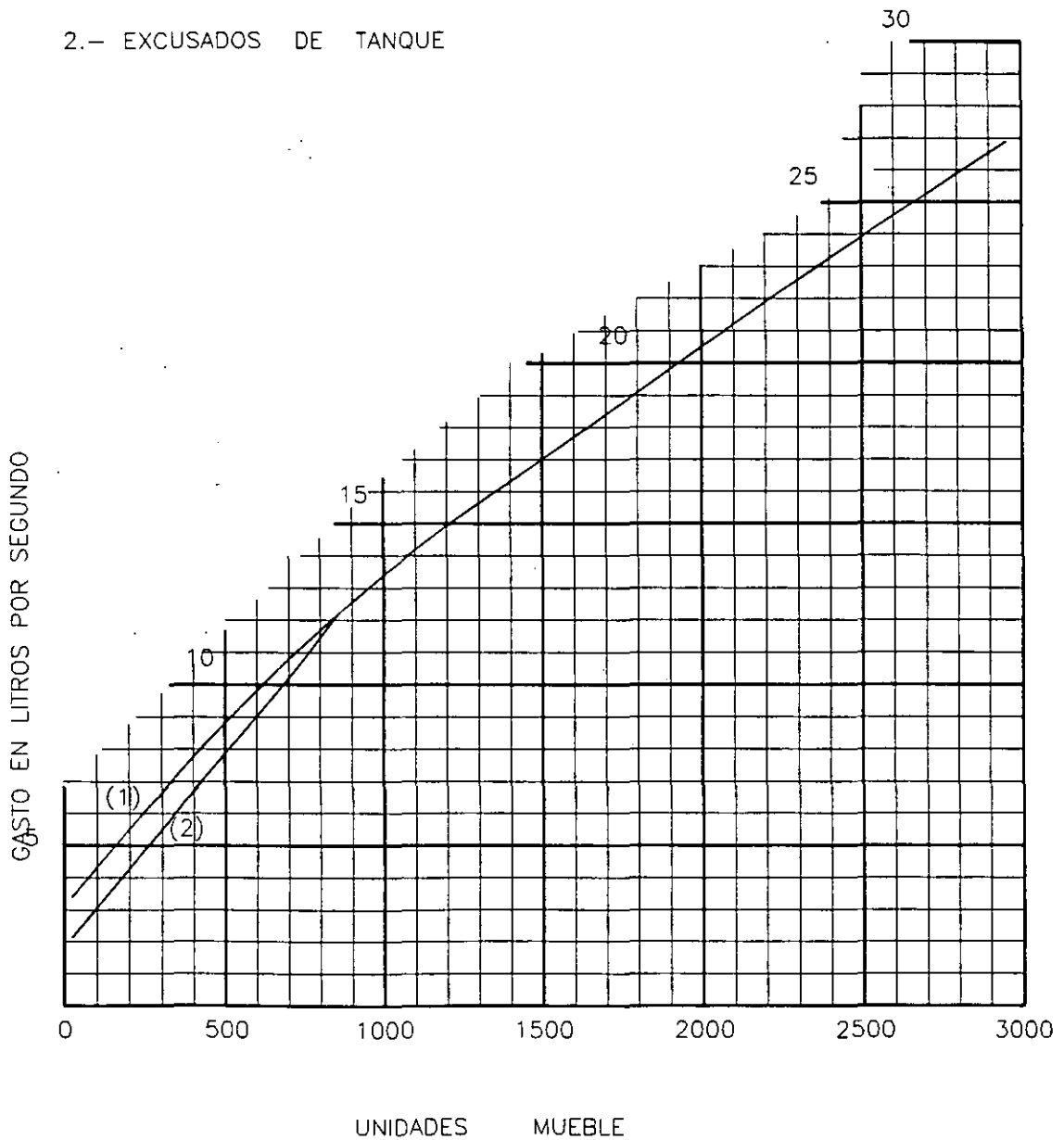
CURVA DE EQUIVALENCIAS PARA EL
CALCULO CON EL SISTEMA DE HUNTER
(PEQUEÑOS GASTOS)

- 1.- EXCUSADOS CON VALVULA
- 2.- EXCUSADOS DE TANQUE



CURVA DE EQUIVALENCIAS PARA EL CALCULO CON EL SISTEMA DE HUNTER (GRANDES GASTOS)

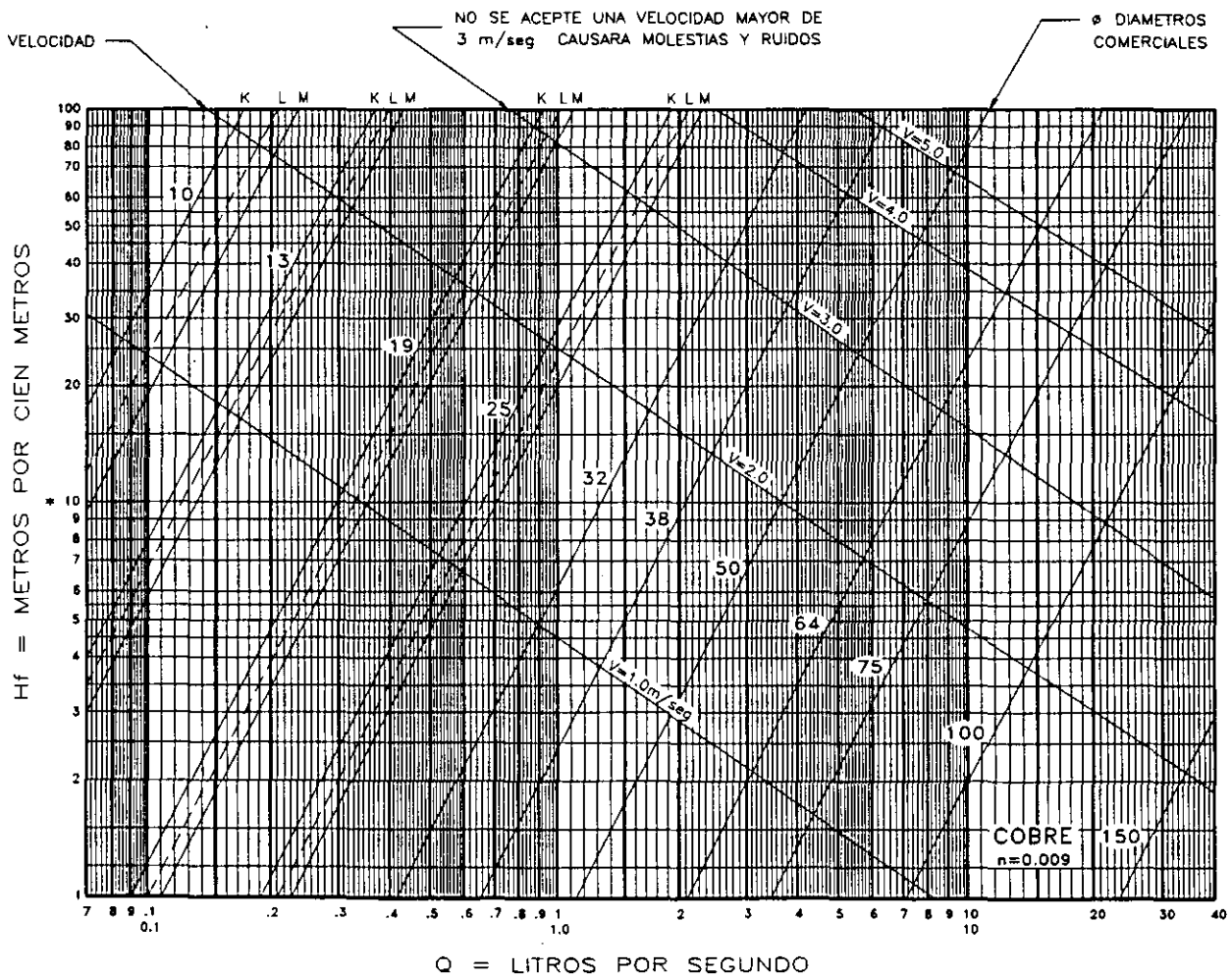
- 1.- EXCUSADOS CON VALVULAS
- 2.- EXCUSADOS DE TANQUE



T A B L A No. 6 (a)

NOMOGRAMA PARA CALCULO DE GASTO, PERDIDA POR FRICCION, VELOCIDAD Y DIAMETRO PARA TUBERIAS DE CONDUCCION DE AGUA

TUBERIA DE COBRE



*** N O T A :**

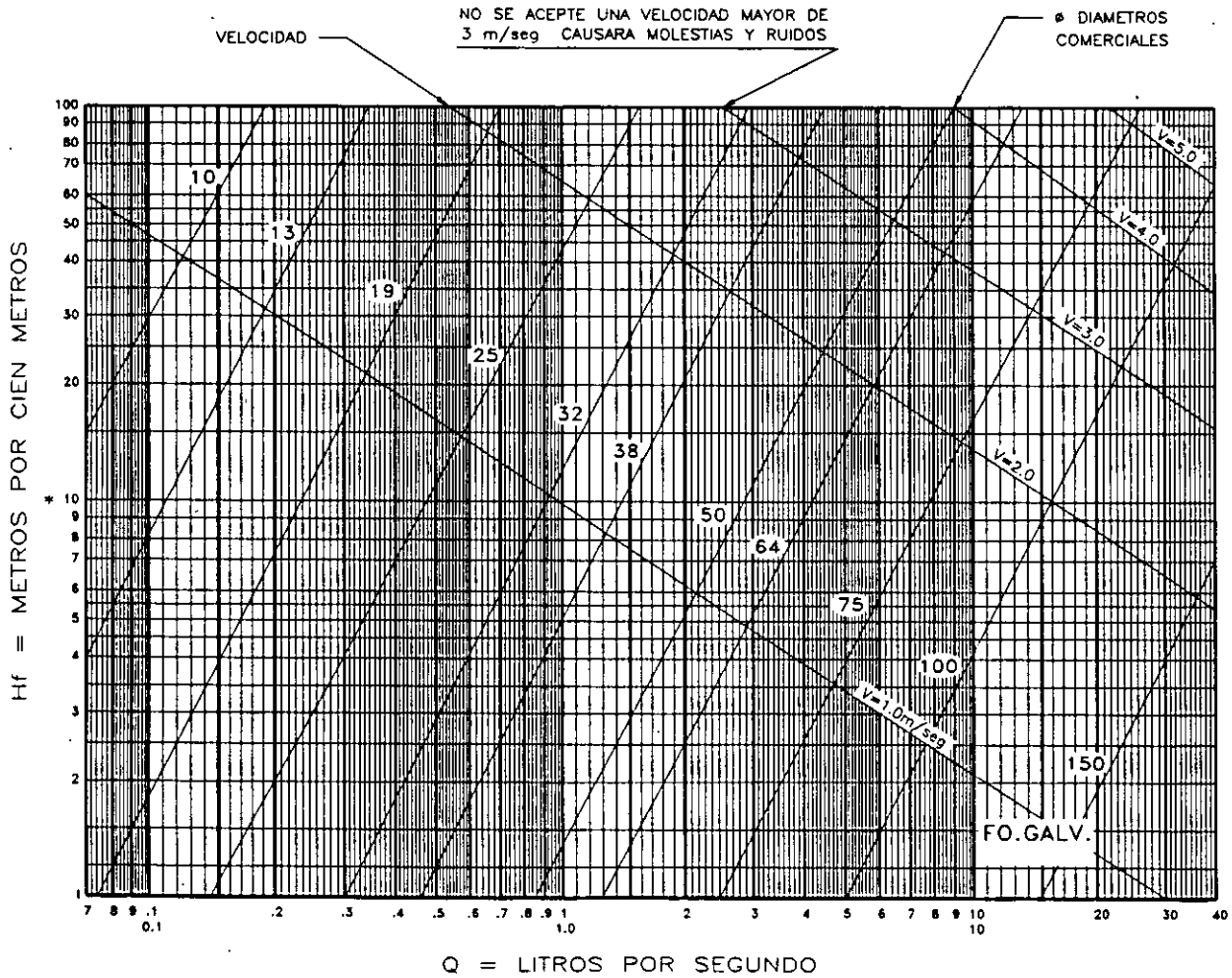
EN ABASTECIMIENTOS POR PRESION SE DEBE TOMAR MUY EN CUENTA LA PERDIDA POR FRICCION, SE SUGIERE NO PASE DE 10m POR CADA 100m

TOMADA DE UN ARTICULO DEL ING. DIAZ BARRIGA, DE LA REVISTA "HIDROMECANICA".

T A B L A No. 6 (a)

NOMOGRAMA PARA CALCULO DE GASTO, PERDIDA POR FRICCION,
VELOCIDAD Y DIAMETRO PARA TUBERIAS DE CONDUCCION DE AGUA

TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO



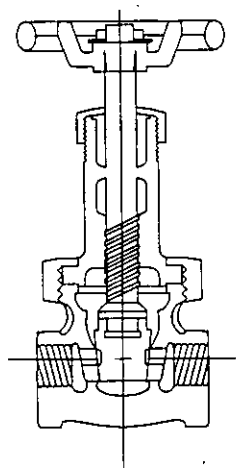
*** N O T A :**

EN ABASTECIMIENTOS POR PRESION SE DEBE TOMAR MUY EN CUENTA LA
PERDIDA POR FRICCION, SE SUGIERE NO PASE DE 10m POR CADA 100m

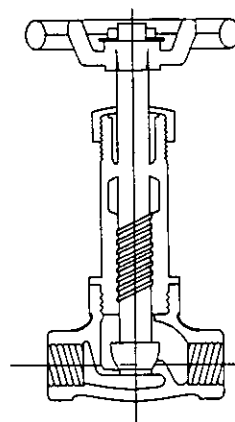
TOMADA DE UN ARTICULO DEL ING. DIAZ BARRIGA, DE LA REVISTA "HIDROMECHANICA".

La presión máxima admisible en los accesorios de los muebles no debe ser mayor de 3.5 Kg/cm^2 (35 m H) debiendo considerarse sobre los muebles más altos de la instalación 1 Kg/cm^2 (10 m) si son de fluxómetro y 0.5 Kg/cm^2 (5 m) si son muebles ordinarios. (Mínimos 0.70 Kg/cm^2 y 0.20 Kg/cm^2 respectivamente).

Dentro de los conceptos constructivos de la instalación hidráulica, debemos conocer lo siguiente:



VALVULA DE COMPUERTA

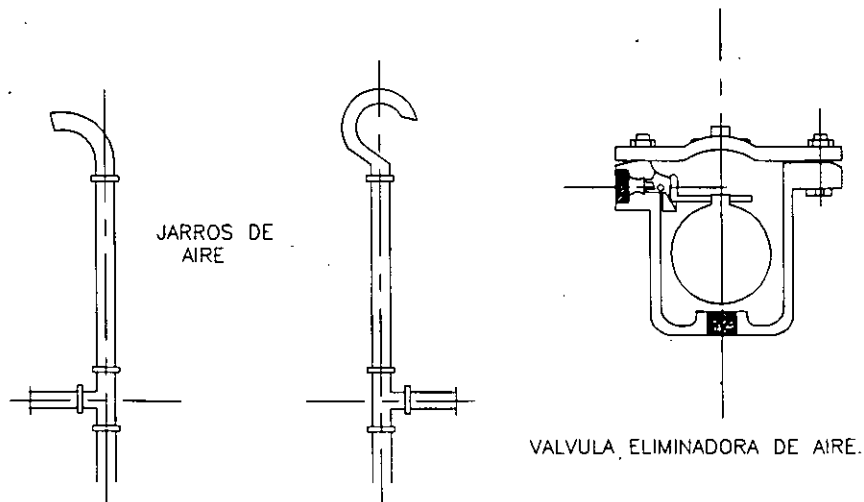
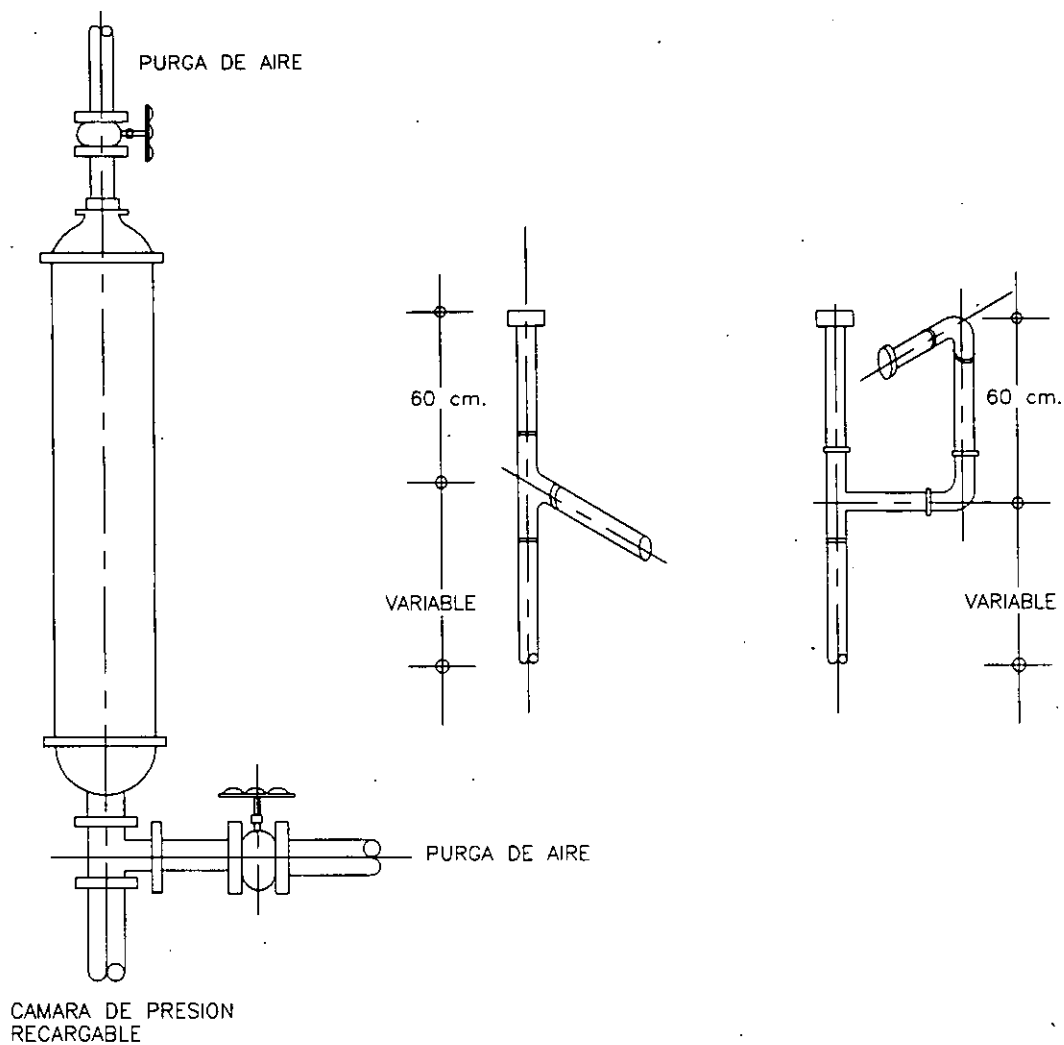


VALVULA DE GLOBO

FIGURA No.7

CAMARAS DE AIRE O PRESION. Son pequeños tubos tapados en un extremo, del mismo diámetro que la tubería de alimentación de cada mueble o columna de alimentación, con una longitud mínima de 60 cm en las cuales se forma una cámara de aire que tiene por objeto reducir los golpes de ariete ocasionados por el cierre brusco de las llaves y que hace percibir fuertes ruidos en la instalación.

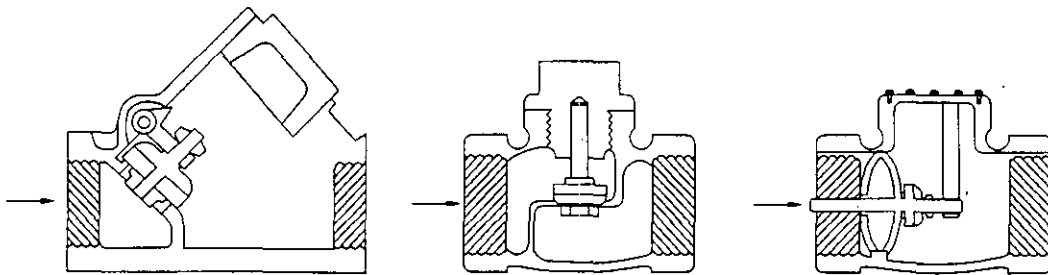
Si estas cámaras se hacen más cortas, tienen el peligro de que la circulación del agua arrastre el aire contenido en ellas y al llenarse de agua no cumplirán su objetivo.



JARROS DE AIRE. Este término es muy propio de nuestro técnico manual y tiene por objeto expulsar el aire contenido en las tuberías, las cuales si no están correctamente instaladas pueden aprisionar el aire que forma verdaderos tapones que impiden la circulación del agua o que al ser expulsado por las llaves, cuando éste es posible ocasiona intermitencias molestas del flujo.

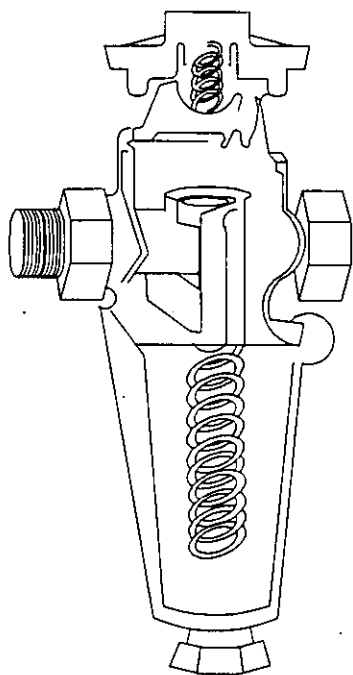
VALVULAS ELIMINADORA DE AIRE. Tiene el mismo objeto que el jarro de aire, pero se instalan en los sistemas que trabajan a presión por bombeo y en los cuales no pueden tenerse extremos abiertos. Son pequeños receptáculos con un elemento de flotador, el cual cae por su peso cuando hay aire dentro de la válvula, dejándolo escapar y cerrándose cuando el agua vuelve a llenar el receptáculo.

VALVULAS CHECK. De varios tipos, como son verticales, horizontales o de columpio, con émbolos verticales o de balanceo que permiten el flujo dentro de la tubería en un sólo sentido.

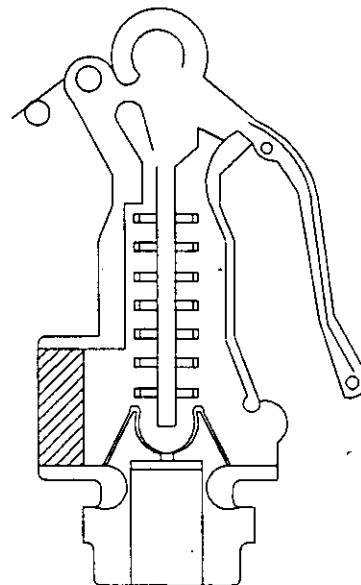


VALVULAS CHECK

REDUCTORA DE PRESION. Válvulas que por medio de oponer una fuerte resistencia al flujo, por medio de diafragmas y resortes, reducen la presión dentro de las tuberías.



VALVULA REDUCTORA DE PRESION
FIG. 11



VALVULA DE SEGURIDAD
FIG 12

MUEBLES SANITARIOS QUE COMO MINIMO SE REQUIEREN EN DIVERSOS TIPOS DE EDIFICIOS

HABITACIONES

- 1 Excusado por vivienda o departamento
- 1 Lavabo
- 1 Tina regadera
- 1 Fregadero
- 1 Lavadero

ESCUELAS (Primarias)

- 1 Excusado por cada 100 niños o fracción
- 1 Excusado por cada 35 niños.
- 1 Urinario por cada 30 niños
- 1 Lavabo por cada 60 personas
- 1 Bebedero por cada 75 personas

ESCUELAS
(Secundarias)

- 1 Excusado por cada 100 hombres
- 1 Excusado por cada 45 mujeres
- 1 Urinario por cada 30 hombres
- 1 Lavabo por cada 100 personas
- 1 Bebedero por cada 75 personas

**EDIFICIOS DE OFICINAS
O PUBLICOS**

- 1 Persona por cada 10 m²
- 1 Excusado 1 - 15 personas
- 2 Excusados 16 - 35 personas
- 3 Excusados 36 - 55 personas
- 4 Excusados 56 - 80 personas
- 5 Excusados 81 - 110 personas
- 6 Excusados 111 - 150 personas

URINARIO.- Se suprime un excusado por cada urinario instalado sin que el número de excusados sea menor que de 2/3 de lo anotado.

- 1 Lavabo 1 - 15 personas
- 2 Lavabos 16 - 35 personas
- 3 Lavabos 36 - 60 personas
- 4 Lavabos 61 - 90 personas
- 5 Lavabos 91 - 125 personas
- 1 adicional por cada 45 personas más o fracción.
- 1 Bebedero por cada 75 personas. No se deben instalar dentro de los sanitarios

**ESTACIONAMIENTOS
FABRILES**
(talleres, fundiciones)

- 1 Excusado 1 - 15 personas
- 2 Excusados 16 - 35 personas
- 3 Excusados 36 - 60 personas
- 4 Excusados 61 - 90 personas
- 5 Excusados 91 - 125 personas
- 1 Adicional por cada 30 personas adicionales

Urinario.- Se suprime un excusado por cada urinario que se instale sin que el número de excusados se reduzca a menos, de 2/3 de los arriba indicados.

- 1 Lavabo por cada 100 personas.

- 1 Lavabo por cada 10 personas adicionales. Cuando hay peligro de contaminación de la piel con materias venenosas, infecciones o irritantes, instalar un lavabo por cada 5 personas. En otros casos

puede instalarse un lavabo por cada 15 personas. Cada 60 cms de lavabo circular comun, con llaves de agua por cada espacio, se consideran equivalentes a un lavabo.

- 1 Regadera por cada 15 personas, si en su trabajo están expuestos a calor excesivo o a contaminación de la piel con sustancias venenosas, infecciosas o irritantes.
- 1 Bebedero por cada 75 personas.

DORMITORIOS

- 1 Excusado por cada 10 hombres
- 1 Excusado por cada 8 mujeres
Si hay mas de 10 personas, agregar un excusado por cada 25 hombres adicionales y un excusado por cada 20 mujeres con exceso de 8.
- 1 Urinario por cada 25 hombres si hay mas de 150 hombres agregar un urinario por cada 50 hombres adicionales.
- 1 Lavabo por cada 12 personas. Agregando un lavabo por cada 20 hombres y uno por cada 15 mujeres. Se recomienda poner lavabos dentales adicionales en los sanitarios comunes.
- 1 Regadera por cada 8 mujeres
- 1 Tina por cada 30 mujeres. Para más de 150 personas agregar una regadera por cada 20 peronas.
- 1 Bebedero por cada 75 personas.
- 1 Vertedero por cada 100 personas.
- 1 Lavabo por cada 50 personas.

CINES, TEATROS, AUDITORIOS

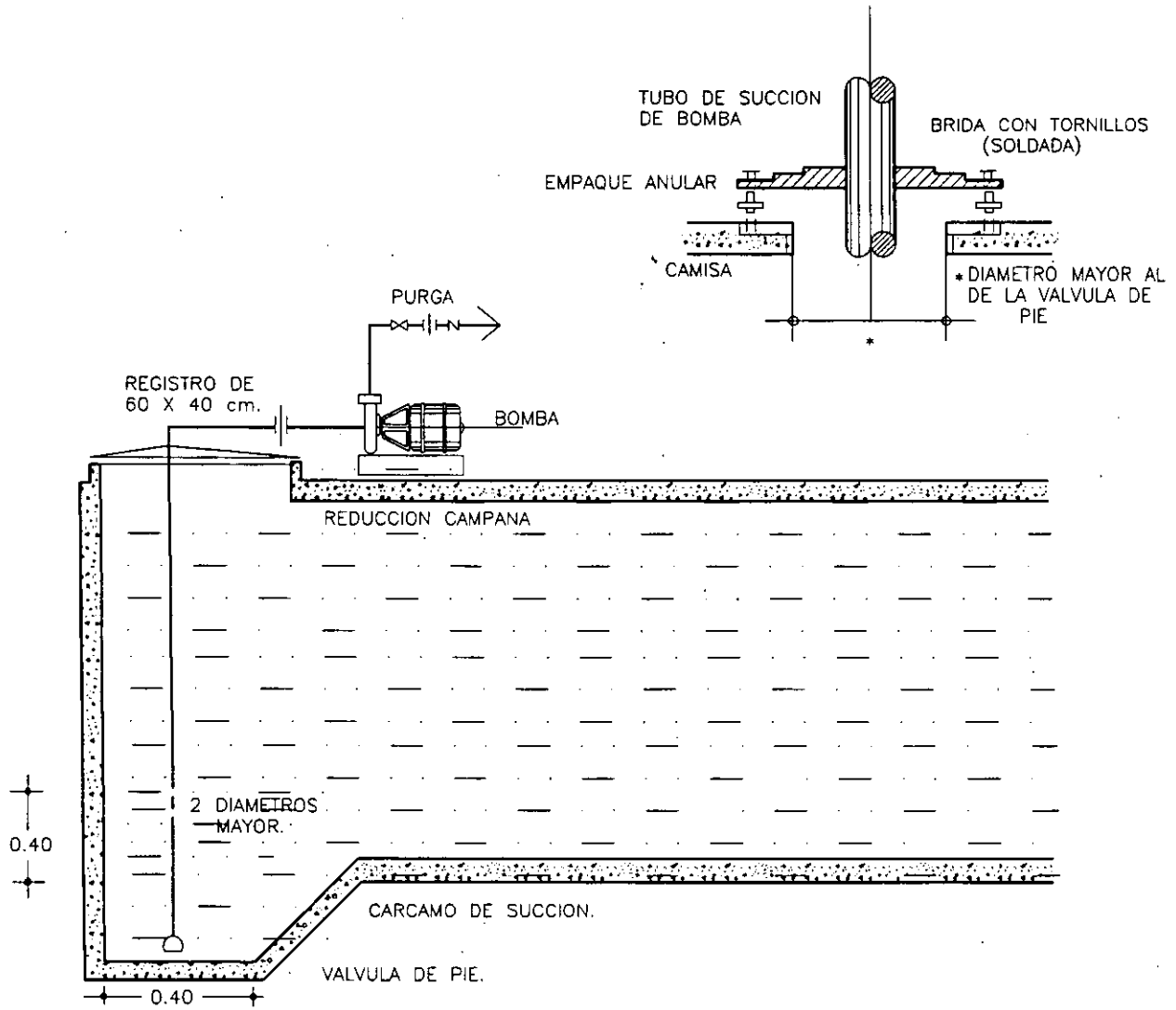
- 1 Excusado para hombres 1 - 100 personas
- 1 Excusado para mujeres 1 - 100 personas
- 2 Excusados para hombres 101 - 200 pers.
- 2 Excusados para mujeres 101 - 200 pers.
- 3 Excusados para hombres 202 - 400 pers.
- 3 Excusados para mujeres 202 - 400 pers.
Para más de 400 personas se agregará un excusado por cada 500 hombres y un excusado por cada 300 mujeres mas.
- 1 Urinario para 1 - 200 hombres
- 2 Urinarios para 201 - 400 hombres
- 3 Urinarios para 401 - 600 hombres
- 1 Urinario adicional por cada 500 más.
- 1 Lavabo para 1 - 200 personas
- 2 lavabos para 201 - 401 personas
- 3 Lavabos para 401 - 750 personas

SERVICIOS PROFESIONALES SANITARIOS PARA TRABAJADORES 1 Excusado y un urinario por cada 30 trabajadores. Si se usan urinarios corridos se consideran las siguientes equivalencias:

50 cm lineales	=	1 urinario
90 - 1.20	=	2 urinarios
1.50	=	3 urinarios
1.80	=	4 urinarios

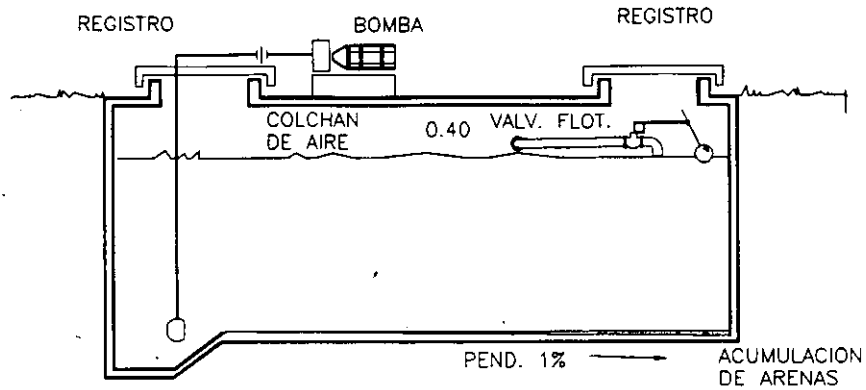
COMENTARIOS GENERALES. Al aplicar los criterios expuestos debe tomarse en cuenta la accesibilidad de los muebles sanitarios, ya que al ceñirse únicamente a los valores numéricos especificados pueden resultar soluciones inadecuadas para el establecimiento de que se trate. Así, por ejemplo, en escuelas de varios pisos deberá haber sanitarios en cada piso de salones de clases.

DETALLE DE CISTERNA Y BOMBA

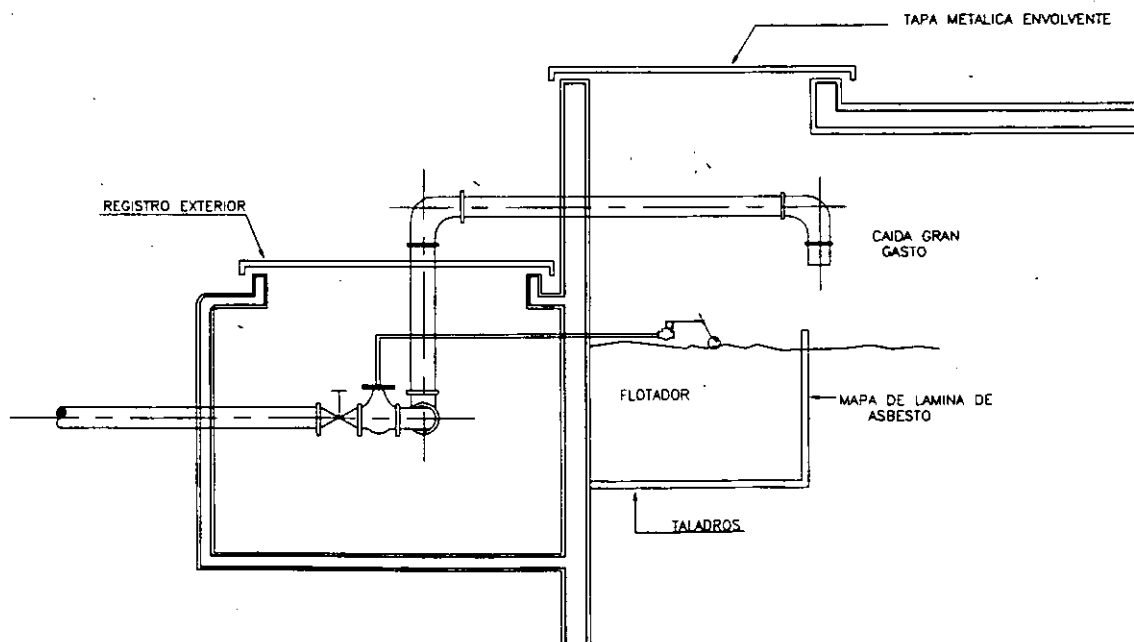


NOTA :
 4.50 MAXIMO AL NIVEL DEL MAR 1cm.-MENOS POR CADA 10 mts.
 DE ALTURA DEL LUGAR SOBRE EL NIVEL DEL MAR.

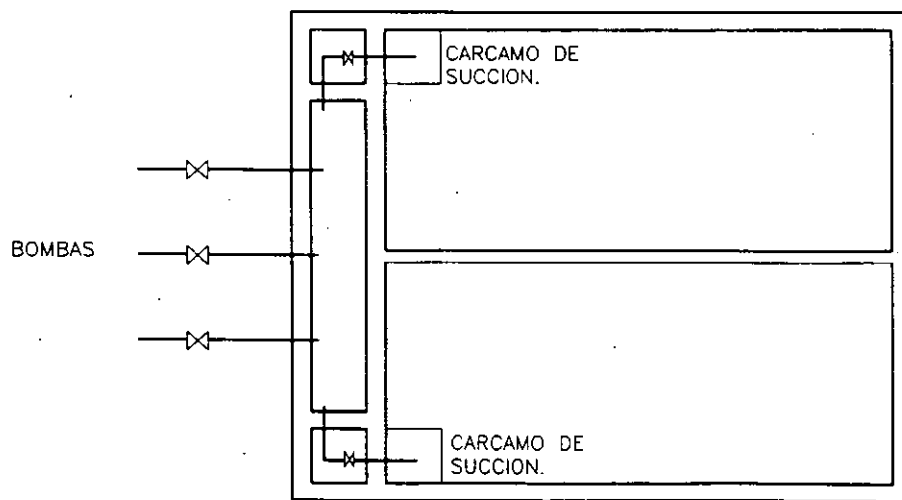
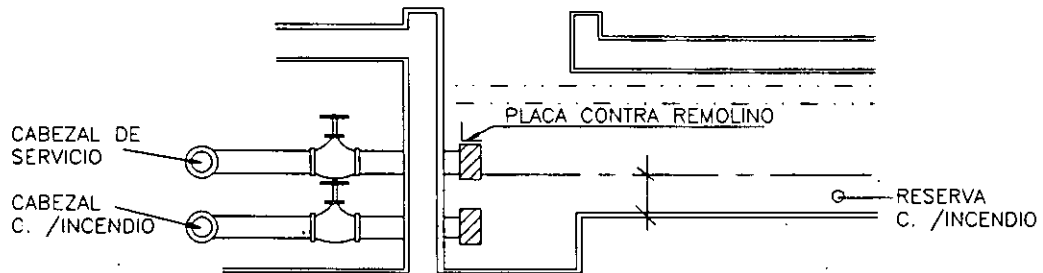
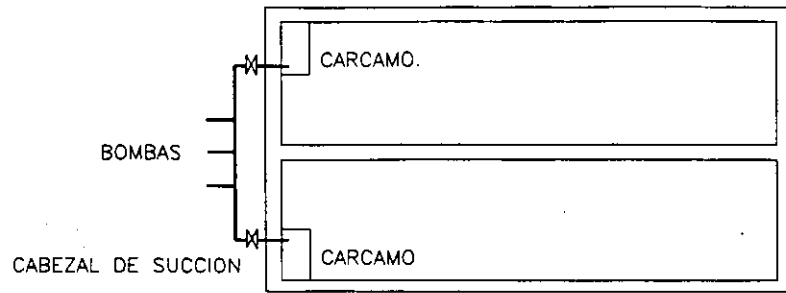
DETALLE DE CISTERNA Y FLOTADOR



DETALLE DE VALVULA FLOTADOR DE GRAN DIAMETRO



CISTERNAS DE DOBLE CELDA



NOTA:
SE DEBERA PREVER LA RESERVA MINIMO
CONTRA INCENDIO MEDIANTE NIVELES DE
SUCCION DE LAS BOMBAS.

COMENTARIOS ACERCA DEL SISTEMA "HUNTER"

Dado que un sistema de abastecimiento a muebles sanitarios no tiene un funcionamiento regular porque depende de varias circunstancias (número de muebles, número y tipo de usuarios, etc.). No hay una forma matemática para determinar con seguridad cual puede ser la demanda máxima instantánea, en un momento dado con ese dato se puede determinar el diámetro de la línea y la capacidad del equipo de bombeo en su caso.

Después de varios intentos empíricos, la forma de cálculo más aceptada es la del Dr. Roy B. Hunter, del National Bureau Of Standars, en Estados Unidos de Norteamérica.

En México, país en el que ha habido necesidad de desarrollar una tecnología propia para aprovechar al máximo los recursos financieros, el Ing. Manuel A. de Anda un estudioso en la materia, ha analizado detenidamente este tema y lo presenta al medio electromecánico nacional, como una aportación académica, Se inicia con el estudio del cálculo de probabilidades y es el siguiente:

Con el fin de formarse un criterio acerca de la probabilidad de funcionamiento simultáneo de los muebles sanitarios, se pueden partir de un caso en que haya una batería de 4 muebles con fluxómetro.

a

b

c

d

Si cada fluxómetro funciona durante 10 segundos cad 10 minutos, o sea $A = 1/60$ del tiempo, la probabilidad de que 2 fluxómetros operen simultáneamente es de $A = 1/60$; pero podemos formar 6 pases diferentes (ab, ac, ad, bc, bd, y cd), y si la batería de muebles funciona 8 horas cada día, resulta que cada uno de los muebles operará $B = 8 \times 60 \text{ min}/10 \text{ min} = 48$ veces al día y hay 48 x 6 posibilidades de que se forme un par simultáneo, siendo solamente probable que en las 8 horas trabajen a la vez $48 \times 6/60 = 4.8$ veces o sea una vez cada 75 minutos (1 1/4 horas)

Pueden comprobarse que pueden formarse 4 tercias diferentes, $4 \times 3 \times 2/1 \times 2 \times 3 = n(n-1)(n-r+1)/r$, siendo (n) los 4 fluxómetros, $r = 3$ porque deseamos tercias y $r = 1 \times 2 \times 3$, ahora bien para que un mueble cualquiera funcione simultáneamente con un par ya formado, la probabilidad es $1/60$, y como la del par era tambien $1/60$, para la tercia resulta $1/60^2$, de modo que la frecuencia con que podría llegar a funcionar a la vez 3 de los 4 fluxómetros sera:

$$f = \frac{48 \times 4}{60^{3-1}} = \frac{48 \times 4}{60^2} = \frac{1}{18.75}$$

o sea una vez cada 18.75

días, equivalente a una vez cada 150 horas. Bastará pues que la tubería tenga capacidad para 2 fluxómetros a la vez.

CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE USO SIMULTANEO

Si se tiene un grupo de muebles sanitarios del mismo tipo, la frecuencia (f) en veces al día con que pueden funcionar a la vez (r) muebles de (n) instalados es:

$$f = \frac{B \cdot C^n}{A^{r-1}} = (\text{veces al día})$$

siendo:

- B El número de usos al día de cada mueble.
- C_r^n El número de combinaciones de (r) en (r) muebles, de entre los (n) instalados.
- A La relación entre el intervalo entre usos consecutivos y la duración de la descarga.

Como

$$C_n^r = \frac{n(n-1)(n-2) \dots (n-r+1)}{r}$$

$$f = \frac{Bn(n-1)(n-2) \dots (n-r+1)}{r A^{r-1}}$$

Por ejemplo, si se tienen 6 fluxómetros funcionando cada 10 minutos, durante 10 segundos, A = 6- y B = 48 veces en 8 m/día la

tubería troncal deberá ser capaz de alimentar el número de fluxómetros que puedan funcionar simultáneamente una vez al día.

Si funcionan de uno en uno, la frecuencia será :

$$f_{1/6} = \frac{48 \times 6}{1 \times 60^\circ} = 48 \times 6 = 288 \text{ veces al día}$$

Con dos simultáneos:

$$f_{2/6} = \frac{48 \times 6 \times 5}{1 \times 2 \times 60^\circ} = 12 \text{ veces al día}$$

PROBABILIDAD DE USO SIMULTANEO

Con tres fluxómetros a la vez.

$$f_{3/6} = \frac{48 \times 6 \times 5 \times 4}{1 \times 2 \times 3 \times 60^\circ} = \frac{4}{15} \text{ (cuatro veces cada 15 días)}$$

Por consiguiente la tubería troncal deberá ser suficiente para alimentar 3 fluxómetros a la vez, ya que para dos existe el riesgo de insuficiencia cuando lleguen a funcionar 3 a la vez.

Cuando se trata de un número de muebles grande y de diferentes tipos, no puede hacerse el cálculo como antes que eran fluxómetros del mismo tipo. Se aplica entonces el número de unidades del Dr. Hunter y consultan sus gráficas de gastos, o bien se utilizan las fórmulas establecidas por el Ing. Manuel A. de Anda y que son:

$$Q = 0.45 \quad U \quad (1)$$

$$Q = 0.25 \quad U \quad + \quad 0.005 \quad U \quad (2)$$

Siendo U el número total de unidades de gasto, según Hunter, y Q el gasto requerido en litros por segundo.

La fórmula (1) se usa para conjuntos de muebles en que haya fluxómetros, sin que U pase de 1600 unidades de gasto, en tanto que la fórmula (2) se emplea cuando no hay fluxómetros y U pasa de 1600 unidades, ya sea con fluxómetro o sin ellos, la fórmula que debe usarse es la (2).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS
Y DE GAS PARA EDIFICIOS**

CAPITULO II

INSTALACIONES HIDRAULICAS

SISTEMA DE AGUA CALIENTE

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

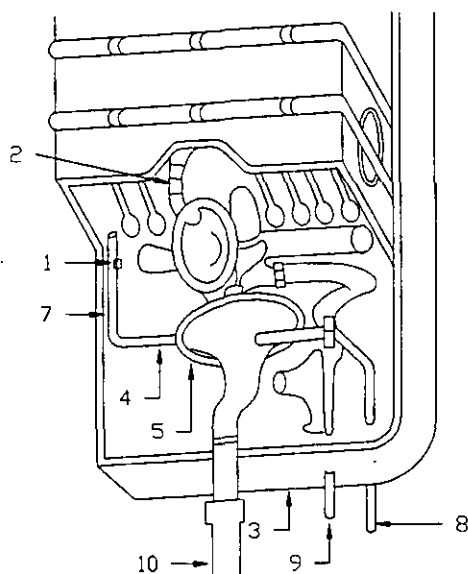
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SISTEMAS DE AGUA CALIENTE EN LOS EDIFICIOS

EQUIPO DE CALENTAMIENTO

A.- Calentadores del tipo de paso ($Q_{max} = \text{instantáneo}$), son calentadores con serpentines interiores en cuyo interior circula el agua y que debido a su gran superficie de contacto, provoca un rápido incremento de la temperatura del líquido.

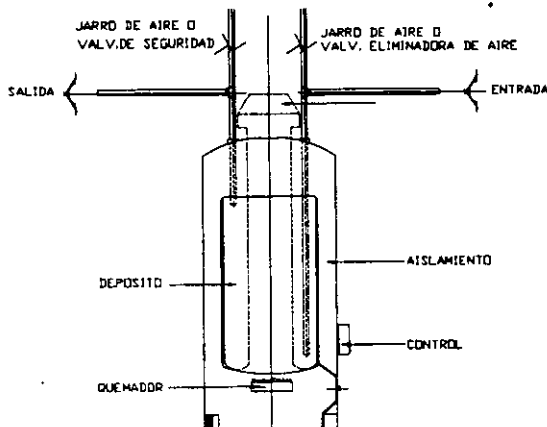
El pequeño diámetro del serpentín no permite grandes flujos y lo limitan para el uso de un mueble generalmente.



VISTA INTERIOR DEL CALENTADOR

- | | |
|--|---------------------------------|
| 1.- Botón para abrir el paso del gas al piloto | 7.- Tornillo regulador del agua |
| 2.- Quemador del piloto | 8.- Entrada de agua fría |
| 3.- Tornillo regulador del agua | 9.- Entrada de gas |
| 4.- Venturi | 10.- Salida de agua caliente |
| 5.- Filtro de agua | |

B.- Calentadores del tipo de almacenamiento (Q máx. horario), son aparatos formados por un recipiente de capacidad variable con un elemento productor de calor en su interior (eléctrico, vapor o agua caliente) o exteriormente (gas, diesel, etc.)



CALENTADOR DE ALMACENAMIENTO

En los calentadores de gas el recipiente está formado por un cilindro hueco, teniendo poca superficie de contacto con el fuego, por lo que incrementan lentamente la temperatura, con una eficiencia del 50 % solamente.

Los calentadores con el elemento interior tiene una eficiencia mayor, a pesar de su baja eficiencia, los calentadores de almacenamiento son preferibles por poder abastecer mayor número de muebles en forma simultánea.

Al calcular la capacidad de los calentadores de depósito hay que tener en cuenta que el recipiente no contiene agua caliente en su totalidad, sino que se establecen zonas de agua muy calientes en su parte superior, templada en su zona intermedia y fría en el inferior, provocada por la diferencia de densidades del agua fría y caliente y por lo tanto, hay que estimar solamente en 75 % de agua caliente, la capacidad del aparato.

SISTEMAS CENTRALES DE AGUA CALIENTE

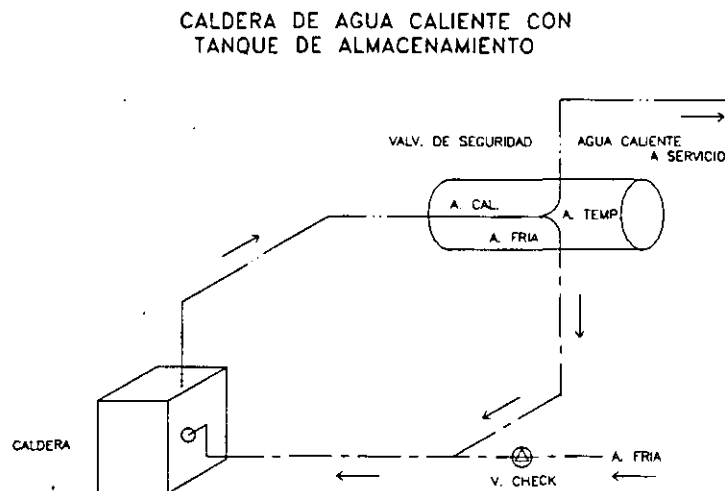
Los sistemas centrales de agua caliente pueden ser considerados así mismos, de paso o de almacenamiento, pero dado que los primeros requieren mayores elementos productores de calor y los segundos pueden tomar las grandes demandas, con mayor facilidad, son preferidos éstos en el mayor número de los casos

A.- CALDERAS DE AGUA CALIENTE.

Pueden considerarse como grandes calentadores con su tanque de almacenamiento interior o exterior. Nos ocuparemos de los que tienen su tanque exterior, ya que son los que corresponden a sistemas de grandes edificios.

El aparato en sí contiene únicamente el elemento productor de calor y el serpentín de tubos de cobre o celdas de fierro fundido que transmiten el calor al líquido, el cual sale por tubería hacia el tanque de almacenamiento de agua caliente, estableciéndose una circulación por termosifón o forzada entre la caldera y el tanque.

La relación de la producción o recuperación de la caldera con el tanque de almacenamiento es lógicamente tal, que a mayor recuperación, menor tanque de almacenamiento, hasta el límite de utilizar la caldera como si fuera solamente de paso, situación que queda determinada por un estudio económico.



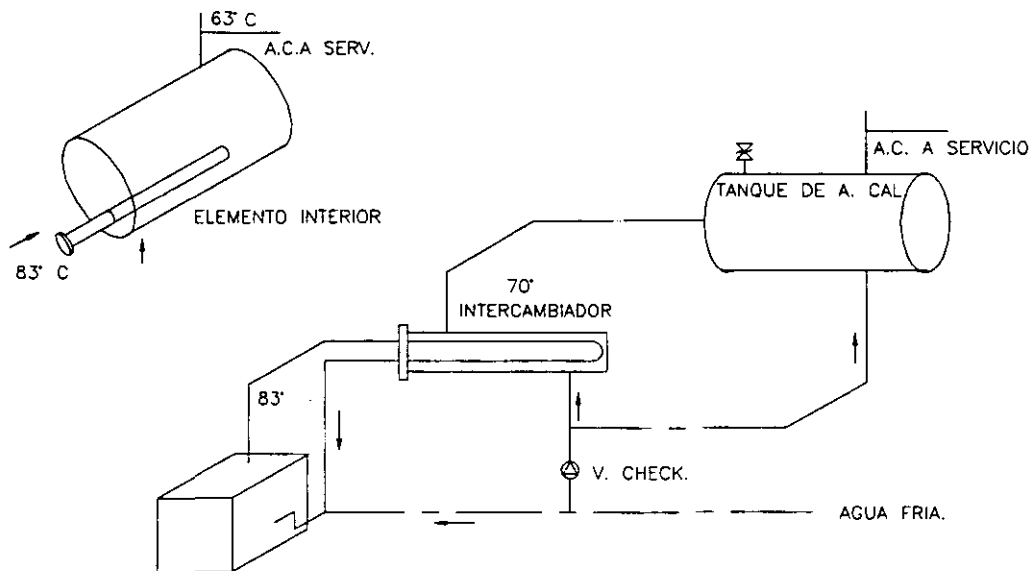
B.- CALDERAS DE AGUA CALIENTE CON INTERCAMBIADOR DE CALOR.

Debido a que la dureza del agua en algunas zonas es muy alta y puede provocar la incrustación de las calderas, no es conveniente hacer pasar por ésta al agua de consumo.

Para tal fin se utilizan intercambiadores de calor de aguas calientes y en esta forma el agua que alimenta a la caldera y que pasa por el intercambiador, forma un circuito cerrado. El agua de consumo para por el intercambiador y va al servicio.

El intercambiador puede ser exterior o interior con relación al tanque.

CALDERAS DE AGUA CALIENTE INTERCAMBIADOR
DE CALOR TANQUE DE ALMACENAMIENTO.



C.- CALDERA DE AGUA CALIENTE DE TUBOS DE HUMO.

Estas calderas de gran capacidad consisten en un recipiente conteniendo el agua a través del cual pasan unos fluxes, por los que circula el calor, combinándose como en los casos anteriores con un tanque de almacenamiento o intercambiador.

D.- CALDERAS DE VAPOR (utilizándose éste para obtener agua caliente).

Cuando además del servicio de agua caliente se requiere dar servicio de vapor a alguna zona del edificio, debe aprovecharse la misma caldera y por lo tanto por medio de un intercambiador de vapor se puede obtener el agua caliente necesaria a las temperaturas deseadas.

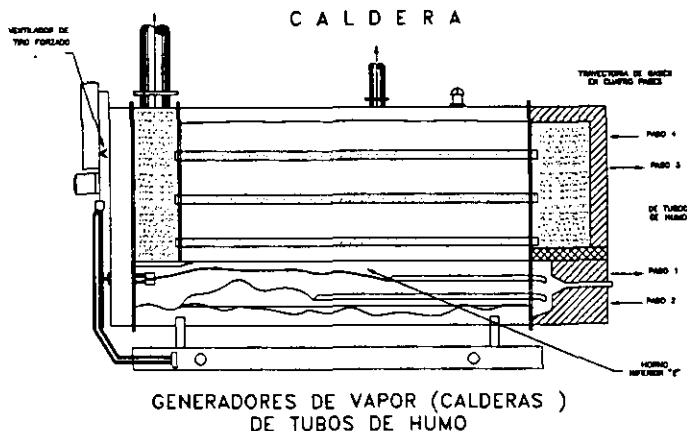
La temperatura para servicios doméstico es de 63° C normalmente y en caso de restaurantes o servicios especiales es de 83° C para el lavado de platos.

CALDERAS

1.- CALDERAS DE TUBO DE HUMO

Ya explicadas con anterioridad son, en principio, aquellas cuyos fluxes pasan los gases calientes y en cuyo envolvente se encuentra el líquido.

Estas calderas son más peligrosas, dado que su cuerpo está resistiendo la presión del líquido o vapor.

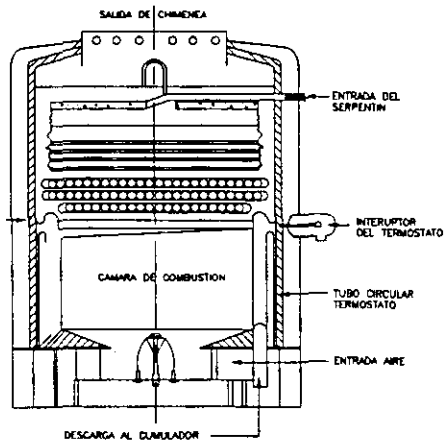


2.- CALDERAS DE TUBOS DE AGUA

Al contrario de las anteriores, en éstas el agua o vapor está contenido en serpentines y el fuego en el exterior de éste.

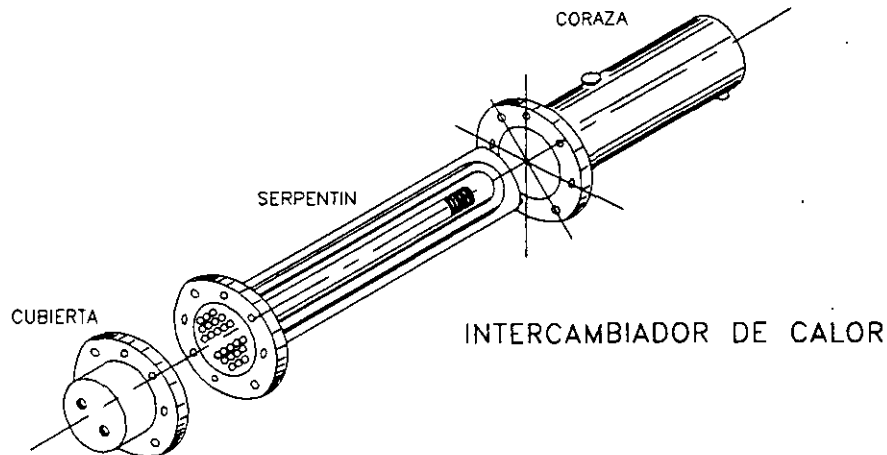
En el aspecto de seguridad son mejores, pero están expuestas a una fuerte incrustación, por lo que hay que cuidar mucho el aspecto del tratamiento propio del agua que circulará por ellas.

GENERADOR DE VAPOR DE TUBOS DE AGUA



INTERCAMBIADOR DE CALOR.

Consiste en un serpentín o fluxes de cobre, cuya gran superficie de contacto puede transmitir el calor al líquido circundante.



Estos elementos pueden, como ya dijimos, considerarse como calentadores instantáneos, cuando su envolvente es un cilindro de pequeños diámetros o de almacenamiento, cuando están en inmersión dentro del líquido contenido en un gran tanque.

DISTRIBUCION DE AGUA CALIENTE

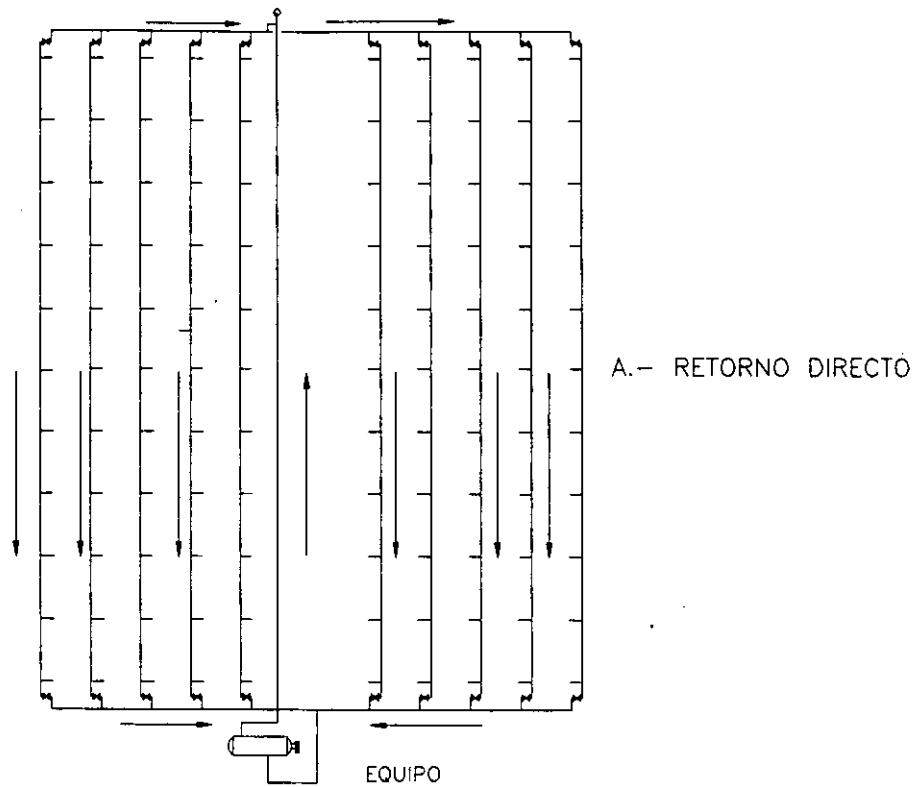
El cálculo de la red de distribución de agua caliente se hace en la misma forma que la ya explicada para el agua fría, con las unidades de consumo anotadas en la tabla.

Sin embargo, hay que hacer notar un elemento adicional de estos sistemas que es de vital importancia y que es el retorno.

A.- DISTRIBUCION SUPERIOR

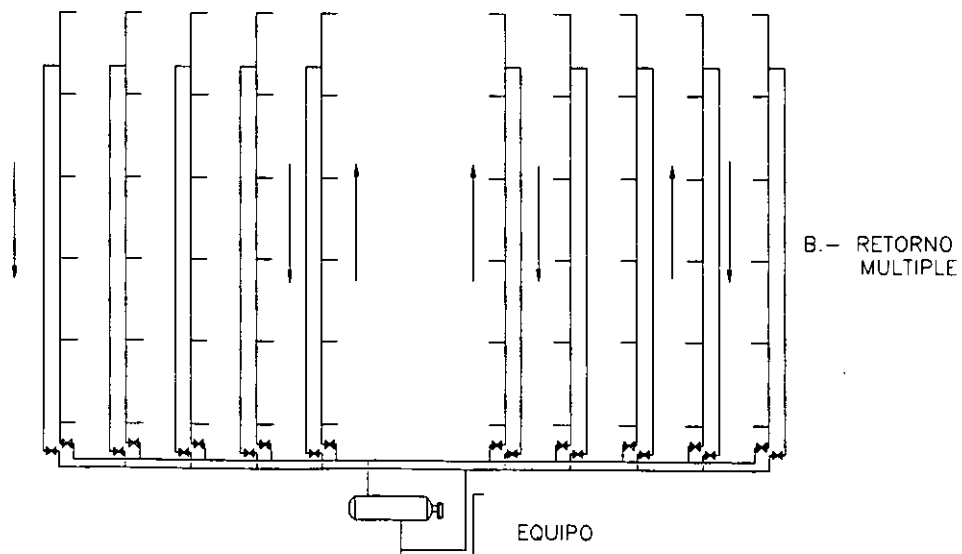
En este caso la tubería de agua caliente sube hasta el nivel superior en el cual se hace una red de distribución, bajando en los puntos convenientes para alimentar los diferentes núcleos y posteriormente se interconectan todos los puntos inferiores con una tubería que regresa hasta la caldera.

SISTEMA DE DISTRIBUCION Y AGUA CALIENTE



B.- DISTRIBUCION INFERIOR.

La red se ejecuta en el nivel inferior abasteciendo a las columnas alimentadoras, las cuales tienen una conexión al retorno en el superior, que baja a una línea colectora de retorno en el inferior.



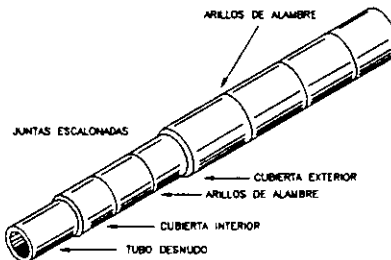
El retorno permite una circulación por termosifón, o forzada con un circulador dentro del sistema del cual puede obtener el agua caliente en forma instantánea, ya que de no contarse con línea de retorno, el agua se enfriaría dentro de las tuberías y tardaría mucho tiempo en obtenerse, ya que habría que vaciar el agua fría contenida en ellas y esperar a que se volviera a calentar.

AISLAMIENTOS

Es necesario aislar todas las tuberías que forman la red de agua caliente así como las de retorno y el tanque de agua caliente, para evitar las pérdidas de calor, ya que de lo contrario sistema se convertiría en un enorme radiador con el desperdicio consiguiente de energía.

Puede hacerse esto con medias cañas de asbesto cemento, fibra de vidrio u otros materiales.

PROTECCION PARA TUBPS DE DOBLE ESPESOR CON CUBIERTA A PRUEBA DE CAMBIO DE INTEMPERIE



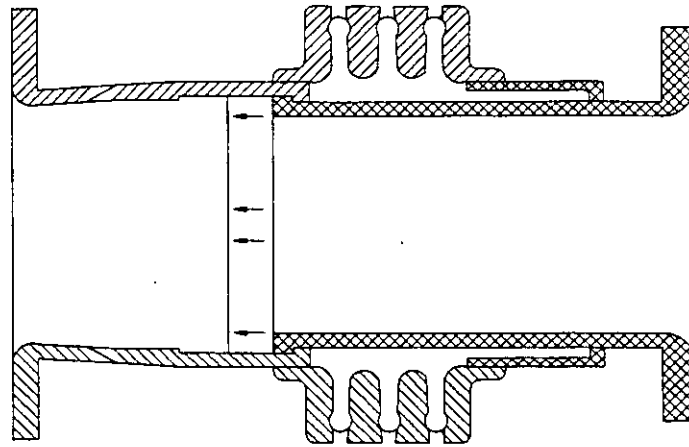
DILATACIONES

El último concepto que hay que cuidar en este sistema de agua caliente es la previsión de las dilataciones que se presenten en las tuberías por las frecuentes variaciones de temperatura.

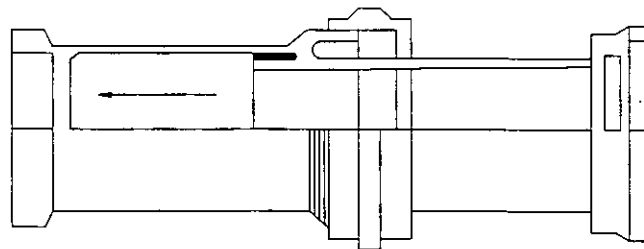
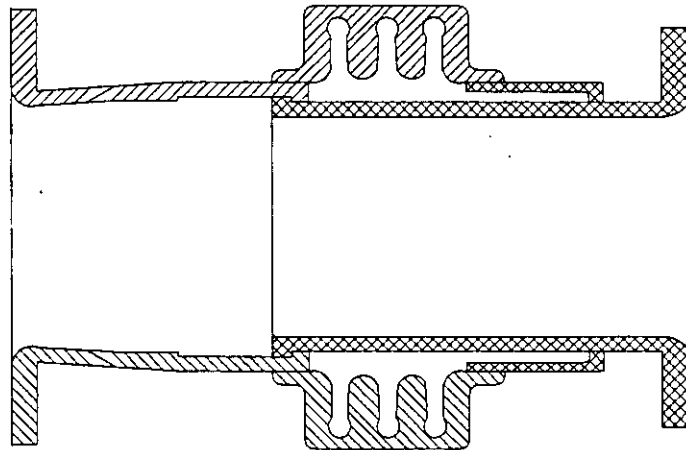
La dilatación en tuberías de cobre es de 1.02 mm/m para 60° C, de temperatura (0.17 mm/m/10° C T), por lo cual hay que evitar grandes recorridos de una línea en tramos rectos.

Cuando se requieran éstos, hay que instalar juntas de dilatación que puedan ser del tipo de fuelle o deslizantes que se obtiene en el mercado o deformando la tubería para formar omegas o simplemente buscando recorridos en los cuales los quiebres de la red permitan por la elasticidad de la tubería que se absorban estas dilataciones y contracciones.

JUNTAS DE DILATACON

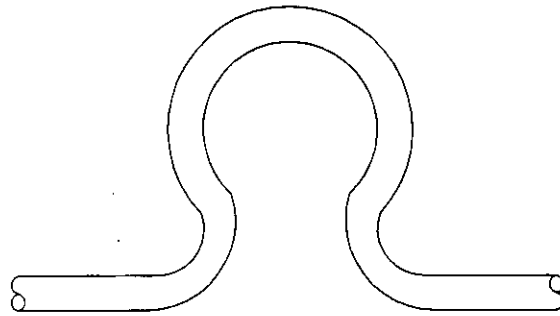


CORRUGADA

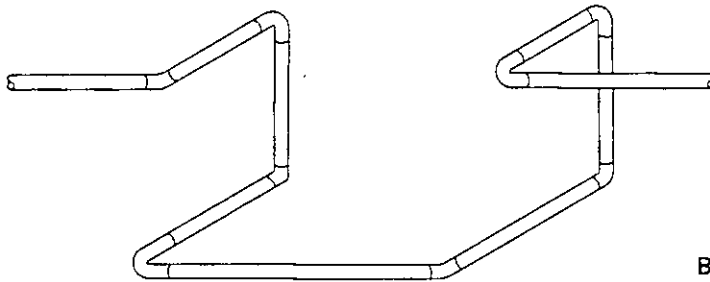


TELESCOPICA

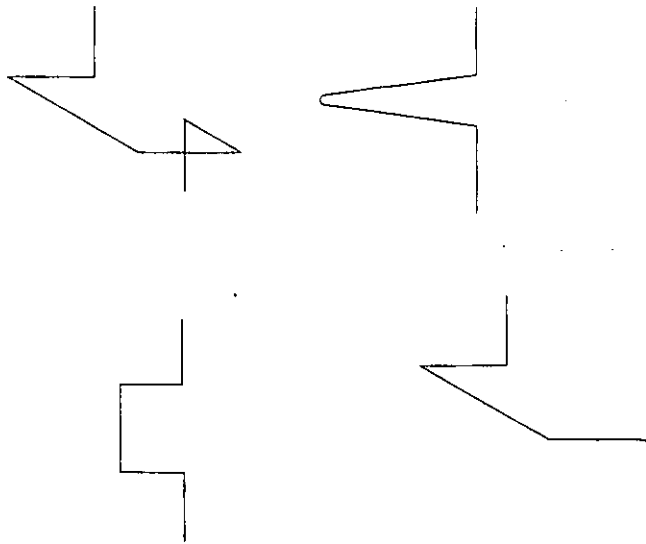
JUNTAS DE DILATACION



A.- CON TUBERIA



B.- CON CONEXIONES



JARROS DE AIRE

Como detalle especial, en casos de sistemas por gravedad, los jarros de aire para la red de agua caliente deben ser más altos que los de agua fría, dada la diferente densidad del agua caliente, en edificios altos debe exceder a las de agua fría 5 cm por cada metro de altura de la construcción o 15 cm por piso:

FORMULAS PRACTICAS PARA EL CALCULO DE EQUIPO DE CALENTAMIENTO DE AGUA

El cálculo de equipos de calentamiento de aguas para industrias, edificios de departamentos, hoteles, albercas, etc., utilizando el método de calentamiento directo en calderas de gas o diesel, y cuyo uso se extiende cada vez más por sus grandes rendimientos, economía y ahorro de espacio es un trabajo que efectúan constantemente los diseñadores de instalaciones hidráulicas.

Aunque carece de dificultad técnica, hasta cierto punto, el cálculo sí implica cierta laboriosidad y en algunos casos se especifican los equipos con capacidades inadecuadas, ya sea en exceso, en contra de la economía, o bien en escacés, en perjuicio del funcionamiento.

Para los diseños mecánicos de estos equipos, conviene recurrir al fabricante de los mismos, ya que cada marca, por sus características especiales de construcción varía en algunos aspectos, aunque el principio general se puede encontrar en los tratados sobre instalaciones hidráulicas y sanitarias.

Generalmente, en este tipo de cálculo lo más importante es tener el criterio correcto para calcular la probable demanda máxima en su valor más real posible para cada caso. Como es bien sabido, existen dos métodos usuales para su cálculo, que son a base de considerar el número de personas que harán uso de los mismos.

Para concretar este artículo no nos detendremos en eso, pero sí conviene hacer notar que el segundo método (por el número de personas) es el que más se acerca a la realidad, dando demandas menores que el primer método y se aconseja usarlo siempre que se pueda. Hay casos especiales y que ameritan cálculos diferentes, aplicando con mayor razón el criterio del calculista como el caso de trabajo continuo de regaderas para clubes deportivos, regaderas industriales con determinado número de obreros por turno, etc.

La nomenclatura usada para estas fórmulas es la siguiente:

- G = Probable demanda máxima, en litros por hora.
T = Capacidad del tanque de almacenamiento de agua caliente, en litros
C = Capacidad de calentamiento de la caldera, en litros por hora.
h = Duración de la carga pico, en horas.
Tc = Temperatura del agua caliente, en grados centígrados (°C)
Tf = Temperatura del agua fría, en °C.

Las fórmulas (1), (2), (3) siguientes se basan en el hecho de que tan sólo pueden sacarse a plena temperatura (Tc) las tres cuartas partes del agua caliente almacenada en un tanque.

1.- CAPACIDAD DEL TANQUE DE AGUA CALIENTE

$$T = \frac{h (G - C)}{0.75}$$

2.- CAPACIDAD DE CALENTAMIENTO DE LA CALDERA

$$C = \frac{(h \times G) - 0.75 \times T}{H}$$

3.- PROBABLE DEMANDA MAXIMA

$$G = \frac{(C \times h) + 0.75 \times T}{H}$$

4.- CAPACIDAD DE CALENTAMIENTO EN ALBERCAS

m³ de alberca por 555 = Kcal/hora, a la salida

Las fórmulas que adelante aparecen, están calculadas bajo las siguientes consideraciones para el caso específico de la caldera a gas o diesel con número de modelo en millares Btu/h de entrada, al nivel del mar, como por ejemplo las "Hydrotherm".

Combustible	Gas LP
Rendimiento de la caldera	80 %
Altura	2,240 m S N M
Presión barométrica	585 mm/Hg (al nivel del mar 760 mm/Hg)
Duración carga pico	4 horas
Dotación agua caliente	100 L/hab-día
Incremento de temperatura	50° C
Consumo horario	1/7 del consumo diario
Capacidad bruta de calentamiento para albercas	0.555° C/h = 1° F/h

5.- CALDERAS NECESARIA PARA AGUA CALIENTE

$$\text{Modelo} = 4.6 \times \text{hab.} - 0.06 \times T$$

$$\text{Modelo} \times 155 = \text{Kcal/hora, de entrega}$$

6.- CALDERA NECESARIA PARA CALENTAMIENTO DE ALBERCAS

$$\text{Modelo } 1^\circ = (\text{m}^3) \times 3.5$$

Haremos algunos ejemplos de aplicación de las fórmulas anteriores.

Primero, para las de uso general.

a).- Calcular la capacidad de la caldera para agua caliente, con los siguientes datos.

$$G = 2850 \text{ L/h (casa departamento de 200 personas)}$$

$$h = 4 \text{ horas}$$

$$T = 10,000 \text{ litros}$$

$$T_c - T_f = 60^\circ - 15^\circ = 45^\circ \text{ C}$$

$$C = \frac{(4 \times 2850) - 0.75 \times 10,000}{4} = 975 \text{ L/h}$$

$$\text{Entrega de calor} = 975 \times 45 = 43,900 \text{ Kcal/s}$$

b).- Capacidad del tanque de almacenamiento de agua caliente, para los datos siguientes.

$$h = 4 \text{ horas}$$

$$G = 430 \text{ L/h}$$

$$C = 175 \text{ L/h (para } T_c \text{ ó } T_f - 45^\circ \text{ C)}$$

$$T = \frac{4 (430 - 175)}{0.75} = 1,360 \text{ L}$$

- c).- Calderas para calentamiento de una alberca con 120 m³ de capacidad.

$$120 \times 555 = 56,600 \text{ Kcal/hora, de salida}$$

Ejemplos utilizando calderas para agua caliente con número de modelo en millares de Btu/h de entrega al nivel del mar, y con las consideraciones anteriores para ellas.

- d).- Caldera para calentamiento de una alberca de la misma capacidad anterior.

$$\text{Modelo} = 120 \times 3.5 = 420$$

De acuerdo con el catálogo "Hydrotherm", por ejemplo, sería una caldera modelo MR - 420 - LP, con una entrega de calor de (420,000 Btu/h) x 0.6 = 336,000 Btu/h al nivel del mar, o sea 336,000 x 84,672 Kcal/h a 2,240 m de altura sobre nivel del mar (585 mm de mercurio de presión barométrica) y con consumo de gas L.P. de 9.32 Kg/hora de servicio.

- e).- Caldera para un hotel con 75 cuartos, suponiendo un promedio de tres personas por cuarto.

$$75 \times 3 = 225 \text{ personas}$$

$$T = 5,000 \text{ litros}$$

$$\text{Modelo} = 4.6 \times 225 = 0.06 \times 5,000 = 735$$

Consultando el catálogo se usaría una caldera modelo MR 750 L P con una entrega de calor de:

$$750 \times 0.8 \times 252 \times 585/760 = 166,375 \text{ Kcal/h}$$

Es decir, utilizando la forma simplificada tenemos un error de menos del 1 %

Al corregir la capacidad de una caldera en proporción a la presión barométrica, aproximadamente hay que reducir el 1 % por cada 100 m de altura sobre el nivel del mar, a menos que se conozca la presión barométrica (b) del lugar en que la caldera va a ser instalada, en cuyo caso habrá que multiplicar su capacidad al nivel del mar, por la presión barométrica local y dividir el producto entre 780 mm Hg, que es la presión atmosférica normal al nivel del mar. En seguida anotamos las presiones barométricas de algunas poblaciones y su relación con la del nivel del mar tomada como 100 %

Por otra parte, como es bien sabido que, BTU es la cantidad de calor necesario para elevar un grado Fahrenheit (5/9 °C) la temperatura de una libra de agua (0.4536 Kg), y como la kilocaloría es la cantidad de calor requerida para que se eleve un grado centígrado la temperatura de un kilogramo de agua resulta que:

$$1 \text{ BTU} = (5/9 \times 0.4536) = 0.252 \text{ Kcal}$$

Y entonces una caldera que tenga 80 % de rendimiento y en la cual la combustión en el hogar produzca, por ejemplo 100,000 Btu/h, al nivel del mar, tendrá una cantidad de calor de entrada de 25,200 Kcal/h y entregará $25,200 \times 0.8 = 20,160$ Kcal/h al nivel del mar, como en Acapulco, y a cualquier otra altitud entregará $(20 \times 160) \times (6/760)$ Kcal/h, de tal manera que Aguascalientes, por ejemplo, podrá entregar el 80.5 % de 20,160 Kcal/h, o sea 16,230 kilocalorías por hora, con las que podría calentar 10° C a 60° C unos 325 litros de agua por hora.

LUGAR	ALTITUD M	PRESION BAROMETRICA mm Hg	RELACION %
Acapulco, Gro.	0	760	100.0
Celaya, Gto.	1754	621	81.7
Aguascalientes, Ags.	1879	612	80.7
Ciudad Juárez, Chih.	1137	667	87.8
Ciudad Victoria, Tamps.	321	733	96.4
Colima, Col.	494	719	94.6
Cuernavaca, Mor.	1538	637	83.8
Chihuahua, Chih.	1423	645	84.9
Chilpancingo, Gro.	1250	658	86.6
Durango, Dgo.	1898	610	80.3
Guadalajara, Jal.	1598	633	83.3
Gaunajuato, Gto.	2037	601	79.1
Jalapa, Ver.	1399	647	85.1
México, D. F.	2240	585	77.0
Monterrey, N. L.	534	715	94.1
Morelia, Mich.	1923	609	80.1
Nogales, Son.	1177	564	87.4
Oaxaca, Oax.	1563	635	83.6
Orizaba, Ver.	1248	659	86.7
Pachuca, Hgo.	2445	573	76.1
Puebla, Pue.	2150	593	78.0
Querétero, Qro.	1842	614	80.8
San Cristobal de las Casas	2128	594	78.2
San Luis Potosí, S.L.P.	1877	612	80.5
Taxco, Gro.	1755	521	81.7
Tepic, Nay.	918	684	90.0
Tlaxcala, Tlax.	2252	586	77.1
Toluca, Edo. México.	2675	557	73.3
Tuxtla, Gutiérrez, Chis.	536	715	94.1
Zacatecas, Zac.	1612	561	73.8

INTERCAMBIADORES DE CALOR

La transmisión de calor del vapor de agua, mediante un serpentín de tubos de cobre es aproximadamente de $1,200 \text{ Kcal/}^\circ\text{Chm}^2$, debiéndose tomar la diferencia media logarítmica entre la temperatura del agua y la del vapor.

Para un coeficiente de transmisión (U), una superficie de transmisión (S), una diferencia de temperatura (Δt_g) entre el fluido más caliente y el más frío, (Δt_p) entre el fluido calefactor y el ya calentado, la cantidad de calor transmitida es:

$$C = US \frac{\Delta t_g - \Delta t_p}{\ln \Delta t_g - \ln \Delta t_p} \quad (\text{Kcal/h})$$

estando U en $\text{Kcal/}^\circ\text{Chm}^2$ y las diferencias de temperatura en grados centígrados.

Así, por ejemplo, si vamos a calentar 3,000 litros de agua fría a 15°C , en una hora usando vapor de 105°C de temperatura (aproximadamente 0.2 Kp/cm^2 en Acapulco y 0.5 Kp/cm^2 en Toluca), tendremos:

$$\Delta t_g = 105^\circ - 15^\circ = 90^\circ \text{C}$$

$$\Delta t_p = 105^\circ - 60^\circ = 45^\circ \text{C}$$

$$U = 1200 \text{ Kcal/}^\circ\text{Chm}^2$$

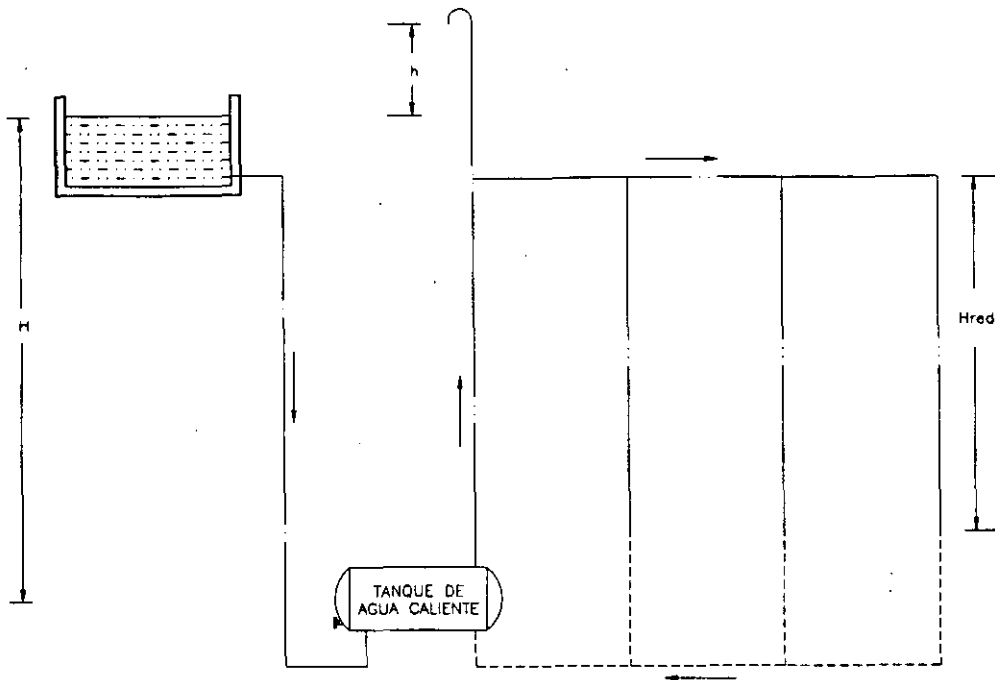
$$C = 3000 (60^\circ - 15^\circ) = 135,000 \text{ Kcal/h}$$

y entonces:

$$S = \frac{C}{U} \times \frac{\ln (\Delta t_g / \Delta t_p)}{\Delta t_g - \Delta t_p} = \frac{135,000}{1,200} \times \frac{0.693147}{90 - 45}$$

$$S = 1.73 \text{ m}^2 = 18.65 \text{ ft}^2$$

PURGAS DE AIRE EN REDES DE AGUA CALIENTE CON
DISTRIBUCION POR GRAVEDAD



Dado que la presión (P) producida por una columna líquida de (H) metros de altura y de (Y) kilopondios por metro cúbico de peso específico es: $P = HY$

Y si se considera, además que $Y = 1000 \text{ Kp/m}^3$ para el agua fría, en tanto que $Y = 960 \text{ Kp/m}^3$ para el agua hirviente, a fin de que haya equilibrio de presiones en el tanque de agua caliente:

$$P = H \times 1000 = (H + h) \times 960$$

y entonces:

$$h = \frac{1000 - 960}{960} H = 0.0417 H$$

pero es preferible tomar, como mínimo 5 cm por cada metro de altura sobre el tanque de agua caliente.

Por lo que toca a la circulación del agua caliente por efecto de termosifón, cuando no hay ningún consumo, se cuenta con una carga aproximada de:

$$H_{red} \times 0.5 (t_{mc} - t_{mr}), \quad \text{en mm H}_2\text{O}$$

En virtud de que el agua pierde aproximadamente 0.5 Kp/m^3 por cada grado de elevación de temperatura, cuando está entre unos 50° a 60° C , siendo (t_{mc}) la temperatura media del agua caliente en el tubo de subida y (t_{mr}) la temperatura media en la tubería de bajada. Así por ejemplo, si el agua sale del tanque a 60° C y retorna a 40° C , la caída total de temperatura será de 20° C y la diferencia ($t_{mc} - t_{mr}$) será aproximadamente de la mitad (10° C), y entonces si (H_{red}) fuera de 40 m, la carga de termosifón sería:

$$40 \text{ m} \times 0.5 \frac{\text{Kp}}{^\circ\text{Cm}^3} \times 10^\circ \text{ C} = 200 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 200 \text{ mm H}_2\text{O}$$

y ésta hará circular el agua por la red, sin haber consumo, aunque por ser una carga tan pequeña (0.20 m) para una red relativamente grande, se prefiere instalar en el retorno troncal una bomba de circulación controlada por un acuastato regulado a unos 45° C .



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS Y DE GAS PARA
EDIFICIOS**

CAPITULO III

**INSTALACIONES SANITARIAS
DESAGUES SANITARIOS, DOBLE VENTILACION**

INSTALACIONES SANITARIAS

Los elementos de una instalación sanitaria se inician en las descargas de los propios muebles sanitarios que requieren tuberías de desagüe con diámetros mínimos recomendables y que pueden verse en la tabla anexa. Tabla No. 14.

En la misma tabla pueden obtenerse las unidades mueble de descarga, con las cuáles pueden calcularse tanto los ramaleos horizontales como las bajadas de aguas negras.

Ninguna de las salidas sanitarias debe quedar abierta dentro de un local, por lo cual todos los muebles deben estar provistos de un sifón que impida la salida de los gases contaminados del albañal y los olores hacia el propio local. Las coladeras de aseo de los pisos igualmente deben ser protegidas con sifones y vale aclarar que si éstos son demasiado pequeños, perderán fácilmente la obturación hidráulica al evaporarse su contenido, habiendo necesidad de reponerlo con frecuencia manualmente.

La capacidad de los ramaleos horizontales queda mostrada en la tabla anexa (tabla No. 15), y la pendiente mínima, en la zona de sanitarios es de 2 % en diámetros menores de 100 mm y 1 % para diámetros de 100 mm y mayores.

En este tipo de instalaciones, está prohibido el uso de cambios de dirección a 90° en el plano horizontal, debiendo ser con codos Y griegas a 45° en los cambios de vertical a horizontal si se permite el uso de piezas a 90°.

El agua, en las columnas de aguas negras, baja adherida a las paredes de la tubería, dejando un núcleo central vacío por -- donde circula el aire desalojado por el agua al caer.

Cabe hacer notar que no debe limitarse la altura de las columnas por temor al aumento de velocidad del agua. En los edificios altos, la máxima velocidad de caída es adquirida al llegar al tercer nivel; pero posteriormente el rozamiento con -- las paredes de la tubería que es una fuerza opuesta al peso -- del agua impide que aumente la velocidad caída. El poner un obstáculo o quiebre en la bajada, perjudica la instalación -- por provocar presiones y depresiones en el aire de la propia columna.

Los diámetros de las bajadas de aguas negras están en función tanto de las unidades de descarga que reciben, como del número de intervalos en que las reciben, siendo el punto crítico los edificios de tres niveles, por la razón expuesta anteriormente; pero aumentando su capacidad receptora si hay más niveles que descargen en las bajadas, ya que disminuye el factor de simultaneidad de descarga. Ver tabla No. 17.

Así podemos ver que una bajada de 100 mm de diámetro de tres niveles puede aceptar la descarga de 240 unidades y con más -- de tres niveles, hasta 500 unidades de descarga.

En el pie de la bajada debe aumentarse el diámetro del colector, para evitar que en este punto se acumule el agua que descarga y se retarde el flujo (ver tabla No. 16).

REGISTROS.- Es conveniente diseñar en los ramaleos horizontales puntos por los cuales se puede sondear la línea y destapar en caso de obturaciones. En las bases de las columnas siempre debe haber un registro, dado que es el punto mas peligroso.

COLECTORES DE CONCRETO.- Al construir los albañales de concreto, hay que tener cuidado de que en los registros no se haga la media caña, sino una vez terminada la obra, dejando el tubo corrido durante el proceso de construcción para evitar que entren materias extrañas (arena, tabique, cascajo, palos, etc.) que posteriormente ocasionan serias obstrucciones. Terminada la obra, se rompe la clave y se hace la media caña, teniendo cuidado de que la altura de ésta sea igual al diámetro del tubo (ver figura 37).

OBTURACION HIDRAULICA APROVECHANDO REGISTROS DE MAMPOSTERIA

Solamente se utilizan cuando hay descargas en planta baja y nunca en el recorrido general del colector. No se utilizan en la descarga de los muebles sanitarios, los cuales ya tienen su propia obturación, sino por ejemplo en rejillas que recogen aguas pluviales y a otros casos especiales por ejemplo, descarga de vertederos de mercados.

En este caso al registro se le adapta un codo invertido que forma un sello automático con el nivel del registro. (figura No. 38).

VENTILACION DE LAS BAJADAS DE AGUAS NEGRAS.- Toda bajada de aguas negras debe prolongarse en su parte superior hasta salir de la construcción, con tubería del mismo diámetro que la bajada, ya que nunca debe reducirse.

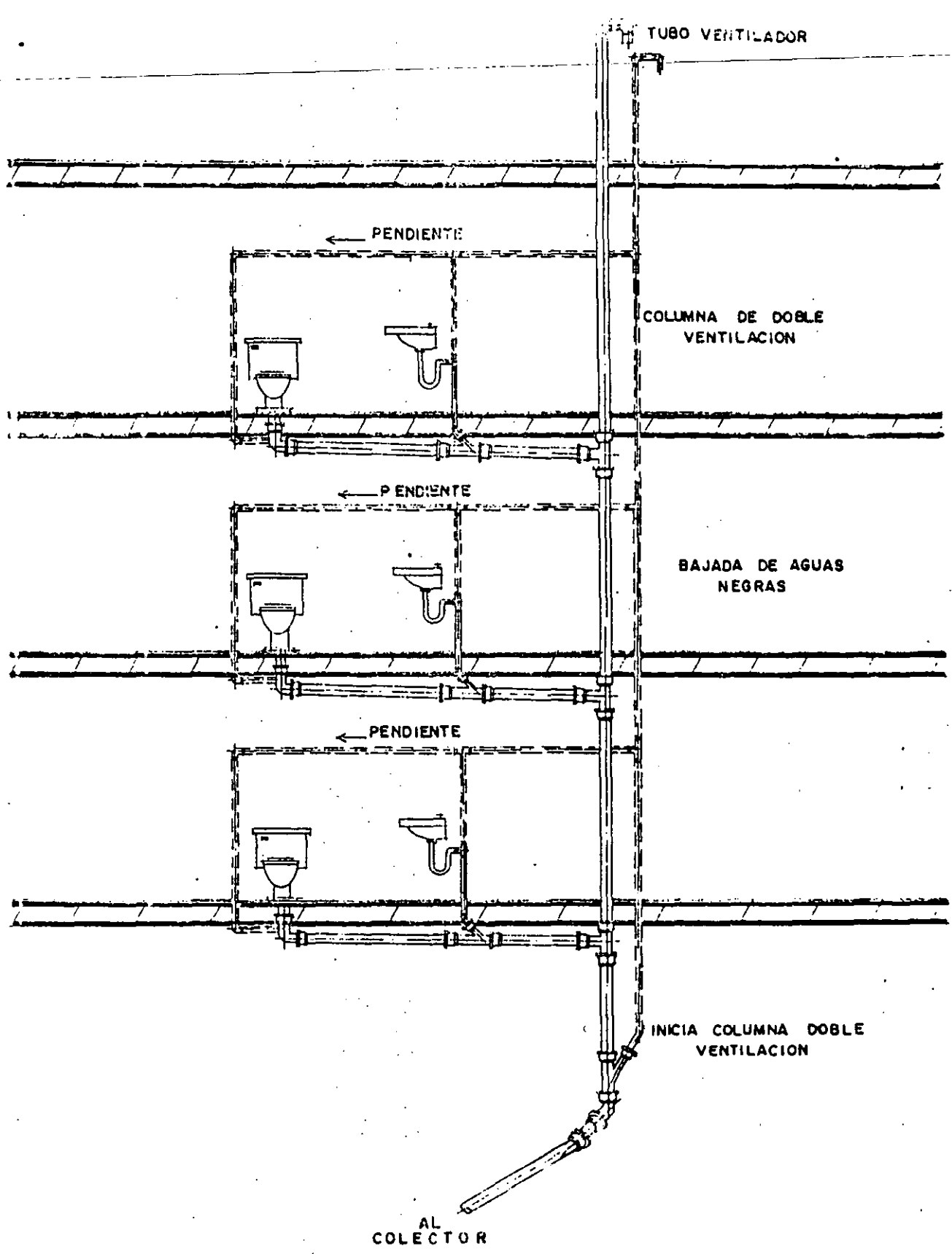
Esta ventilación tiene por objeto permitir la entrada de aire al sistema, facilitando la descarga del mismo, así como permitir la salida de los gases provocados por fermentación de materias orgánicas.

SISTEMA DE DOBLE VENTILACION.- El sistema de doble ventilación es necesario para evitar el principio de sifonaje en los obturadores hidráulicos del sistema, que de presentarse rompería el sello hidráulico, permitiendo la salida de gases a los locales sanitarios.

Esta ruptura puede presentarse también por la expulsión al exterior del agua del obturador. Por lo tanto, la doble ventilación evita los siguientes casos:

- a).- Contrapresiones o presión interior superior a la atmosférica, tal como se presenta por la compresión producida -- por las descargas de agua a lo largo de la bajada por encima del obturador considerado. Aumenta por el volumen de descarga y es máximo en la base de la bajada.
- b).- Depresión o descenso de presión del aire, con relación a la presión atmosférica, causada por la succión realizada por el movimiento del agua abajo del obturador considerado.
- c).- Autosucción causada por el propio sifón del mueble sanitario.

Se requiere por lo tanto ventilar cada uno de los obturadores del sistema o sus líneas, de tal manera que las contrapresiones se alivien por dicha ventilación y las depresiones se satisfagan por el mismo conducto. Las longitudes y diámetros de los conductos de doble ventilación (y se llama doble, dado --



5 SISTEMA DE DOBLE VENTILACION

que el sistema de bajadas y colector deben tener su propia ventilación), deben ser tales que permitan el paso del aire necesario para equilibrar las presiones interiores del sistema. -- Ver figura No. 39.

El sistema de doble ventilación debe ser construido de tal manera que cualquier escurrimiento que haya dentro de él, concorra al albañal. Los diámetros recomendados están en función de la longitud de las tuberías que figuran en la tabla anexa. (Ver tabla No. 22).

SISTEMA PLUVIAL

Dada la importancia de desaguar eficientemente un predio al presentarse precipitaciones pluviales que pueden ser de mucha consideración, es necesario normar el criterio para proyectar razonablemente los albañales de un edificio, que conducen el agua hacia los colectores del servicio público, evitando inundaciones dentro de las construcciones.

En primer lugar hay que conocer la intensidad máxima en los primeros cinco minutos de los aguaceros que se expresan en mm/hora.

En la tabla que se presenta, de la ciudad de México, en un período de 49 años la precipitación pluvial rebasó los 100 mm/hora, en 45 años; la precipitación pluvial de 150 mm/hora fué rebasada en 12 años y la de 200 mm por hora en cinco años (ver tabla No. 18).

De la observación anterior, se desprende que en la ciudad de México, D. F., debe proyectarse con un dato de precipitación no inferior a 150 mm/hora, para tener un margen de seguridad razonable.

Se hace la aclaración que no vale la pena sobrepasar este límite, si se tiene en cuenta que el cálculo de los conductos verticales, se hace para manejar un gasto equivalente a un cuarto de tubo y no a tubo lleno, consecuentemente se deduce que en una precipitación mayor, su capacidad no se ve afectada. Ver tabla No. 20 .

Las bajadas pluviales se diseñan por lo tanto, de acuerdo con el área que reciben y generalmente no deben quedar a mas de -- 20 m de separación, para evitar rellenos en las azoteas, ya -- que la pendiente recomendable en éstas es del 2 %, con un mínimo de 1.5 %.

Cuando existe un cespól en la parte inferior de una bajada pluvial, no debe conectarse otra descarga pluvial intermedia ya que en caso de precipitación, ésta no podrá descargar al tratar de salir por ella el aire comprimido en la bajada.

Los albañales de aguas pluviales pueden trabajar a tubo lleno, pero hay que tener mucho cuidado que las pérdidas de fricción no sean tan fuertes que la pendiente hidráulica sea tal que -- pueda hacer subir el agua dentro de la columna y provoque un aumento de presión dentro del albañal, que en muchos casos pueda desbordar por los registros, levantando la tapa de éstos. - La capacidad de los albañales con 1 % de pendiente figuran en la tabla No. 21. Para otras pendientes expresadas en por ciento, la velocidad, el gasto y la superficie desaguada se obtiene multiplicando los valores de la tabla por la raíz cuadrada-

de la pendiente en por ciento. Se hace notar que aunque los conductos verticales de aguas negras no deben combinarse con las aguas pluviales, los albañales si pueden conjuntar los dos servicios (ver hojas de desagues combinados).

Una observación de importancia es que en las superficies de terrazas de los dos edificios, hay que tener en cuenta los escurremientos ocasionados por la lluvia sobre las fachadas de la construcción, dado que en muchos casos la fuerza del viento hace que la lluvia caiga sobre ellas con un ángulo de 30° 45° y hasta 60° por lo que las bajadas de las terrazas recibirán un incremento de mucha consideración, que de no ser previsto provocará serios trastornos.

CONDUCCION ADECUADA DE LAS AGUAS PLUVIALES

Tomado de un artículo del Ing. Manuel de Anda F.

Los daños y molestias ocasionados por las aguas de lluvia, incorrectamente canalizadas, todavía se presentan con cierta frecuencia, aún en obras importantes y, esto se debe en gran parte a que en muchos casos se siguen reglas tradicionales para distribuir y dimensionar las bajadas pluviales sin tomar en cuenta la intensidad posible de los aguaceros en la localidad, o a que los albañales tienen una capacidad de conducción insuficiente para esas precipitaciones.

Ha sido costumbre invertida, de numerosos constructores, considerar una bajada pluvial de 100 mm de diámetro por cada 100 m² de azotea. Examinamos la validez de esta regla tradicional, la que entre paréntesis no está fundada en la capacidad hidráulica de la bajada, sino en la conviencia de evitar grandes re

llenos-en-las-azoteas, al dar a éstas las pendientes necesarias para el escurrimiento del agua de lluvia hacia la bajada.

En un tubo vertical, parcialmente lleno, el agua desciende adhiriéndose a la pared interior, de tal manera que el líquido forma un cilindro hueco de diámetro exterior igual al interior del conducto. Así, por ejemplo, para un tubo vertical de 15 cm de diámetro interior, por el que baja el agua, llenando la cuarta parte de la sección interior del tubo, el hueco es de 13 cm de diámetro, por lo que el espesor del anillo de agua adherido a la pared interior del tubo es de apenas un centímetro, o sea de un quinceavo del diámetro. En general si el agua llena la N -ésima parte del tubo, de diámetro interior (D) el espesor (E) de la lámina de agua adherida a la pared interior es:

$$E = \frac{D}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{N-1}{N}} \right)$$

De modo que si $D = 150$ mm y $N = 4$ (tubo lleno a la cuarta parte)

$$\begin{aligned} E &= \frac{150}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{4-1}{4}} \right) = 75 (1 - 0.866) \\ &= 75 \times 0.134 = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

y en una bajada de 100 mm, llena a la cuarta parte, la lámina de agua tiene un espesor:

$$E = 50 \times 0.134 = 6.7 \text{ mm}$$

Conviene decir, de paso, según la experiencia, las bajadas pluviales no deben llenarse a más de una tercera parte, como se comprobará más adelante, y que en estas condiciones el espesor de la lámina de agua en la bajada es el 9.17 % de diámetro o sea poco más de 9 mm en una bajada de 100 mm de diámetro.

Ahora bien, para determinar la capacidad de conducción de una bajada, parcialmente llena, comenzamos por hallar su radio hidráulico (R), que como es sabido se obtiene dividiendo el área de paso del líquido entre el perímetro de contacto. Pero el área interior del tubo es $3.1416 D^2/4$, y como el agua ocupa únicamente la enésima parte, el área de paso es $3.1416 D^2/4N$, en tanto que el perímetro de contacto es el del interior del tubo, o sea $3.1416 D$ por lo que el radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4 N} \quad (2)$$

Hay que considerar, por otra parte, la pendiente hidráulica (S), la cual se obtiene dividiendo la diferencia de nivel entre la longitud del tubo, y como para un tubo vertical ambas son iguales, la pendiente hidráulica es: $S = 100$ al aplicar la fórmula de Manning:

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

Que da la velocidad (V) del agua, en metros por segundo, en función del coeficiente de rugosidad (n) del tubo, del radio hidráulico (R) en metros y la pendiente hidráulica (S), se tiene que, para el caso de bajadas pluviales, $n = 0.010$ y $S = 1.0$, por lo que:

$$V = 100 R^{2/3}$$

Y si el radio hidráulico se pone en milímetros, entonces la velocidad, en metros por segundo, con que baja el agua pluvial por un tubo vertical es:

$$V = (R \text{ mm})^{2/3} \quad (3)$$

Para una bajada de 10 cm de diámetro, llena a la cuarta parte.

En lo que se refiere a la intensidad de los aguaceros, es sabido que las lluvias de corta duración son las mas copiosas, y que los primeros minutos de una precipitación son los de mayor intensidad. Se da el caso, por ejemplo de que un aguacero de una hora tenga la cuarta parte de la intensidad de uno de los cinco minutos de duración., pero como el agua que corre por los albañales de un predio tarda menos de cinco minutos en recorrerlos, siempre hay que tomar como base el promedio de las intensidades máximas anuales de los aguaceros de cinco minutos en la localidad de que se trate.

Para el caso de edificios, hay que tomar en cuenta el agua pluvial que escurre de una fachada considerando que la lluvia cae con una inclinación de 30° respecto de la vertical, por lo cual el agua captada es la mitad de la que captaría una azotea - igual en superficie que la fachada, ya que el seno de 30° vale 0.50.

El artículo 27 del Reglamento de Ingeniería Sanitaria relativo a edificios prescribe que " Por cada 100 m^2 de azotea o de proyección horizontal en techos inclinados, se instalará por lo menos un tubo de bajada pluvial de 7.5 cm de diámetro o uno de área equivalente al tubo circular ya especificado ".

Para desaguar marquesinas, se permitirá instalar bajadas pluviales con diámetro mínimo de 5 cm o de un área equivalente, - para superficies hasta de 25 m^2 como máximo.

Según el reglamento, un tubo de bajada de 75 mm de diámetro -- puede desaguar 100 m^2 de azotea, o sea que debe conducir un -- gasto de 4.167 litros por segundo en un aguacero de 150 mm/h, - de intensidad, ya que el agua llovería en esa área a razón de $150 \times 100 = 15,000$ litros en 3,600 segundos que tiene la hora-

el radio hidráulico, según la ecuación es:

$$R_{\text{mm}} = \frac{100 \text{ mm}}{4 \times 4} = 6.25 \text{ mm y por consiguiente:}$$

$$V = 6.25^{2/3} = 3.393 \text{ m/s}$$

Con esta velocidad y el área de paso del agua, que es:

$$\frac{3.1416 D^2}{4 \times 4} = \frac{3.1416 \times 10^2}{16} = 19.635 \text{ cm}^2$$

Obtenemos el gasto:

$$Q = 33.93 \frac{\text{dm}}{\text{s}} \times 0.19635 \text{ dm}^2 = 6.662 \text{ L/s}$$

Veamos ahora, qué superficie de azotea aportará 6.662 litros por segundo, para lo cual hay que considerar la intensidad de la precipitación pluvial en aguaceros de cinco minutos de duración, intensidad que, a falta de mejores datos, se estima en -- 100 mm/h, o sea que la lluvia cae a razón de 100 litros por hora en cada metro cuadrado, por lo que en 36 m^2 caerá un litro por segundo y entonces la bajada de 10 cm podría desaguar:

$$6.662 \times 36 = 240 \text{ m}^2 \text{ de azotea}$$

Sin embargo, hay lugares como la ciudad de México, en los que se presenten aguaceros mucho mas intensos. En el Distrito Federal han llegado a registrarse hasta 20 mm en 5 minutos, o sea -- 240 mm/h, pero el promedio de los aguaceros máximos anuales es cercano a los 150 mm/h. Tomando como base de cálculo esta última intensidad para el Distrito Federal, cada 24 m^2 de azotea -- aportan un litro por segundo y entonces la bajada de 10 cm puede desaguar llena a la cuarta parte.

$$6.66 \times 24 = 160 \text{ m}^2 \text{ de azotea}$$

12

De igual manera se ve que un tubo de 50 mm para 25 m² de azotea deberá desaguar:

$$150 \times 25/3,600 = 1.042 \text{ L/s bajo una lluvia de } 150 \text{ mm/h}$$

Ahora bien, si se tiene en cuenta las ecuaciones (2) y (3) a la vez que el área del anillo de agua en la bajada, que es la enésima parte de la sección del tubo, o sea:

$$A = \frac{3.1416 D^2}{4 N} \quad (4)$$

Puede deducirse que el gasto (Q) de una bajada, en litros -- por segundo, poniendo el diámetro en milímetros es:

$$Q = \frac{3.1416 D^{8/3} \text{ mm}}{(4N)^{5/3} \times 10^3} \quad (5)$$

y de la (5) se puede encontrar que fracción de la sección -- del tubo está ocupada por el agua, obteniéndose que:

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1/8} Q^{0.6}}{3.1416^{0.6} D^{1.6} \text{ mm}} \quad (6)$$

Al aplicar la ecuación (6) a las bajadas de 75 mm y 50 mm -- mencionadas en el reglamento, resulta que en aguaceros de 150-mm/h, y descargando 100 y 25 m² de azotea, respectivamente la bajada de 75 mm estará ocupada en su fracción:

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1.8} \times 4.167^{0.6}}{3.1416^{0.6} \times 75^{1.6}} = 0.29891$$

es decir, el 24.9 % o sea la cuarta parte, aproximadamente.

En igual forma se puede saber que durante el peor aguacero, de

240 mm/h de intensidad, la bajada de 75 mm con 100 m² de azotea se llenará en un 39.6 % y la de 50 mm con 25 m² de área desaguada, bajará al 33.0 %.

Se ve que la bajada de 50 mm para 25 m² de azotea tiene la capacidad adecuada, ya que con la precipitación media máxima anual en el Distrito Federal trabaja llena a la cuarta parte, y bajo el peor aguacero se llena a la tercera parte, en cambio, la de 75 mm para 100 m² de azotea está sobrecargada proporcionalmente un 20 %, puesto que en vez de llenarse el 25 % con el aguacero medio máximo, se llena casi el 30 % y bajo la peor precipitación, en vez de llenarse al 25 % se llena casi al 40 %.

Por lo anterior se llega a la conclusión de que una bajada pluvial dimensionada para recibir el aguacero medio máximo de la localidad, llenándose a la cuarta parte, podrá recibir el peor aguacero, llenándose a la tercer parte, si la peor precipitación es un 60 % mas intensa que la media máxima anual, como es el caso en el Distrito Federal, con 240 mm/h del peor aguacero, que es un 60 % mas intenso en comparación con los 150 mm/h de intensidad media.

Conviene aclarar, de paso, que una bajada pluvial llena a la cuarta parte, conectada a una punta de albañal del mismo diámetro y a 2 % de pendiente hace que la punta del albañal se llene totalmente, como se comprobará al tratar acerca de albañales. A la luz de ésta aclaración y de la conclusión que la precede, podremos darnos cuenta de cómo trabajan las bajadas pluviales señaladas en la norma ASA A 40.8 (American Standard National Plumbing Code o Norma Nacional Reglamentaria para Plomería en los E.E.U.U.) expedida por la Asociación Norteamericana de Normas (American Standards Association) en 1956. En esta norma, todas las bajadas tienen asignadas superficies de azotea proporcionales a su capacidad respectiva e inversamente proporcionales a la intensidad de la lluvia. Así por ejemplo, una bajada de 4 " (101.6 mm) pueda desaguar, según la norma norteamericana, una superficie de 285 m² (3,070 pies cuadrados) con una -

intensidad de lluvia de 152.4 milímetros por hora (6 pulgadas por hora), 6 427 m² (4,600 pies cuadrados) con 101.6 mm/h - (4 pulgadas por hora).

En estas condiciones la bajada debe conducir un gasto de 12 litros por segundo y se llena al 35 %; pero con el aguacero 60 % mas intenso, la bajada se llena al 46 %, excediendo en mucho - del 25 % y el 33 % recomendable. Igual ocurre con una bajada de 2 " (50.8 mm) la que, según el artículo 13.6.1 de la norma americana, puede desaguar 44.59 m² (480 pies cuadrados) - bajo una lluvia de 152.4 mm/h (6" por hora). En efecto, como 6" equivalen a medio pie, la bajada recibe un caudal de - - 480 x 0.5 = 420 pies cúbicos por hora, o sea 1/15 de pié cúbico por segundo, como el pié mide 3.048 decímetros, un pié cúbico tiene 3.048³ = 28.317 litros, por lo que el gasto de la bajada es de 28.317/15 = 1.888 litros por segundo y el agua ocupará en la bajada según la ecuación (6) la fracción.

$$\frac{1}{N} = \frac{4 \times 10^{1.8} \times 1.888^{0.6}}{3.1416^{0.6} \times 50.8^{1.6}} = 0.3467 = 35 \%$$

y con aguaceros 1.6 veces más intensos.

$$\frac{1}{N} = 0.3467 \times 1.6^{0.6} = 0.45966 = 46 \%$$

Por lo que respecta al empleo de bajadas cuadradas o rectangulares, en sustitución de las redondas, hay discrepancia entre el Reglamento de Ingeniería Sanitaria Relativo a Edificos y la Norma Norteamericana para plomería, pues en tanto que nuestro reglamento pide que las bajadas rectangulares tengan la misma área de sección que la redonda, la norma americana indica que el diámetro del círculo inscrito en la rectangular es el de la bajada redonda equivalente. Ambas equivalencias son falsas, -

ya que un conductor rectangular de lados (a) y (b) y con -
 área igual a la de un tubo redondo tiene un radio hidráulico -
 menor que el redondo, puesto que el perímetro de contacto del-
 rectangular es 2 (a + b), mayor que el perímetro (3.1416 D)
 del circular. Así por ejemplo una sección rectangular de 6 cm
 x 13 cm es aproximadamente igual a la de un tubo de 10 cm. La
 sección rectangular es 6 x 13 = 78 cm² y la del redondo 3.1416
 x 10^{2/4} = 78.54 cm², pero el radio hidráulico del primero es -
 78/2 (6 + 13) = 78/38 = 2.052 cm si va lleno, ó 20.52/4 = --
 5.13 si el agua ocupa la cuarta parte, en tanto que el radio -
 hidráulico del tubo lleno a la cuarta parte es 100 mm/4 x 4 =
 6.25 mm, y por lo consiguiente el agua correrá mas aprisa por-
 el redondo que por el rectangular, dando mayor velocidad en la
 proporción de (6.25/5.13)^{2/3} = 1.14 y mayor gasto en la pro-
 porción 78.54 x 1.14/78 = 1.15 o sea un 15 % mas del caudal en
 la bajada redonda que en la rectangular de igual área aproxima-
 damente.

En cuanto al criterio americano, consistente en tomar como - -
 equivalente el diámetro del círculo inscrito en un conducto --
 rectangular, es absurdo, puesto que lo mismo se puede inscri--
 bir un círculo de 10 cm en un ducto de 10 cm x 10 cm, que en -
 uno de 10 cm x 20 cm, o de 10 cm x 30 cm.

El verdadero diámetro equivalente de un tubo a igualdad de ca-
 pacidad que un conducto rectangular de lados (a) y (b) es:

$$D_e = \frac{2 (ab)^{0.625}}{3.1416^{0.375} (a + b)^{0.25}} = 1.3 \frac{(ab)^{0.625}}{(a+b)^{0.25}}$$

y en esas condiciones una bajada de 4 cm x 25 cm conduce la --
 misma cantidad de agua que un tubo de 10 cm de diámetro ya que

$$D_e = 1.3 \frac{(4 \times 25)^{0.625}}{(4 + 25)^{0.25}} = 1.3 \frac{100^{0.625}}{29^{0.25}} = 9.977 \text{ cm}$$

o sean 10 cm con diferencia de menos de 1/4 de milímetro.

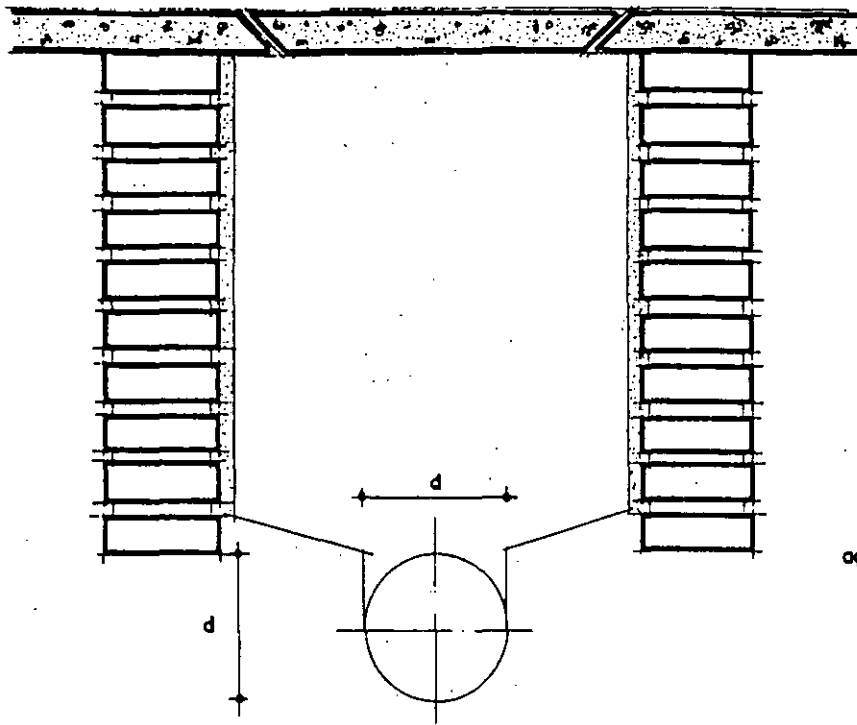
Lo práctico es sustituir una bajada en la que el área de la sección (ab) sea igual a la de un cuadro circunscrito al círculo, o sea que:

$$a b = D^2 \quad (8)$$

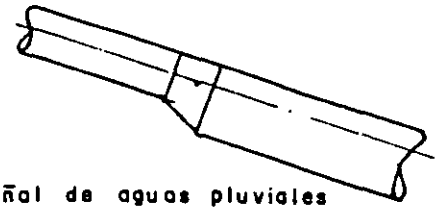
y entonces:

$$b = \frac{D^2}{a}$$

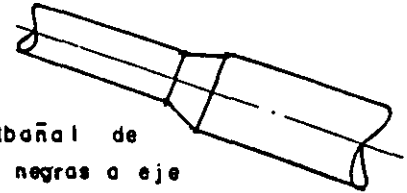
De modo que una bajada de 4 x 14 cm = 56 cm² puede sustituirse a una redonda de 7.5, pues 7.5 x 7.5 = 56.25 cm², o una de - - 5 x 20 cm suple a una de 10 cm de diámetro, porque 5 x 20 = = 10 x 10.



**CAMBIO DE DIAMETRO
EN ALBAÑALES**



Albañal de aguas pluviales
o clave superior



Albañal de
aguas negras o eje

**FIG. 37 REGISTRO DE
ALBAÑAL**

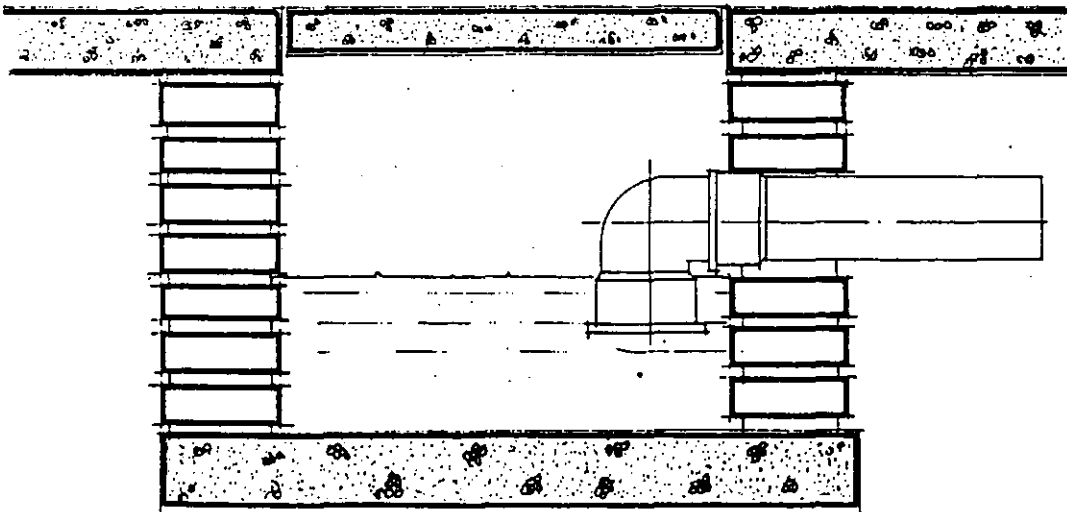


FIG. 38 OBTURACION HIDRAULICA EN REGISTROS

**DIAMETROS MINIMOS RECOMENDADOS EN LOS DESAGÜES Y CARGAS DE
DIFERENTES MUEBLES SANITARIOS**

TIPOS DE MUEBLE SANITARIO	DESAGÜE MINIMO	UNIDAD DE DESAGÜE
BAÑO CON EXCUSADO DE FLUXOMETRO LAVABO Y TINA O REGADERA	75 mm.	8 Ud.
BANO CON EXCUSADO DE TANQUE LAVABO Y TINA O REGADERA	75 mm.	6 Ud.
BEBEDERO	25	0.5
BIDET	(SUPUESTO) 40 mm.	3
COLADERA DE PISO EN BAÑO O SANITARIO	50	1
EXCUSADO DE TANQUE	75	4
EXCUSADO DE FLUXOMETRO	75	8
FREGADERO DOMESTICO	40	2
FREGADERO DOMESTICO CON TRITURADOR	40	3
FREGADERO PARA OLLAS Y TRASTOS	40	4
LAVABO CON TAPON CHICO	32	1
LAVABO CON TAPON GRANDE	40	2
LAVABOS CORRIDOS MULTIPLES POR CADA JUEGO DE LLAVES (SUPUESTO)	40	2
LAVABO DENTAL	32	1
LAVABO PARA CIRUJANOS	40	2
LAVABO PARA PELUQUERIA O SALON DE BELLEZA	40	2
LAVADORA DE PLATOS DOMESTICA	40	2
LAVADERO CON PILETA	32	1
REGADERA DOMESTICA	50	2
TINA CON O SIN REGADERA CON DESAGÜE DE	40	2
URINARIO DE COLGAR	50	3
" CORRIDO POR CADA 60 cm. [SUP.]	40	2
" DE ASEO	75	3

TABLA 14

Tipo de mueble sanitario	Desagüe mínimo	Unidad de desagüe
Desagüe no clasificados de:	32	1
" " " " :		2
" " " " :	50	3
" " " " :	60	4
" " " " :	75	5
" " " " :	100	6

Tabla No 15

CAPACIDAD MAXIMA (en unidades de desagüe)
PARA RAMALES HORIZONTALES DE DESAGUE
DE MUEBLES SANITARIOS.

DIAMETRO DE RAMAL	MUEBLES DE UNA MISMA PLANTA	MUEBLES DIRECTOS AL ALBAÑAL
1 ¹ / ₄ " 32mm	1ud	1ud
1 ¹ / ₂ " 40mm	2	3
2" 50mm	6	6
2 ¹ / ₂ " 60mm	9	12
3" 75	16	20
4" 100	90	160
5" 125	200	360
6" 150	300	620
8" 200	600	1400
10" 250	1000	2500
12" 300	1500	3900
15" 375		7000

Tabla No.16 CAPACIDAD MAXIMA (Ud) PARA ALBAÑALES Y RAMALES DE ALBAÑAL PARA DIVERSAS PENDIENTES

DIAMETRO	0.5 %.	1 %.	2 %.	4 %.
1 ¹ / ₄ " 32 mm			1 Ud	1 Ud.
1 ¹ / ₂ " 40			3	3
2" 50			21	26
2 ¹ / ₂ " 60			24	31
3" 75		20 Ud	27	36
4" 100		180	216	260
5" 125		390	480	575
6" 150		700	840	1000
8" 200	1400 Ud	1600	1920	2300
10" 250	2500	2900	3500	4200
12" 300	3900	4600	5600	6700
15" 375	7000	8300	10000	12000

Tabla No 17 CAPACIDAD TOTAL MAXIMA DE COLUMNAS
DE DESAGUE (en Ud).

DIAMETRO	CON DESAGUE EN 3 NIVELES	CON DESAGUE + EN 3 NIVELES
32mm 1 $\frac{1}{4}$ "	2 Ud	2 Ud
40mm 1 $\frac{1}{2}$ "	4	8
50mm 2"	10	24
60 2 $\frac{1}{2}$ "	20	42
75 3"	30	60
100 4"	240	500
125 5"	540	1100
150 6"	960	1900
200 8"	2200	3600
250 10"	3800	5600
300 12"	6000	8400

Tabla No. 22

TABLA DE CAPACIDADES DE LAS
COLUMNAS DE DOBLE VENTILACION

COLUMNA DESAGÜE Ø	Ud CONECT	C.D.V. Ø 32	C.D.V. Ø 40	C.D.V. Ø 50	C.D.V. Ø 60	C.D.V. Ø 75	C.D.V. Ø 100	C.D.V. Ø 125	C.D.V. Ø 150	C.D.V. Ø 200
32 mm.	2 Ud.	3 Pisos	—	—	—	—	—	—	—	—
40	8	5 "	15 p.	—	—	—	—	—	—	—
50	10	3 "	10 p.	—	—	—	—	—	—	—
50	12	3 "	7 "	20 p.	—	—	—	—	—	—
50	20	2 "	5 "	15 "	—	—	—	—	—	—
50	42	—	3 "	10 "	30 p.	—	—	—	—	—
75	10	—	3 "	10 "	20 "	60 p.	—	—	—	—
75	30	—	—	6 "	20 "	50 "	—	—	—	—
75	60	—	—	5 "	8 "	40 "	—	—	—	—
100	100	—	—	3 "	10 "	26 "	100 p.	—	—	—
100	200	—	—	3 "	9 "	25 "	90 "	—	—	—
100	500	—	—	2 "	7 "	18 "	70 "	—	—	—
125	1100	—	—	—	2 "	5 "	20 "	70 p.	—	—
150	350	—	—	—	2 "	5 "	20 "	40 "	130 p.	—
150	1900	—	—	—	—	2 "	7 "	20 "	70 "	—
200	600	—	—	—	—	—	5 "	15 "	50 "	130 p.
200	3600	—	—	—	—	—	2 "	6 "	25 "	80 "
250	1000	—	—	—	—	—	—	7 "	12 "	100 "
250	5600	—	—	—	—	—	—	2 "	6 "	25 "

INTENSIDAD MAXIMA DE LOS PRIMEROS CINCO MINUTOS DE AGUACERO EN LA CIUDAD DE MEXICO DURANTE LOS ULTIMOS 49 AÑOS, EXPRESADA EN mm/h

1923	103.2	1935	120.0	1947	147.6	1959	240.0
1925	108.0	1937	169.2	1949	120.0	1961	90.0
1926	121.2	1938	126.0	1950	156.0	1962	132.0
1927	117.6	1939	124.8	1951	120.0	1963	108.0
1928	204.0	1940	108.0	1952	114.0	1964	162.0
1929	126.0	1941	102.0	1953	150.0	1965	199.5
1930	96.0	1942	120.0	1954	132.0	1966	120.0
1931	128.4	1943	123.6	1955	186.0	1967	150.0
1932	132.0	1944	144.0	1956	120.0	1968	255.6
1933	122.4	1945	138.0	1957	120.0	1960	120.0
1934	100.8	1946	211.2	1958	96.0	1970	126.0

Hasta el 23 de julio 1971 174.0

INTENSIDAD MAXIMA DE AGUACEROS DE DIVERSAS DURACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO, DURANTE UN PERIODO DE 16 AÑOS EXPRESADA EN mm/h

AÑO	5 min.	10 min.	30 min.	60 min.	l/m ² en 24 horas
1948	240.0	124.8	60.0	38.5	41.0
1949	120.0	93.0	33.0	18.5	26.7
1950	156.0	126.0	47.0	43.3	80.6
1951	120.0	105.0	55.0	35.2	46.3
1952	114.0	60.0	40.0	26.6	31.1
1953	150.0	93.0	45.0	26.8	34.3
1954	132.0	102.0	39.8	23.0	41.1
1955	186.0	120.0	59.0	57.0	66.4
1956	120.0	90.0	51.0	26.3	30.4
1957	120.0	60.0	35.0	26.9	27.9
1958	96.0	75.0	51.4	26.7	39.5
1959	240.0	169.2	66.0	33.6	36.2
1960	102.0	96.0	58.8	40.2	47.8
1961	90.0	88.8	57.2	31.5	40.9
1962	132.0	90.0	56.8	38.2	53.5
1963	108.0	102.0	50.8	26.0	45.7
Promedio	139	98	50	32	44

SUPERFICIES DESAGUADAS POR BAJADAS PLUVIALES

LLENAS A LA CUARTA PARTE

DIAMETRO DE LA BAJADA	INTENSIDAD MAXIMA CONSIDERADA EN EL LUGAR PARA AGUACEROS DE 5 MINUTOS				
	75 mm/h	100 mm/h	125 mm/h	150 mm/h	200 mm/h
50 mm	50 m ²	38 m ²	30 m ²	25 m ²	19 m ²
63	91	68	55	46	34
75	148	111	89	74	56
100	320	240	192	160	120
125	580	435	348	290	217
150	943	707	566	471	354
200	2030	1523	1218	1015	761

NOTA.- La capacidad de las bajadas, llenas a la tercera parte de su sección transversal, se obtiene multiplicando las superficies de la tabla por 1.6152.

DESAGUES A TUBO LLENO Y AL 1 % DE PENDIENTE

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/s	GASTO EN L/s	SUPERFICIE DESAGUADA EN m ²	
			a 150 mm/h	a 100 mm/h
100	0.570	4.477	107	161
150	0.747	13.199	417	475
200	0.905	28.425	682	1 023
250	1.050	51.539	1 237	1 855
300	1.186	83.807	2 011	3 017
375	1.376	151.95	3 647	5 470
450	1.554	247.09	5 930	8 895
600	1.882	532.14	12 771	19 157
750	2.184	964.84	23 156	34 734
900	2.466	1569.9	37 654	56 482
1050	2.733	2366.6	56 799	85 199
1200	2.968	3378.9	81 094	121 640
1500	3.467	6126.4	147 032	220 549

NOTA.- Para otras pendientes, los valores de velocidad y gasto se obtienen multiplicando estos datos por la raíz cuadrada de la pend.

ELIMINACION DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
POR BOMBEO

Cuando los albañales de los edificios no pueden descargar a los colectores del servicio público por estar más abajo de éstos, hay necesidad de utilizar cárcamos con bombas especiales para aguas negras o sucias, para desalojarlas con rapidez.

Los cárcamos de aguas negras deben calcularse en tal forma que nunca mantengan por más de 24 horas el líquido con materia orgánica, ya que después de este tiempo, se presenta la fermentación activada del producto.

Los cárcamos de aguas pluviales normalmente son de capacidad muy grande que resultan antieconómicos, ya que hay que almacenar no menos de 50 L por cada m² de área de captación.

Las bombas pueden ser:

- a).- De cárcamo húmedo.- Cuando los impulsores de la bomba se encuentran dentro del cárcamo teniendo motores normales fuera de él.
- b).- De cárcamo seco.- Cuando las bombas se encuentran fuera del cárcamo.
- c).- Bombas sumergibles.- Cuando tanto la bomba como el motor se encuentran dentro del líquido.
- d).- Eyectores por aire comprimido.- En todos los casos de esferas de los impulsores debe ser mínimo de 75 mm.

Siempre se ponen dos bombas por cárcamo, para evitar que la falta de una pueda suspender el funcionamiento del edificio.

Las operaciones de automatizar el funcionamiento de las bombas se hace por medio de flotadores eléctricos a prueba de explosión, dado los gases que pueden formarse dentro del cárcamo (metano).

Los cárcamos por lo tanto, deben tener un tubo de ventilación que permita la salida de dichos gases, tubo que puede conectarse al sistema de doble ventilación del edificio (normalmente 100 mm de diámetro).

ELIMINACION DE AGUAS NEGRAS POR FOSA SEPTICA

En los casos de que no hay servicio municipal de drenaje, hay que tratar las aguas negras por medio de fosas sépticas o por algún otro proceso de digestión.

La digestión tiene por objeto desdoblar las moléculas complejas en moléculas sencillas como nitritos, nitratos y otras, con desprendimientos de gases que pueden ser metano, anhídrido sulfuroso y otros. Es esta situación, no es posible combinar el agua pluvial con el agua negra y así mismo deberán separarse las aguas servidas que no deberán pasar por la fosa séptica.

Las fosas sépticas tienen tres cámaras: La primera donde se recibe el producto en la sedimentación, la segunda la de fermentación donde las bacterias anaerobias destruyen el producto y

por último la cámara de oxigenación en donde mueren las bacterias anaerobias y actúan aerobias.

El agua que ha pasado por la fosa séptica debe descargarse a un pozo de absorción o a lechos de drenes, donde se filtrará a la tierra. A estos pozos de absorción deben concurrir también las aguas servidas de otros muebles sanitarios. (ver figuras)

Antes de proceder a iniciar una construcción en estas condiciones, hay que cerciorarse de la posibilidad de eliminar las aguas negras por este método simple, ya que de lo contrario habrá que recurrir a la instalación de verdaderas plantas de tratamiento de aguas negras, sumamente costosas y especializadas.

ESPECIFICACION PARA CONSTRUCCIONES DE DRENES

Consistirán en canalizaciones realizadas con tubería de 100 mm de diámetro, propia para dren, es decir, con perforaciones en su lecho interior. Los tubos se conectarán sin poner material en sus campanas, en zanjás a una profundidad de 45 cm bajo el nivel de piso terminado.

Las juntas por la parte superior, se cubrirán con papel alquitranado de 15 cm de ancho, dejándose abiertas por su parte inferior.

La pendiente será de 1:250 para conseguir que el agua se infiltre en la tierra. Si la tierra es francamente absorbente, se harán zanjás más profundas, las cuáles se rellenarán con material graduado, es decir al principio con grano grueso y a medida que va subiendo el material será de grano más fino hasta llegar a una mezcla de arena y arcilla suelta hasta llegar al nivel del terreno.

La capacidad de los drenes deberá calcularse teniendo en cuenta que para tubería de 100 mm de diámetro el volumen en litros por metro lineal será de 8.10 y para 150 mm de 18.20 L por metro lineal.

Los ensayos de filtración del terreno, se harán haciendo perforaciones de 30 x 30 cm a la profundidad de instalación de los drenes y para los pozos de absorción de la mitad de la profundidad calculada. los hoyos se llenarán con agua con un tirante de 15 cm y se anotará el tiempo que tardará el nivel en - - - descender 2.5 cm los caudales admisibles y las longitudes calculadas en la siguiente forma son:

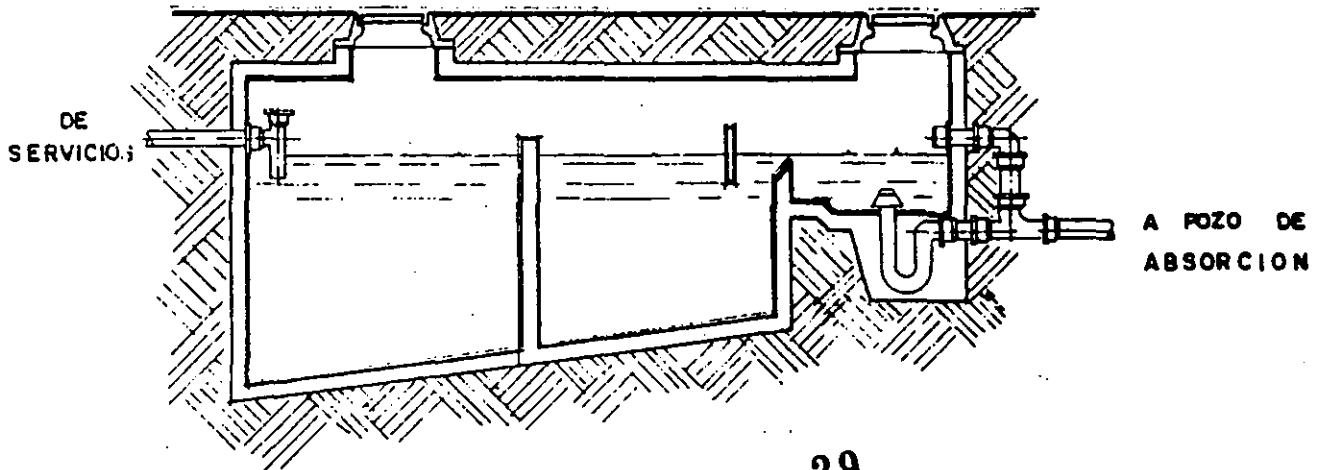
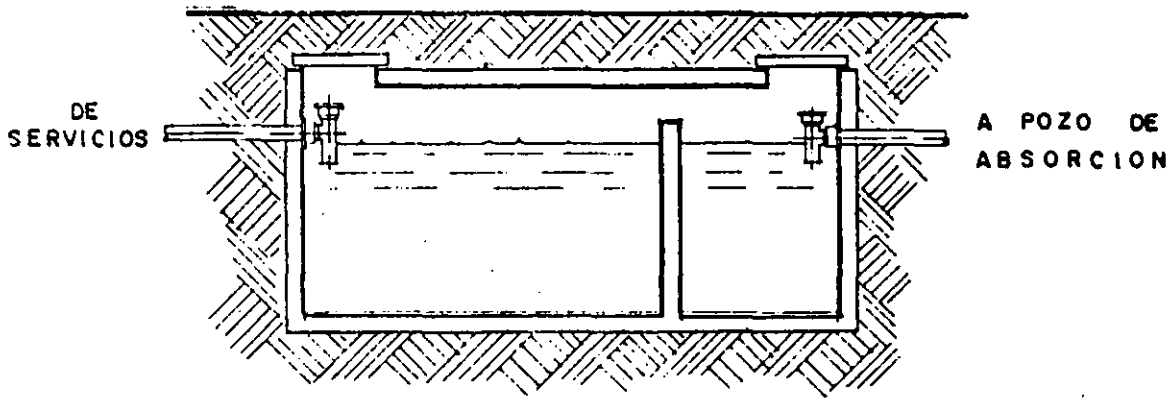
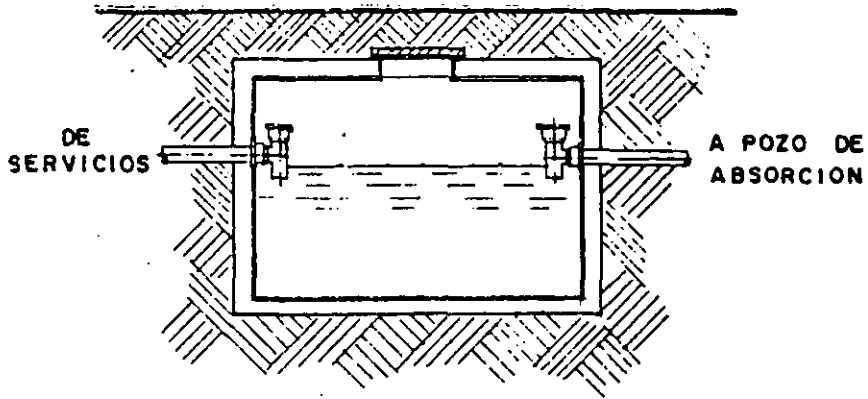
TIEMPO QUE TARDE EL AGUA EN DESCENDER 2.5 cm en minutos	CAUDAL EN ZANJAS DE DRENAJE L x m lineal	CAUDAL EN POZOS DE ABSORCION L x m ²
---	--	---

1	50	215
2	40	175
10	20	95
50	10	45
60	8	30

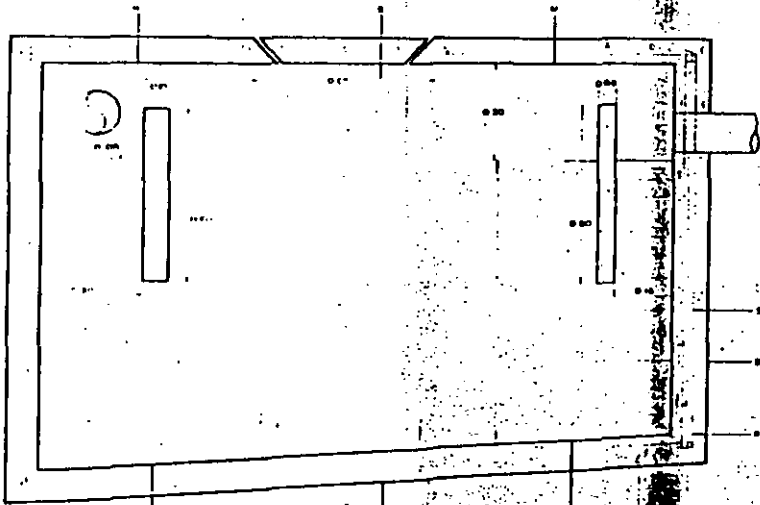
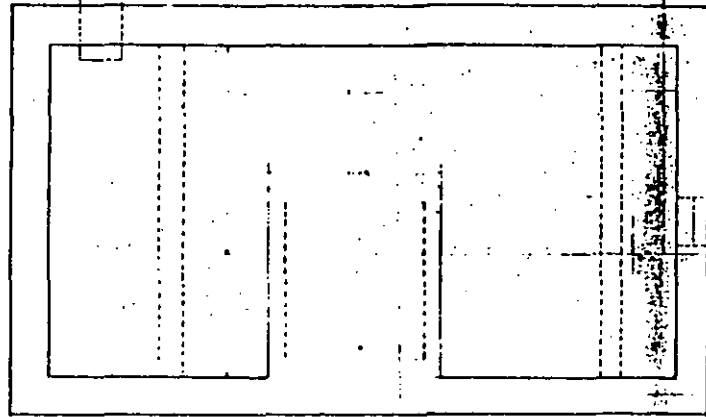
ELECCION DE DRENES O POZO DE ABSORCION.- Si el suelo es poroso y la cantidad de líquidos es relativamente reducida, lo más indicado es el pozo absorbente. Para terrenos no porosos, se empleará la red de renos en zanjás de 45 cm de profundidad. Para los terrenos impermeables lo más acertado es formar la red de colectores en zanjás profundas con filtro de arena y distribuidores transversales encima de aquellos.

La corriente de los ramales debe ser muy lenta para que la salida del agua pueda efectuarse adecuadamente. Por lo tanto el campo de drenaje debe tener poca pendiente y en caso de que esta pendiente sea excesiva, las filas de drenes se pondrán perpendicularmente a la pendiente.

DIFERENTES TIPOS DE FOSAS SEPTICAS



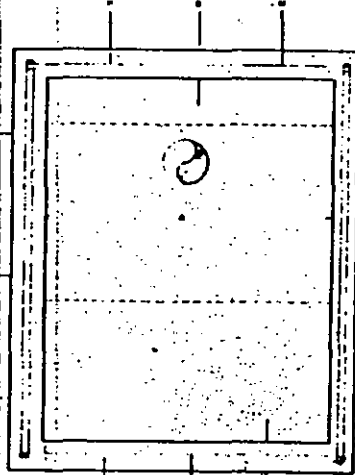
PLANTA



CORTE LONGITUDINAL

CUADRO ESTRUCTURAL

TANQUE	LARGO EN M.			ANCHO EN M.			VOLUMEN EN M ³			CAPACIDAD EN PERSONAS				
	A	B	C	A	B	C	V ₁	V ₂	V ₃	N ₁	N ₂	N ₃		
1	40	18	15	15	25	15	22	80	34	3	3/8	24	30	
2	40	18	20	20	6	31	21	175	150	8	3/8	315	30	
3	10	20	20	25	8	60	60	105	130	8	3/8	68	30	
4	15	20	25	30	20	104	11	172	67	58	8	3/8	50	30
5	18	25	30	35	30	156	16	280	7	85	11	3/8	67	30



CORTE TRANSVERSAL

TANQUE N.	NUM. DE PERSONAS	CAPACIDAD DE LA FOSA	DIMENSIONES			
			A	B	C	D
1	10	1.802 m	0.85	1.98	0.90	1.26
2	15	2.860	1.00	2.23	1.00	1.37
3	20	3.083	1.10	2.48	1.10	1.47
4	25	4.348	1.15	2.72	1.20	1.58
5	30	5.400	1.25	2.88	1.25	1.64
6	40	6.912	1.33	3.30	1.33	1.75
7	60	7.780	1.45	3.87	1.45	1.88
8	80	10.218	1.50	3.87	1.58	1.97
9	90	13.481	1.70	4.18	1.70	2.12
10	100	16.776	1.80	4.80	1.80	2.29
11	125	20.628	1.85	4.81	2.00	2.42
12	150	24.780	2.10	4.98	2.15	2.58
13	175	28.808	2.20	5.30	2.25	2.71
14	200	33.120	2.30	5.67	2.30	2.77
15	225	37.128	2.40	5.88	2.40	2.87
16	250	41.100	2.50	6.00	2.50	2.98
17	300	48.263	2.68	6.44	2.68	3.16

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA
 MUNICIPALIDAD DE MICHIGUAYEN
 DEPARTAMENTO DE SALUBRIDAD

FOSA SEPTICA TIPO
 PARA DIFERENTES CAPACIDADES

VELOCIDAD FINAL DE CAIDA EN DESAGUES VERTICALES

En el caso de las edificaciones altas, se llegó a tener una creencia errónea con relación al comportamiento del agua en las tuberías verticales de bajadas.

En efecto, se llegó a considerar que el líquido (y los sólidos en su arrastre) adquirirían grandes velocidades y causaban serios daños al codo inferior de la bajada por impacto.

El concepto que generó tal error fué el hecho de que se pensaba que el líquido bajaba por el tubo como una masa uniforme (el émbolo hidráulico) y no como es en la realidad, baja adherido a las paredes del tubo de bajada.

Hay que partir de que en general el gasto Q (m^3/s) se obtiene multiplicando la velocidad (v) del líquido en m/s por el área A (m^2) de paso del fluido, o sea $Q = v A$. Además hay que recordar que el radio hidráulico R (en metros) es el cociente de dividir el área de paso A entre el perímetro de contacto del líquido con el conducto, y si se considera un tubo vertical en el que el agua baja adherida a la circunferencia del tubo, resulta que el radio hidráulico es $R = A / D$; pero como $Q = v A$, entonces $A = Q/v$, de lo que resulta $R = A / Dv$.

Ahora bien, la pendiente hidráulica (s) de un tubo resulta de dividir la pérdida de carga, entre la longitud del tubo, y si éste es vertical, la pérdida de carga es la distancia descendida por el líquido, y ésta es igual a la longitud del tubo, por lo que $s = 1$

Al aplicar la fórmula de Manning para desagües, que es:

$$v = R^{2/3} s^{1/2} / n$$

Se tiene con:

$$S = 1, R = Q / \pi D v \text{ y } n = 0.010:$$

$$v = \frac{1}{0.010} \frac{Q}{\pi^{2/3} D^{2/3} v^{2/3}} \quad (\text{ m/s. })$$

de donde resulta que:

$$v^{5/3} = 100 \times \frac{Q^{2/3}}{\pi^{2/3} D^{2/3}}$$

y entonces:

$$v = 100^{3/5} Q^{2/5} / \pi^{2/5} D^{2/5}$$

o sea

$$v = 10 (Q / D)^{0.4} \quad \text{m/s}$$

y si el gasto se da en litros por segundo a la vez el diámetro en milímetros, porque tanto Q como D estarán expresadas por números 100 veces mayores que si el gasto estuviera en m³/s y el diámetro en metros.

Si se toma como ejemplo un tubo vertical de 100 mm de diámetro y con un gasto de 6.662 L/s. que es lo que da a la cuarta parte de lleno, - se tiene.

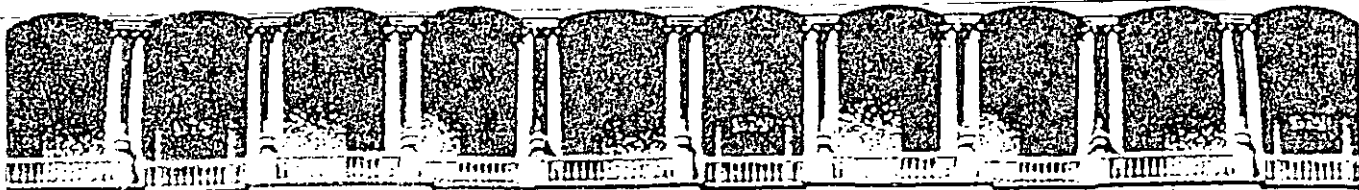
$$v = 10 \left(\frac{6.662}{100} \right)^{0.4} = 3.38 \text{ m/s aproximadamente}$$

Este resultado es muy aproximado al calculado directamente para tubo de 100 mm lleno a la cuarta parte.

En el caso de una bajada de 150 mm de diámetro, la velocidad final de caída cuando conduzca un gasto de 19 L/s, será:

$$v = 10 \left(\frac{19}{150} \right)^{0.4} = 4.38 \text{ m /s}$$

Que es la velocidad a la que el rozamiento del agua con el tubo es igual a la carga debida a la altura.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS
Y DE GAS PARA EDIFICIOS**

CAPITULO IV

SISTEMA PLUVIAL

MAYO 1994

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA U N A M

SISTEMA PLUVIAL

CALCULO DE COLECTORES PLUVIALES

Los colectores pluviales deberán ser capaces de desalojar el agua pluvial proveniente de los techos y las áreas pavimentadas de las edificaciones. Presentándose casos especiales en donde las áreas de aporte son considerables y los colectores pluviales desde su inicio hasta el cárcamo de tormenta, la descarga municipal o hasta las zonas de absorción, tienen una longitud mayor de 50 metros o donde existe poca pendiente o desnivel entre arrastre del último registro y la descarga.

Por lo general, los colectores secundarios y principales están dimensionados para la misma precipitación de diseño que las bajadas pluviales, olvidándose que la precipitación de diseño de las bajadas pluviales es la correspondiente a la media de las precipitaciones registradas en el sitio, ajustadas a las precipitaciones pluviales tabuladas de 25 en 25 mm en las tablas para el diseño, y como norma, calculadas a un cuarto ($1/4$) de su capacidad, con lo que se garantiza que con una precipitación máxima extraordinaria, éstas puedan desalojar sin problemas el agua de lluvia trabajando a un tercio ($1/3$) de su capacidad.

PERO, ¿QUE SUCEDE CON EL AGUA EXCEDENTE?

Por lo general, la problemática encontrada es el afloramiento de esas excedencias por las tapas de los registros, cosa que si se presenta en áreas pavimentadas, patios o estacionamientos no representa riesgo alguno, pero si esto ocurre en áreas interiores puede provocar daños de consideración al propietario o al usuario del mismo.

Cuando el afloramiento se presenta en áreas de tránsito peatonal o de estacionamientos, deberá tomarse en cuenta el nivel máximo

de agua de la zona a inundarse y el tiempo que la inundación pueda durar, y analizar con el arquitecto o el propietario dicho riesgo, en caso de que el colector o los colectores se diseñen para la misma precipitación que las bajadas pluviales.

Para resolver este problema, que se presenta frecuentemente en los centros comerciales, tiendas de autoservicio, bodegas, conjuntos habitacionales y conjuntos de edificaciones varias, nos dimos a la investigación mi padre, el Ing. Manuel A. De Anda y su servidor, para que mediante los resultados de la misma pudiéramos con seguridad y sin sobreinversión en la red de colectores pluviales, satisfacer este requerimiento de desalojo de las aguas pluviales.

Del análisis de la información de la SARH y UNAM, se encontró que las precipitaciones máximas extraordinarias registradas se presentan con una frecuencia que varía de los 30 a los 50 años. Que el promedio de las máximas arriba del promedio propuesto para el diseño de las bajadas pluviales es del 120 % de la precipitación de diseño propuesto y que con este incremento en el diseño de colectores podemos cubrir con seguridad las necesidades de desalojo de aguas pluviales en redes de menos de 300 metros de longitud dentro de costos razonables.

Para los colectores mayores proponemos la siguiente fórmula, así como los valores del factor de ajuste (k).

$$I = k * i$$

Donde:

- I = Precipitación de diseño
- k = Factor de ajuste
- i = Intensidad de diseño de las bajadas pluviales

PARA REDES Y COLECTORES CON LONGITUD MENOR DE 300 metros:

$$k = 1.2$$

PARA REDES CON LONGITUD ENTRE LOS 301 Y 1,500 metros:

$$k = \text{Raíz cuadrada de } 300/L \times 0.0001 L$$

donde:

L = Longitud del colector

$$k = \sqrt{\frac{300}{L}} * 0.0001 L$$

PARA REDES CON LONGITUD ENTRE LOS 1,500 Y LOS 3,000 metros:

k = Raíz cúbica de 300/L

donde:

L = Longitud del colector

$$k = \sqrt[3]{\frac{300}{L}}$$

PARA REDES CON LONGITUD MAYOR DE LOS 3,000 metros:

$$k = 0.45$$

De Anda y De Anda.

Copyright, Derechos de Autor (1988)

Esta información podrá ser usada siempre y cuando se mencione la fuente.

POZOS DE ABSORCION PARA AGUAS PLUVIALES

El crecimiento de las áreas urbanas ha provocado que las aguas pluviales se conduzcan fuera de las mismas, originando en las grandes concentraciones, problemas de conducción y desalojo, y falta de recarga en los acuíferos, en especial en cuencas cerradas como lo es la Ciudad de México, en donde además ésto provoca hundimientos generalizados dentro de la zona lacustre.

Por otro lado el manejo tradicional de las aguas pluviales en el país tanto en edificaciones como en las redes urbanas por medio de colectores y emisores además del gran costo que ellos tienen a provocado un desequilibrio en las aguas del subsuelo.

Es conveniente también hacer notar que en la actualidad en casi todas las ciudades del país se tienen graves problemas para el desalojo de las aguas pluviales, por el gran crecimiento de las manchas urbanas y por ende de las zonas pavimentadas, lo que hizo necesario en un principio, y para evitar inundaciones tanto en los predios como en las zonas urbanas, que se construyeran cárcamos de tormenta en los grandes predios, edificaciones mayores y en diversos sitios de las áreas urbanas las cuales sirven como tanques reguladores, al amanecer el agua de las precipitaciones máximas instantáneas y máximas extraordinarias.

Lo anterior resolvía parte del problema, pues disminuía el flujo hacia los colectores e incrementaba los costos de construcción, pero no resolvía el problema del desbalance hidráulico del subsuelo, el cual como todos sabemos, se recarga con la infiltración de las aguas de lluvia.

Dada la necesidad de recargar los acuíferos, se han expedido reglamentos que limitan por un lado, las áreas ocupadas por las edificaciones y las áreas pavimentadas dentro de los predios, al mismo tiempo que se exige la infiltración de aguas pluviales.

La infiltración de las aguas pluviales en predios y edificaciones, además de ser una exigencia normativa en la mayoría de los casos tratándose de predios de más de 1,000 m² es más económica que el desalojo fuera del predio, tomando en cuenta el costo del tanque de tormentas.

Para infiltrar el agua pluvial al subsuelo se deben hacer las exploraciones necesarias para conocer la estratigrafía del mismo en el sitio de la obra, para con estos datos realizar las pruebas de infiltración en los estratos más adecuados, siendo una práctica usual, el revisar los reportes de los sondeos estratigráficos que en toda construcción de importancia se hacen para determinar el tipo de cimentación.

Las pruebas de infiltración son sencillas y de sentido común, se requiere únicamente hacerlas en los estratos apropiados, los cuales deben tener capacidad filtrante, siendo éstos detectados por los porcentajes de arenas y gravas, y llevar los registros de tiempo y nivel dentro de los pozos de prueba, los cuales pueden ser a cielo abierto y excavados a mano cuando los estratos son semisuperficiales a menos de 5 metros, o con perforaciones de prueba a mayor profundidad.

También es usual en terrenos muy arcillosos, el solicitar que al hacerse el estudio de Mecánica de Suelos se haga un estudio piezométrico de los diferentes estratos, lo que nos indicará cuál estrato es el más adecuado.

Conociendo el terreno en el cual estamos ubicados, también necesitamos conocer la precipitación pluvial máxima horaria, la máxima horaria y la extraordinaria, a efecto de poder dimensionar adecuadamente la zona de captación e infiltración, ya que debemos tener capacidad de almacenamiento suficiente para la precipitación máxima extraordinaria (que por lo general es 1.6 veces la de diseño para bajadas pluviales, pudiéndose usar este criterio si no se conocen los datos del sitio), y las máximas horaria y diaria. Siendo esta última la que se debe considerar para determinar la capacidad de infiltración necesaria, la cual por permeable que sea el subsuelo es posible darla por los diferentes medios de infiltración como son las zanjas, las zonas filtrantes, los pozos someros profundos, siendo estos últimos la solución más costosa y la menos recomendable, aunque a veces exigida por las autoridades.

DISEÑO DE POZOS, ZONAS Y ZANJAS DE ABSORCION O INFILTRACION

Para el diseño de cualesquiera sistema de absorción de agua en el subsuelo se deberá seguir el siguiente procedimiento:

- 1.- Conocer la superficie a drenar.
- 2.- Conocer la precipitación máxima extraordinaria, o en su defecto usar el factor recomendado de 1.6 la precipitación de diseño para bajadas pluviales.
- 3.- Conocer la precipitación máxima diaria.
- 4.- Conocer la capacidad de infiltración diaria del subsuelo y la profundidad del estrato permeable o más permeable.
- 5.- Conocer la capacidad de infiltración horaria del subsuelo.

Si se diseñan zanjas o zonas de absorción, con material filtrante substitutivo del material natural se requiere conocer el porcentaje de vacíos del material, para dimensionar adecuadamente las zonas o zanjas.

FORMULA GENERAL PARA EL CALCULO DE ABSORCION

$$Cd = Aa \times PMd$$

Donde:

Cd = Capacidad de absorción del terreno en un día.
Aa = Area de aporte (techadas y pavimentadas)
PMd = Precipitación máxima diaria.

La capacidad de almacenamiento de agua se calculará de la siguiente forma:

- a) Primero se verificará el volumen a almacenar con la precipitación máxima horaria.

$$V = (Aa \times PMh) - Ch$$

En donde:

V = Volumen de agua a almacenar.
Aa = Area de aporte.
PMh = Precipitación máxima horaria (si no se conoce se debe se deberá usar 100 mm/h)
Ch = Capacidad de infiltración horaria.

- b) Revisar el volumen con la precipitación máxima diaria, si el coeficiente de infiltración es muy bajo, substituyendo en la fórmula "PMh" por "PMd" y "Ch" por "Cd".

- c) Si se cuenta con material filtrante el volumen real será:

$$Vr = V / vm$$

En donde:

Vr = Volumen real
V = Volumen de agua aportada
vm = Volumen de los vacíos del material

**FORMULA DE "MANNING" PARA CALCULO DE COLECTORES
PLUVIALES, MIXTOS Y DE AGUAS NEGRAS**

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

Donde:

- V = Velocidad del agua en m/seg
n = Coeficiente de rugosidad del tubo
R = Radio hidráulico en m
Radio hidráulico = Sección o área del tubo / perímetro interior
S = Pendiente en tanto por ciento

**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD A USARSE
EN LA FORMULA DE MANNING**

<u>MATERIAL</u>	<u>COEFICIENTE</u>
PVC	0.009
ASBESTO-CEMENTO	0.010
LAMINA GALVANIZADA	0.011
CONCRETO LISO	0.012
TUBOS DE ALBAÑAL DE CEMENTO	0.013
FIERRO FUNDIDO	0.013
CONCRETO ASPERO	0.016

**CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO PARA DESAGÜE PLUVIAL
PARA PRECIPITACIONES TIPO CALCULADAS CON MANNING N = 0.013**

* * * * * DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 1 % DE PENDIENTE * * * * *

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m ²					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.570	4.477	81	92	107	129	161	215
150	0.747	13.199	238	272	317	380	475	634
200	0.905	28.425	512	585	682	819	1,023	1,364
250	1.050	51.539	928	1,060	1,237	1,484	1,855	2,474
300	1.186	83.807	1,509	1,724	2,011	2,414	3,017	4,023
375	1.376	151.950	2,735	3,126	3,647	4,376	5,470	7,294
450	1.554	247.090	9,579	5,083	5,930	7,116	8,895	11,860
600	1.882	532.140	17,367	10,947	12,771	15,326	19,157	25,543
750	2.184	964.840	28,259	19,848	23,156	27,787	34,734	46,312
900	2.466	1569.920	42,599	32,295	37,678	45,214	56,517	75,356
1050	2.733	2366.630	60,821	48,685	56,799	68,159	85,199	113,598
1200	2.988	3378.920	60,821	69,509	81,094	97,313	121,641	162,188
1500	3.467	6126.380	110,275	126,028	147,033	176,440	220,550	294,066

* * * * * DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.9 % DE PENDIENTE * * * * *

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m ²					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.541	4.247	76	87	102	122	153	204
150	0.709	12.522	225	258	301	361	451	601
200	0.859	26.966	485	555	647	777	971	1,294
250	0.996	48.894	880	1,006	1,173	1,408	1,760	2,347
300	1.125	79.506	1,431	1,636	1,908	2,290	2,862	3,816
375	1.305	144.152	2,595	2,965	3,460	4,152	5,189	6,919
450	1.474	234.410	9,087	4,822	5,626	6,751	8,439	11,252
600	1.785	504.832	16,476	10,385	12,116	14,539	18,174	24,232
750	2.072	915.328	28,808	18,830	21,968	26,361	32,952	43,936
900	2.339	1489.357	40,413	30,638	35,745	42,893	53,617	71,489
1050	2.593	2245.182	57,699	46,187	53,884	64,661	80,827	107,769
1200	2.835	3205.525	57,699	65,942	76,933	92,319	115,399	153,865
1500	3.289	5811.994	104,616	119,561	139,488	167,385	209,232	278,976

CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO PARA DESAGÜE PLUVIAL

PARA PRECIPITACIONES TIPO CALCULADAS CON MANNING N = 0.013

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.8 % DE PENDIENTE *****

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.510	4.004	72	82	96	115	144	
150	0.668	11.806	212	243	283	340	425	567
200	0.809	25.424	458	523	610	732	915	1,220
250	0.939	46.098	830	948	1,106	1,328	1,660	2,213
300	1.061	74.959	1,349	1,542	1,799	2,159	2,699	3,598
375	1.231	135.908	2,446	2,796	3,262	3,914	4,893	6,524
450	1.390	221.004	8,567	4,546	5,304	6,365	7,956	10,608
600	1.683	475.960	15,534	9,791	11,423	13,708	17,135	22,846
750	1.953	862.979	25,275	17,753	20,711	24,854	31,067	41,423
900	2.206	1404.179	38,102	28,886	33,700	40,440	50,550	67,401
1050	2.444	2116.778	54,400	43,545	50,803	60,963	76,204	101,605
1200	2.673	3022.198	54,400	62,171	72,533	87,039	108,799	145,066
1500	3.101	5479.601	98,633	112,723	131,510	157,813	197,266	263,021

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.7 % DE PENDIENTE *****

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.477	3.746	67	77	90	108	135	180
150	0.625	11.043	199	227	265	318	398	530
200	0.757	23.782	428	489	571	685	856	1,142
250	0.878	43.121	776	887	1,035	1,242	1,552	2,070
300	0.992	70.118	1,262	1,442	1,683	2,019	2,524	3,366
375	1.151	127.130	2,288	2,615	3,051	3,661	4,577	6,102
450	1.300	206.730	8,014	4,253	4,962	5,954	7,442	9,923
600	1.575	445.220	14,530	9,159	10,605	12,822	16,028	21,371
750	1.827	807.243	23,643	16,606	19,374	23,249	29,061	38,748
900	2.063	1313.489	35,641	27,020	31,524	37,828	47,286	63,047
1050	2.287	1980.065	50,886	40,733	47,522	57,026	71,282	95,043
1200	2.500	2827.007	50,886	58,156	67,848	81,418	101,772	135,696
1500	2.901	5125.697	92,263	105,443	123,017	147,620	184,525	246,033

CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO PARA DESAGÜE PLUVIAL

PARA PRECIPITACIONES TIPO CALCULADAS CON MANNING N = 0.013

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.6 % DE PENDIENTE *****

DIAMETRO mm	VELOCIDAD		SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
	m/seg	l/seg	200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.442	3.468	62	71	83	100	125	166
150	0.579	10.224	184	210	245	294	368	491
200	0.701	22.018	396	453	528	634	793	1,057
250	0.813	39.922	719	821	958	1,150	1,437	1,916
300	0.919	64.917	1,168	1,335	1,558	1,870	2,337	3,116
375	1.066	117.700	2,119	2,421	2,825	3,390	4,237	5,650
450	1.204	191.395	7,419	3,937	4,593	5,512	6,890	9,187
600	1.458	412.194	13,453	8,479	9,893	11,871	14,839	19,785
750	1.692	747.362	21,889	15,374	17,937	21,524	26,905	35,873
900	1.910	1216.055	32,997	25,016	29,185	35,022	43,778	58,371
1050	2.117	1833.184	47,111	37,711	43,996	52,796	65,995	87,993
1200	2.314	2617.300	47,111	53,842	62,815	75,378	94,223	125,630
1500	2.686	4745.474	85,419	97,621	113,891	136,670	170,837	227,783

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.5 % DE PENDIENTE *****

DIAMETRO mm	VELOCIDAD		SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
	m/seg	l/seg	200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.403	3.166	57	65	76	91	114	152
150	0.528	9.333	168	192	224	269	336	448
200	0.640	20.100	362	413	482	579	724	965
250	0.742	36.444	656	750	875	1,050	1,312	1,749
300	0.839	59.260	1,067	1,219	1,422	1,707	2,133	2,845
375	0.973	107.445	1,934	2,210	2,579	3,094	3,868	5,157
450	1.099	174.719	6,773	3,594	4,193	5,032	6,290	8,387
600	1.331	376.280	12,280	7,741	9,031	10,837	13,546	18,061
750	1.544	682.245	19,982	14,035	16,374	19,649	24,561	32,748
900	1.744	1110.101	30,122	22,836	26,642	31,971	39,964	53,285
1050	1.933	1673.460	43,007	34,425	40,163	48,196	60,245	80,326
1200	2.113	2389.257	43,007	49,150	57,342	69,811	86,013	114,684
1500	2.452	4332.005	77,976	89,116	103,968	124,762	155,952	207,936

**CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO PARA DESAGÜE PLUVIAL
PARA PRECIPITACIONES TIPO CALCULADAS CON MANNING N = 0.013**

* * * * * DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.4 % DE PENDIENTE * * * * *

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.360	2.832	51	58	68	82	102	136
150	0.472	8.348	150	172	200	240	301	401
200	0.572	17.978	324	370	431	518	647	863
250	0.664	32.596	587	671	782	939	1,173	1,565
300	0.750	53.004	954	1,090	1,272	1,527	1,908	2,544
375	0.870	96.102	1,730	1,977	2,306	2,768	3,460	4,613
450	0.983	156.273	6,058	3,215	3,751	4,501	5,626	7,501
600	1.190	336.555	10,984	6,923	8,077	9,693	12,116	16,155
750	1.381	610.218	17,872	12,553	14,645	17,574	21,968	29,290
900	1.560	992.905	26,942	20,425	23,830	28,596	35,745	347,659
1050	1.729	1496.788	38,466	30,791	35,923	43,108	53,884	71,846
1200	1.890	2137.017	38,466	43,961	51,288	61,546	76,933	102,577
1500	2.193	3874.663	69,744	79,707	92,992	111,590	139,488	185,984

* * * * * DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.3 % DE PENDIENTE * * * * *

DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	SUPERFICIE DESAGUADA EN m2					
			200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h
100	0.312	2.452	44	50	59	71	88	118
150	0.409	7.229	130	149	174	208	260	347
200	0.496	15.569	280	320	374	448	560	747
250	0.575	28.229	508	581	677	813	1,016	1,355
300	0.650	45.903	826	944	1,102	1,322	1,653	2,203
375	0.754	83.226	1,498	1,712	1,997	2,397	2,996	3,995
450	0.851	135.337	5,246	2,784	3,248	3,898	4,872	6,496
600	1.031	291.465	9,512	5,996	6,995	8,394	10,493	19,990
750	1.196	528.465	15,478	10,871	12,683	15,220	19,025	25,366
900	1.351	859.881	23,333	17,689	20,637	24,765	30,956	41,274
1050	1.497	1296.257	33,313	26,666	31,110	37,332	46,665	62,220
1200	1.637	1850.711	33,313	38,072	44,417	53,300	66,626	88,834
1500	1.899	3355.557	60,400	69,029	80,533	96,640	120,800	161,067

CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE CONCRETO PARA DESAGÜE PLUVIAL
PARA PRECIPITACIONES TIPO CALCULADAS CON MANNING N = 0.013

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.2 % DE PENDIENTE *****

=====									
DIAMETRO	VELOCIDAD	GASTO	S U P E R F I C I E					D E S A G U A D A E N m2	
mm	m/seg	l/seg	200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h	
=====									
100	0.255	2.002	36	41	48	58	72	96	
150	0.334	5.903	106	121	142	170	212	283	
200	0.405	12.712	229	262	305	366	458	610	
250	0.470	23.049	415	474	553	664	830	1,106	
300	0.530	37.480	675	771	900	1,079	1,349	1,799	
375	0.615	67.954	1,223	1,398	1,631	1,957	2,446	3,262	
450	0.695	110.502	4,284	2,273	2,652	3,182	3,978	5,304	
600	0.842	237.980	7,767	4,896	5,712	6,854	8,567	11,423	
750	0.977	431.490	12,638	8,876	10,356	12,427	15,534	20,711	
900	1.103	702.090	19,051	14,443	16,850	20,220	25,275	33,700	
1050	1.222	1058.389	27,200	21,773	25,401	30,482	38,102	50,803	
1200	1.336	1511.099	27,200	31,085	36,266	43,520	54,400	72,533	
1500	1.550	2739.800	49,316	56,362	65,755	78,906	98,633	131,510	
=====									

***** DESAGÜES A TUBO LLENO Y AL 0.1 % DE PENDIENTE *****

=====									
DIAMETRO	VELOCIDAD	GASTO	S U P E R F I C I E					D E S A G U A D A E N m2	
mm	m/seg	l/seg	200 mm/h	175 mm/h	150 mm/h	125 mm/h	100 mm/h	75 mm/h	
=====									
100	0.180	1.416	25	29	34	41	51	68	
150	0.236	4.174	75	86	100	120	150	200	
200	0.286	38.989	162	185	216	259	324	431	
250	0.332	16.298	293	335	391	469	587	782	
300	0.375	26.502	477	545	636	763	954	1,272	
375	0.435	48.051	865	988	1,153	1,384	1,730	2,306	
450	0.491	78.137	3,029	1,607	1,875	2,250	2,813	3,751	
600	0.595	168.277	5,492	3,462	4,039	4,846	6,058	8,077	
750	0.691	305.109	8,936	6,277	7,323	8,787	10,984	14,645	
900	0.780	496.452	13,471	10,213	11,915	14,298	17,872	23,830	
1050	0.780	748.394	19,233	15,396	17,961	21,554	26,942	35,923	
1200	0.945	1068.508	19,233	21,981	25,644	30,773	38,466	51,288	
1500	1.096	1937.331	34,872	39,854	46,496	55,795	69,744	92,992	
=====									

P R E C I P I T A C I O N E S D E D I S E Ñ O

B A J A D A S P L U V I A L E S

EN BASE A DATOS DE REGISTRO PLUVIAL SARH Y UNAM

P O B L A C I O N	E S T A D O	mm/h EQUIVAL.	mm/5 min	LPS/m2	m2/LPS
Aguascalientes	Aguascalientes	125	10.42	0.0347	28.80
Acapulco	Guerrero	150	12.50	0.0417	24.00
Alamos	Sonora	125	10.42	0.0347	29.00
Alfajayucan	Hidalgo	125	10.42	0.0347	29.00
Altamira	Tamaulipas	175	14.58	0.0486	21.00
Altar	Sonora	100	8.33	0.0278	36.00
Amecameca	México	150	12.50	0.0417	24.00
Anahuac	Nuevo León	125	10.42	0.0347	29.00
Apan	Hidalgo	125	10.42	0.0347	29.00
Apaseo	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Atenco	México	125	10.42	0.0347	29.00
Apatzingán	Michoacán	125	10.42	0.0347	29.00
Amealco	Querétaro	150	12.50	0.0417	24.00
Altar	Sonora	100	8.33	0.0278	36.00
Bahía Magdalena	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
Bataques	Baja California	75	6.25	0.0208	48.00
Bavispe	Sonora	125	10.42	0.0347	29.00
Cabo San Lucas	Baja California	175	14.58	0.0486	21.00
Cadege	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
Caduaño	Baja California	150	12.50	0.0417	24.00
Cadereyta Jiménez	Nuevo León	150	12.50	0.0417	24.00
Calvillo	Aguascalientes	125	10.42	0.0347	29.00
Camargo Camargo	Chihuahua	125	10.42	0.0347	29.00
Campeche	Campeche	150	12.50	0.0417	24.00
Carrillo Puerto	Quintana Roo.	150	12.50	0.0417	24.00
Cárdenas	San Luis Potosí	150	12.50	0.0417	24.00
Cedral	San Luis Potosí	125	10.42	0.0347	29.00
Cerralvo	Nuevo León	125	10.42	0.0347	29.00
Celaya	Guanajuato	125	10.42	0.0347	29.00
Ciudad Delicias	Chihuahua	100	8.33	0.0278	36.00
Ciudad del Maíz	San Luis Potosí	175	14.58	0.0486	21.00
Ciudad Lerdo	Durango	150	12.50	0.0417	24.00
Ciudad Valles	San Luis Postosí	175	14.58	0.0486	21.00
Ciudad Victoria	Tamaulipas	125	10.42	0.0347	29.00
Coatzacoalcos	Veracruz	150	12.50	0.0417	24.00
Colima	Colima	150	12.50	0.0417	24.00
Colonia Guerrero	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
Comitán	Chiapas	125	10.42	0.0347	29.00
Comondu	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
Córdoba	Veracruz	175	14.58	0.0486	21.00
Cozumel	Quintana Roo.	150	12.50	0.0417	24.00
Culiacán	Sinaloa	150	12.50	0.0417	24.00
Cuernavaca	Morelos	150	12.50	0.0417	24.00
Cuitzeo	Michoacán	125	10.42	0.0347	28.80
Chaparaco	Michoacán	150	12.50	0.0417	24.00
Chapingo	México	150	12.50	0.0417	24.00
Charcas	San Luis Postosí	150	12.50	0.0417	24.00
Chipalcingo	Guerrero	125	10.42	0.0347	28.80
Chihuahua	Chihuahua	100	8.33	0.0278	36.00
Corregidora Villa	Querétaro	125	10.42	0.0347	28.80

P R E C I P I T A C I O N E S D E D I S E Ñ O

B A J A D A S P L U V I A L E S

EN BASE A DATOS DE REGISTRO PLUVIAL SARH Y UNAM

POBLACION	ESTADO	mm/h EQUIVAL.	mm/5 min	LPS/m2	m2/LPS
Dolores Hidalgo	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Durango	Durango	125	10.42	0.0347	28.80
El Fuerte	Sinaloa	150	12.50	0.0417	24.00
Escobedo Pedro	Querétaro	150	12.50	0.0417	24.00
Escárcega	Tabasco	175	14.58	0.0486	20.57
Felipe Pescador	Zacatecas	150	12.50	0.0417	24.00
Fresnillo	Zacatecas	125	10.42	0.0347	28.80
Guadalajara	Jalisco	175	14.58	0.0486	20.57
Guamuchil	Sinaloa	150	12.50	0.0417	24.00
Guanajuato	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Gómez Palacio	Durango	125	10.42	0.0347	28.80
Huahuapán de León	Oaxaca	150	12.50	0.0417	24.00
Huautla	Oaxaca	150	12.50	0.0417	24.00
Iguala	Guerrero	125	10.42	0.0347	28.80
Irapuato	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Ixtepec	Oaxaca	175	14.58	0.0486	20.57
Jalpan	Querétaro	175	14.58	0.0486	20.57
Jerez	Zacatecas	125	10.42	0.0347	28.80
Jerécuaro	Guanajuato	175	14.58	0.0486	20.57
La Barca	Jalisco	150	12.50	0.0417	24.00
Lagos de Moreno	Jalisco	150	12.50	0.0417	24.00
Lagunillas	San Luis Potosí	175	14.58	0.0486	20.57
La Paz	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
La Piedad	Michoacán	175	14.58	0.0486	20.57
Loreto	Baja California	100	8.33	0.0278	36.00
Matehuala	San Luis Potosí	125	10.42	0.0347	28.80
Matías Romero	Oaxaca	150	12.50	0.0417	24.00
Minatitlán	Colima	175	14.58	0.0486	20.57
Minatitlán	Veracruz	150	12.50	0.0417	24.00
Mocorito	Sinaloa	175	14.58	0.0486	20.57
Monclova	Coahuila	125	10.42	0.0347	28.80
Montemorelos	Nuevo León	175	14.58	0.0486	20.57
Morelia	Michoacán	150	12.50	0.0417	24.00
Nacozari	Sonora	125	10.42	0.0347	28.80
Navojoa	Sonora	125	10.42	0.0347	28.80
Novoloato	Sinaloa	150	12.50	0.0417	24.00
Nuevo Laredo	Tamaulipas	150	12.50	0.0417	24.00
Opodepe	Sonora	125	10.42	0.0347	29.00
Orizaba	Veracruz	175	14.58	0.0486	21.00
Otatitlán	Veracruz	175	14.58	0.0486	21.00
Paso del Macho	Veracruz	150	12.50	0.0417	24.00
Pánuco	Veracruz	175	14.58	0.0486	21.00
Papantla	Veracruz	200	16.67	0.0556	18.00
Pénjamo	Guanajuato	175	14.58	0.0486	21.00
Piedras Negras	Coahuila	150	12.50	0.0417	24.00
Playa Vicente	Veracruz	150	12.50	0.0417	24.00
Puebla	Puebla	150	12.50	0.0417	24.00
Puerto Peñasco	Sonora	75	6.25	0.0208	48.00
Puerto Vallarta	Jalisco	125	10.42	0.0347	29.00
Rayones	Nuevo León	125	10.42	0.0347	29.00

P R E C I P I T A C I O N E S D E D I S E Ñ O

B A J A D A S P L U V I A L E S

EN BASE A DATOS DE REGISTRO PLUVIAL SARH Y UNAM

P O B L A C I O N	E S T A D O	mm/h EQUIVAL.	mm/5 min	LPS/m2	m2/LPS
Reynosa	Tamaulipas	175	14.58	0.0486	21.00
Río Grande	Zacatecas	125	10.42	0.0347	29.00
Río Verde	San Luis Potosí	125	10.42	0.0347	29.00
Sahuayo	Michoacán	175	14.58	0.0486	21.00
Santa Ana	Sonora	100	8.33	0.0278	36.00
Santa Catarina	Nuevo León	150	12.50	0.0417	24.00
San Cristóbal C.	Chiapas	175	14.58	0.0486	21.00
San Felipe	Sonora	75	6.25	0.0208	48.00
San Fernando	Tamaulipas	175	14.58	0.0486	21.00
San Javier	Sonora	150	12.50	0.0417	24.00
San Luis Río Col.	Sonora	75	6.25	0.0208	48.00
Santo Domingo	San Luis Potosí	150	12.50	0.0417	24.00
Silao	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Soledad D. Gtz.	San Luis Potosí	125	10.42	0.0347	29.00
Sombrerete	Zacatecas	150	12.50	0.0417	24.00
Tampico	Tamaulipas	175	14.58	0.0486	21.00
Taxco	Guerrero	150	12.50	0.0417	24.00
Texcoco	México	150	12.50	0.0417	24.00
Teziutlan	Puebla	175	14.58	0.0486	21.00
Toluca	México	150	12.50	0.0417	24.00
Topo Chico (Mont.)	Nuevo León	150	12.50	0.0417	24.00
Torreon	Coahuila	125	10.42	0.0347	29.00
Tula	Hidalgo	150	12.50	0.0417	24.00
Tula	Tamaulipas	175	14.58	0.0486	21.00
Tuxpan	Veracruz	175	14.58	0.0486	21.00
Tuxtepec	Oxaca	175	14.58	0.0486	21.00
Tuxtla Gutierrez	Chiapas	175	14.58	0.0486	21.00
Venado	San Luis Potosí	150	12.50	0.0417	24.00
Venados	Hidalgo	175	14.58	0.0486	21.00
Villa De Reyes	San Luis Potosí	150	12.54	0.0417	24.00
Villahermosa	Tabasco	175	14.58	0.0486	21.00
Villagran	Guanajuato	150	12.50	0.0417	24.00
Villagran	Tamaulipas	150	12.45	0.0417	24.00
Zacatecas	Zacatecas	125	10.42	0.0347	29.00
Zamora	Michoacán	150	12.50	0.0417	24.00

=====

CALCULO DE BAJADAS PLUVIALES PARA DIFERENTES PRECIPITACIONES

=====

SUPERFICIES DESAGUADAS POR BAJADAS PLUVIALES LLENAS A LA CUARTA PARTE

DIAMETRO DE LA BAJADA	INTENSIDAD MAXIMA CONSIDERADA EN EL LUGAR PARA AGUACEROS DE 5 MINUTOS EN mm/h					
	75	100	125	150	175	200
(mm)	S U P E R F I C I E S A D R E N A R E N m2					
50	50	38	30	25	21	19
63	91	68	55	46	39	34
75	148	111	89	74	63	56
100	320	240	192	160	137	120
125	580	435	348	290	248	217
150	943	707	566	471	404	354
200	2,030	1,523	1,218	1,015	840	761

SUPERFICIES DESAGUADAS POR BAJADAS PLUVIALES LLENAS A LA TERCERA PARTE
f = 1.6152

DIAMETRO DE LA BAJADA	INTENSIDAD MAXIMA CONSIDERADA EN EL LUGAR PARA AGUACEROS DE 5 MINUTOS					
	75	100	125	150	175	200
(mm)	S U P E R F I C I E S A D R E N A R E N m2					
50	81	61	48	40	34	31
63	147	110	89	74	63	56
75	239	179	144	120	102	90
100	517	388	310	258	221	194
125	937	703	562	468	401	351
150	1,523	1,142	914	761	653	572
200	3,279	2,460	1,967	1,639	1357	1,229

NOTAS :

- 1.- Se recomienda calcular las bajadas a 1/4 parte de su capacidad en los lugares con alta frecuencia de granizo y nevadas de más de 10 cm.
- 2.- Para zonas áridas y costeras de la República Mexicana las bajadas pueden calcularse a 1/3 de su capacidad.
- 3.- En el altiplano de la República Mexicana, la precipitación de diseño más recomendable es de 150 mm/h para bajadas de azoteas, de 175 mm/h para terrazas y de 200 mm/h para bajadas de cubiertas y techumbres con canalones recolectores.
- 4.- Para el resto de la República, las precipitaciones de diseño serán de 125 mm/h para azoteas, 150 mm/h para terrazas y de 175 mm/h para bajadas de cubiertas y techumbres con canalones recolectores.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS

ANEXO I

METODO " DE ANDA "

**PARA CALCULO DE GASTOS DE AGUA EN FUNCION DE LAS
UNIDADES MUEBLES CONECTADAS**

MAYO 1994

**INSTALACIONES HIDRAULICAS PARA EDIFICIOS
DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES
DE ANDA Y DE ANDA 1988**

GASTOS DE AGUA EN FUNCION DE LAS UNIDADES MUEBLE CONECTADAS

METODO DE ANDA

Como resultado de investigaciones realizadas durante más de 40 años, en diversos tipos de edificios se obtuvieron los modelos matemáticos para obtener con una gran precisión el gasto máximo probable que se presenta en las instalaciones hidráulicas de edificaciones con diversos usos.

Las ecuaciones que a continuación se muestran, son las aplicables a cada tipo de uso de acuerdo con los resultados obtenidos de la investigación, y las constantes fueron corregidas de acuerdo con los últimos datos, por haber abarcado un mayor universo que en 1963.

ECUACIONES BASE

CLASE I

$Q = 0.5 * \text{RAIZ CUADRADA DE } u$	CON FLUXOMETROS
$Q = 0.2 * \text{RAIZ CUADRADA} + 0.005 u$	SIN FLUXOMETROS

CLASE II

$Q = 0.4 * \text{RAIZ CUADRADA DE } u$	CON FLUXOMETROS
$Q = 0.2 * \text{RAIZ CUADRADA} + 0.002 u$	SIN FLUXOMETROS

CLASE III

$Q = 0.3 * \text{RAIZ CUADRADA DE } u$	CON FLUXOMETROS
$Q = 0.2 * \text{RAIZ CUADRADA} + 0.001 u$	SIN FLUXOMETROS

CLASE IV

$Q = 0.25 * \text{RAIZ CUADRADA DE } u$	CON FLUXOMETROS
$Q = 0.16 * \text{RAIZ CUADRADA} + 0.001 u$	SIN FLUXOMETROS

CLASE I

Corresponde a instalaciones en donde el uso simultáneo de muebles es muy frecuente, como son los baños de clubes, baños públicos, baños vestidores de estadios, baños de obreros de fábricas, hoteles y hospitales; sanitarios de cines y estadios y los alimentadores o ramales que alimenten a las zonas de baños vestidores de industrias o instituciones deportivas, educativas, deportivas y en general en donde pueda haber horas pico de uso.

- CLASE II** Corresponde a las instalaciones de uso intermitente en donde pueda existir una simultaneidad relativamente frecuente como son los hoteles, los hospitales, las clínicas, los restaurantes, etc.
- CLASE III** Corresponde a las instalaciones con uso intermitente con muy baja frecuencia de uso simultáneo como son los edificios de oficinas, centros comerciales, los asilos de ancianos, etc.
- CLASE IV** Corresponde a las instalaciones que sirven muebles de bajo consumo o con limitadores de gasto con muy baja frecuencia de uso simultáneo.

NOTAS ACLARATORIAS

Los muebles de bajo consumo de agua como son los WC con tanque de 6 litros o los fluxómetros de consumo controlado y los muebles con controladores de flujo, no reducen substancialmente el gasto máximo instantáneo, reducen el consumo de agua y la frecuencia con que se da el gasto máximo instantáneo, para el cual se diseñan las tuberías y los equipos de bombeo en el caso de suministro a través de equipo hidroneumático o programado de bombeo.

Los ramales que alimenten hasta seis muebles o cuatro fluxómetros de WC, o urinarios, deberán calcularse por equivalencia hidráulica.

DRENAJE DE AGUAS NEGRAS

CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE "CONCRETO o FIERRO FUNDIDO o COLADO" PARA DESAGÜE DE AGUAS NEGRAS CON MANNING, $N = 0.015$, A MEDIO TUBO DE ACUERDO A REGLAMENTOS.

PARA TUBERIAS DE "P.V.C." ($N = 0.009$) MULTIPLICAR LOS VALORES DE LAS TABLAS POR 1.444

LOS GASTOS SE DETERMINARAN CON LA SIGUIENTE FORMULA:

$$\text{GASTO} = 0.5 * \text{RAIZ CUADRADA DEL NUMERO DE UNIDADES DE DESAGÜE (UD)}$$

DESAGÜES AL 1 % DE PENDIENTE			1.1 % DE PENDIENTE			1.2 % DE PENDIENTE		
DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg
100	0.570	2.238	100	0.598	2.348	100	0.624	2.452
150	0.747	6.599	150	0.783	6.922	150	0.818	7.229
200	0.905	14.213	200	0.949	14.906	200	0.991	15.569
250	1.050	25.769	250	1.101	27.027	250	1.150	28.229
300	1.186	41.904	300	1.244	43.949	300	1.299	45.903
375	1.376	75.976	375	1.443	79.685	375	1.507	83.228
450	1.554	123.55	450	1.629	129.58	450	1.702	135.34
600	1.882	266.07	600	1.974	279.06	600	2.062	291.47
750	2.184	482.42	750	2.291	505.97	750	2.392	528.46
900	2.466	784.47	900	2.587	822.76	900	2.702	859.34
1050	2.733	1,183.31	1050	2.867	1,241.07	1050	2.994	1,296.26

1.3 % DE PENDIENTE			1.4 % DE PENDIENTE			1.5 % DE PENDIENTE		
DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg
100	0.650	2.552	100	0.674	2.648	100	0.698	2.741
150	0.852	7.524	150	0.884	7.809	150	0.915	8.083
200	1.032	16.205	200	1.071	16.817	200	1.108	17.407
250	1.197	29.381	250	1.242	30.491	250	1.286	31.561
300	1.352	47.778	300	1.403	49.581	300	1.452	51.321
375	1.569	86.626	375	1.628	89.896	375	1.685	93.052
450	1.771	140.86	450	1.838	146.18	450	1.903	151.31
600	2.146	303.37	600	2.227	314.82	600	2.305	325.87
750	2.490	550.04	750	2.584	570.81	750	2.675	590.84
900	2.812	894.43	900	2.918	928.20	900	3.020	960.77
1050	3.116	1,349.19	1050	3.234	1,400.12	1050	3.347	1,449.26

DRENAJE DE AGUAS NEGRAS

CAPACIDAD DE LAS TUBERIAS DE "CONCRETO o FIERRO FUNDIDO o COLADO" PARA DESAGÜE DE AGUAS NEGRAS CON MANNING, $N = 0.015$, A MEDIO TUBO DE ACUERDO A REGLAMENTOS.

PARA TUBERIAS DE "P.V.C." ($N = 0.009$) MULTIPLICAR LOS VALORES DE LAS TABLAS POR 1.444

LOS GASTOS SE DETERMINARAN CON LA SIGUIENTE FORMULA:

$$\text{GASTO} = 0.5 * \text{RAIZ CUADRADA DEL NUMERO DE UNIDADES DE DESAGÜE (UD)}$$

1.6 % DE PENDIENTE			1.7 % DE PENDIENTE			1.8 % DE PENDIENTE		
DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg
100	0.721	2.831	100	0.743	2.918	100	0.765	3.003
150	0.945	8.348	150	0.974	8.605	150	1.002	8.854
200	1.144	17.978	200	1.180	18.531	200	1.214	19.068
250	1.328	32.596	250	1.369	33.599	250	1.409	34.573
300	1.500	53.004	300	1.546	54.636	300	1.591	56.220
375	1.740	96.103	375	1.794	99.061	375	1.846	101.933
450	1.965	156.27	450	2.026	161.08	450	2.084	165.75
600	2.381	336.56	600	2.454	346.92	600	2.525	356.97
750	2.763	610.22	750	2.848	629.00	750	2.930	647.23
900	3.120	992.28	900	3.216	1,022.82	900	3.309	1,052.47
1050	3.457	1,496.79	1050	3.564	1,542.85	1050	3.667	1,587.58

1.9 % DE PENDIENTE			2 % DE PENDIENTE			2.5 % DE PENDIENTE		
DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg	DIAMETRO mm	VELOCIDAD m/seg	GASTO l/seg
100	0.786	3.085	100	0.806	3.166	100	0.901	3.539
150	1.030	9.097	150	1.056	9.333	150	1.181	10.435
200	1.247	19.591	200	1.280	20.100	200	1.431	22.472
250	1.447	35.520	250	1.485	36.443	250	1.660	40.745
300	1.634	57.760	300	1.677	59.261	300	1.875	66.256
375	1.896	104.726	375	1.946	107.447	375	2.175	120.129
450	2.142	170.30	450	2.197	174.72	450	2.456	195.34
600	2.594	366.75	600	2.662	376.28	600	2.976	420.70
750	3.010	664.97	750	3.089	682.24	750	3.453	762.77
900	3.399	1,081.31	900	3.488	1,109.41	900	3.899	1,240.35
1050	3.767	1,631.09	1050	3.865	1,673.46	1050	4.321	1,870.98

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS DE TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE COBRE TIPO "M"

DIAM	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	8.255	214.084	0.521	0.326	0.161	0.094	0.063	0.045	0.026	0.017	0.012	0.007
10	11.430	410.433	XXX	0.625	0.308	0.180	0.122	0.087	0.050	0.033	0.023	0.013
13	14.453	656.240	1.598	XXX	0.492	0.287	0.194	0.139	0.080	0.052	0.036	0.021
19	20.599	1,333.04	3.247	2.031	XXX	0.583	0.395	0.282	0.163	0.106	0.074	0.042
25	26.970	2,285.13	5.567	3.482	1.714	XXX	0.676	0.484	0.297	0.181	0.127	0.073
32	32.791	3,378.00	8.230	5.147	2.534	1.478	XXX	0.715	0.413	0.268	0.188	0.108
38	38.786	4,726.07	11.510	7.201	3.545	2.068	1.399	XXX	0.578	0.375	0.262	0.151
50	51.029	8,180.58	19.930	12.460	6.136	3.579	2.421	1.730	XXX	0.648	0.454	0.261
4	63.373	12,617.07	30.740	19.220	9.464	5.521	3.735	2.669	1.542	XXX	0.701	0.402
75	75.717	18,010.95	43.880	27.440	13.510	7.881	5.331	3.810	2.201	1.427	XXX	0.574
100	99.949	31,383.89	76.460	47.820	23.540	13.730	9.290	6.640	3.836	32.487	1.742	XXX

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS EN TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE COBRE TIPO "L"

DIAM INT.	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	8.001	201.112	0.536	0.334	0.151	0.094	0.060	0.043	0.025	0.016	0.011	0.006
10	10.922	374.761	XXX	0.623	0.281	0.176	0.111	0.079	0.046	0.030	0.021	0.012
13	13.843	602.020	1.466	XXX	0.452	0.283	0.178	0.127	0.074	0.048	0.033	0.019
19	19.939	1,248.98	3.043	1.903	XXX	0.587	0.370	0.264	0.153	0.099	0.069	0.040
25	26.035	2,129.44	5.188	3.244	1.597	XXX	0.630	0.451	0.260	0.169	0.118	0.068
32	32.131	3,243.38	7.902	4.942	2.433	1.523	XXX	0.686	0.396	0.257	0.180	0.103
38	38.227	4,590.82	11.180	6.995	3.443	2.155	1.359	XXX	0.561	0.364	0.255	0.146
50	51.419	8,306.10	20.230	12.650	6.230	3.900	2.458	1.757	XXX	0.658	0.461	0.265
64	62.611	12,315.47	30.000	18.760	9.238	5.783	3.645	2.605	1.505	XXX	0.684	0.39
75	74.803	17,578.75	42.820	26.780	13.180	7.692	5.203	3.719	2.148	1.393	XXX	0.560
100	99.187	30,907.18	75.300	47.090	23.180	13.520	9.149	6.539	3.778	2.449	1.716	XXX

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS EN TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE FIERRO NEGRO CED. 40

DIAM INT.	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	8.255	214.084	0.521	0.326	0.161	0.094	0.063	0.045	0.026	0.017	0.012	0.007
10	11.430	410.433	XXX	0.625	0.308	0.180	0.122	0.087	0.050	0.033	0.023	0.013
13	14.453	656.240	1.598	XXX	0.492	0.287	0.194	0.139	0.080	0.052	0.036	0.021
19	20.599	1,333.04	3.247	2.031	XXX	0.583	0.395	0.282	0.163	0.106	0.074	0.042
25	26.970	2,285.13	5.567	3.482	1.714	XXX	0.676	0.484	0.297	0.181	0.127	0.073
32	32.791	3,378.00	8.230	5.147	2.534	1.478	XXX	0.715	0.413	0.268	0.188	0.108
38	38.786	4,726.07	11.510	7.201	3.545	2.068	1.399	XXX	0.578	0.375	0.262	0.151
50	51.029	8,180.58	19.930	12.460	6.136	3.579	2.421	1.730	XXX	0.648	0.454	0.261
64	64.880	13,224.27	32.220	20.150	9.920	5.787	3.914	2.798	1.616	XXX	0.734	0.421
75	80.260	20,237.10	49.300	30.830	15.180	8.855	5.990	4.282	2.473	1.603	XXX	0.645
100	104.90	34,570.12	84.220	52.670	25.930	15.120	10.230	7.314	4.225	2.739	1.919	XXX

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS EN TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO CED. 40

DIAM INT.	DIAM INTERIOR	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	9.240	268.222	0.544	0.342	0.201	0.117	0.079	0.057	0.033	0.021	0.015	0.009
10	12.520	492.446	XXX	0.628	0.369	0.215	0.146	0.104	0.060	0.039	0.027	0.016
13	15.800	784.270	1.891	XXX	0.588	0.343	0.232	0.166	0.096	0.062	0.044	0.025
19	20.930	1,376.22	3.353	2.097	XXX	0.602	0.407	0.291	0.168	0.109	0.076	0.044
25	26.640	2,229.56	5.432	3.397	1.672	XXX	0.660	0.472	0.273	0.177	0.124	0.071
32	35.050	3,859.45	9.403	5.881	2.895	1.688	XXX	0.817	0.472	0.306	0.214	0.123
38	40.890	5,252.72	12.790	8.004	3.940	2.298	1.554	XXX	0.642	0.416	0.292	0.167
50	52.500	8,659.01	21.090	13.190	6.495	3.789	2.563	1.832	XXX	0.686	0.481	0.276
64	62.710	12,354.45	30.100	18.820	9.267	5.406	3.657	2.614	1.510	XXX	0.686	0.394
75	77.920	19,074.26	46.470	29.060	14.300	8.347	5.646	4.035	2.331	1.511	XXX	0.608
100	102.26	32.851.97	80.040	50.060	24.640	14.370	9.725	6.951	4.015	2.603	1.823	XXX

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS DE TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE COBRE TIPO "M"

DIAM	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	8.255	214.084	0.521	0.326	0.161	0.094	0.063	0.045	0.026	0.017	0.012	0.007
10	11.430	410.433	XXX	0.625	0.308	0.180	0.122	0.087	0.050	0.033	0.023	0.013
13	14.453	656.240	1.598	XXX	0.492	0.287	0.194	0.139	0.080	0.052	0.036	0.021
19	20.599	1,333.04	3.247	2.031	XXX	0.583	0.395	0.282	0.163	0.106	0.074	0.042
25	26.970	2,285.13	5.567	3.482	1.714	XXX	0.676	0.484	0.297	0.181	0.127	0.073
32	32.791	3,378.00	8.230	5.147	2.534	1.478	XXX	0.715	0.413	0.268	0.188	0.108
38	38.786	4,726.07	11.510	7.201	3.545	2.068	1.399	XXX	0.578	0.375	0.262	0.151
50	51.029	8,180.58	19.930	12.460	6.136	3.579	2.421	1.730	XXX	0.648	0.454	0.261
64	63.373	12,617.07	30.740	19.220	9.464	5.521	3.735	2.669	1.542	XXX	0.701	0.402
75	75.717	18,010.95	43.880	27.440	13.510	7.881	5.331	3.810	2.201	1.427	XXX	0.574
100	99.949	31,383.89	76.460	47.820	23.540	13.730	9.290	6.640	3.836	32.487	1.742	XXX

AI - 09

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS DE TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE COBRE TIPO "L"

DIAM INT.	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	8.001	201.112	0.536	0.334	0.151	0.094	0.060	0.043	0.025	0.016	0.011	0.006
10	10.922	374.761	XXX	0.623	0.281	0.176	0.111	0.079	0.046	0.030	0.021	0.012
13	13.843	602.020	1.466	XXX	0.452	0.283	0.178	0.127	0.074	0.048	0.033	0.019
19	19.939	1,248.98	3.043	1.903	XXX	0.587	0.370	0.264	0.153	0.099	0.069	0.040
25	26.035	2,129.44	5.188	3.244	1.597	XXX	0.630	0.451	0.260	0.169	0.118	0.068
32	32.131	3,243.38	7.902	4.942	2.433	1.523	XXX	0.686	0.396	0.257	0.180	0.103
38	38.227	4,590.82	11.180	6.995	3.443	2.155	1.359	XXX	0.561	0.364	0.255	0.146
50	51.419	8,306.10	20.230	12.650	6.230	3.900	2.458	1.757	XXX	0.658	0.461	0.265
64	62.611	12,315.47	30.000	18.760	9.238	5.783	3.645	2.605	1.505	XXX	0.684	0.392
75	74.803	17,578.75	42.820	26.780	13.180	7.692	5.203	3.719	2.148	1.393	XXX	0.560
100	99.187	30,907.18	75.300	47.090	23.180	13.520	9.149	6.539	3.778	2.449	1.716	XXX

AI - 10

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS DE TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE FIERRO NEGRO CED. 40

DIAM 6	DIAM 10	DIAM 13	DIAM 19	DIAM 25	DIAM 32	DIAM 38	DIAM 50	DIAM 64	DIAM 75	DIAM 100
DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.	DIAM INT.
AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR	AREA INTERIOR
8.255	11.430	14.453	20.599	26.970	32.791	38.786	51.029	64.880	80.260	104.90
214.084	410.433	656.240	1,333.04	2,285.13	3,378.00	4,726.07	8,180.58	13,224.27	20,237.10	34,570.12
0.521	XXX	1.598	3.247	5.567	8.230	11.510	19.930	32.220	49.300	84.220
0.326	0.625	XXX	2.031	3.482	5.147	7.201	12.460	20.150	30.830	52.670
0.161	0.308	0.492	XXX	1.714	2.534	3.545	6.136	9.920	15.180	25.930
0.094	0.180	0.287	0.583	XXX	1.478	2.068	3.579	5.787	8.855	15.120
0.063	0.122	0.194	0.395	0.676	XXX	1.399	2.421	3.914	5.990	10.230
0.045	0.087	0.139	0.282	0.484	0.715	XXX	1.730	2.798	4.282	7.314
0.026	0.050	0.080	0.163	0.297	0.413	0.578	XXX	1.616	2.473	4.225
0.017	0.033	0.052	0.106	0.181	0.268	0.375	0.648	XXX	1.603	2.739
0.012	0.023	0.036	0.074	0.127	0.188	0.262	0.454	0.734	XXX	1.919
0.007	0.013	0.021	0.042	0.073	0.108	0.151	0.261	0.421	0.645	XXX

AI - 11

DE ANDA Y DE ANDA
1986

EQUIVALENCIAS HIDRAULICAS DE TUBERIAS

DIAMETROS INTERIORES EN MILIMETROS (SEGUN NORMAS NOM)

TUBERIA DE FIERRO GALVANIZADO CED. 40

DIAM INT.	DIAM INT.	AREA INTERIOR	10	13	19	25	32	38	50	64	75	100
6	9.240	268.222	0.544	0.342	0.201	0.117	0.079	0.057	0.033	0.021	0.015	0.009
10	12.520	492.446	XXX	0.628	0.369	0.215	0.146	0.104	0.060	0.039	0.027	0.016
13	15.800	784.270	1.891	XXX	0.588	0.343	0.232	0.166	0.096	0.062	0.044	0.025
19	20.930	1,376.22	3.353	2.097	XXX	0.602	0.407	0.291	0.168	0.109	0.076	0.044
25	26.640	2,229.56	5.432	3.397	1.672	XXX	0.660	0.472	0.273	0.177	0.124	0.071
32	35.050	3,859.45	9.403	5.881	2.895	1.688	XXX	0.817	0.472	0.306	0.214	0.123
38	40.890	5,252.72	12.790	8.004	3.940	2.298	1.554	XXX	0.642	0.416	0.292	0.167
50	52.500	8,659.01	21.090	13.190	6.495	3.789	2.563	1.832	XXX	0.686	0.481	0.276
64	62.710	12,354.45	30.100	18.820	9.267	5.406	3.657	2.614	1.510	XXX	0.686	0.394
75	77.920	19,074.26	46.470	29.060	14.300	8.347	5.646	4.035	2.331	1.511	XXX	0.608
100	102.26	32.851.97	80.040	50.060	24.640	14.370	9.725	6.951	4.015	2.603	1.823	XXX

A1 - 12

DE ANDA Y DE ANDA
1986



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANTARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS

ANEXO II

DATOS PRACTICOS

**RECOMENDACIONES RESPECTO A ALGUNAS DE LAS MAS FRECUENTES FALLAS EN LAS
INSTALACIONES HIDROSANITARIAS DE UN HOTEL**

A) TOMA DOMICILIARIA

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	PRESENCIA DE ARENA	-TUBERIAS FRACTURADAS	-INSTALAR FILTROS "Y"
2.-	PERDIDA POR FRICCION	-ESCASO DIAMETRO	-AUMENTO DE DIAMETRO DES- PUES DE MEDIDOR
3.-	DESBORDE FRECUENTE EN CISTERNA	-FALLA DE FLOTADOR	-CAMBIO POR CALIDAD -INSTALACION ALARMA ALTO NIVEL

B) CISTERNA

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	PRESENCIA DE IMPUREZAS	-CISTERNA DESTAPADA	-REVISION DE SELLADO DE ACCESO
2.-	PRESENCIA DE ALIMANAS O ROEDORES	-TUBOS ABIERTOS	-REVISION DE PROTECCION DE TUBOS VENTILADORES
3.-	CONTAMINACION ORGANICA	-TUBOS CERCANOS DE ALBA- NAL FRACTURADOS	-CORREGIR INFILTRACIONES

C) EQUIPOS DE BOMBEO

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	RUIDOS	-TRANSMISION POR TUBERIAS	-INSTALAR MANGUERAS FLEXI- BLES
2.-	GOLPE DE ARIETE EN BOMBAS	-CIERRE ABRUPTO DE VALVU- LAS	-INSTALAR VALVULAS CHECK DE CIERRE AMORTIGUADO
3.-	GOLPE DE ARIETE ANTES DE TANQUE	-GOLPE DE ARIETE	-DERIVACION DE LA RED AL TANQUE DE PRESION BAJO EL NIVEL DE AGUA
4.-	DESCEBADO DE SUCCIONES	-FALLA DE VALVULA DE PIE	-DERIVACION DE LA TOMA A DESCARGA DE BOMBAS
5.-	BAJA EFICIENCIA DE BOMBAS	-FALLA EN SUCCIONES	-REVISION DISTANCIA Y DIA- METRO SUCCIONES
6.-	ARRANQUE Y PARO CONSTAN- TE DE BOMBAS	-FALLA DE AIRE EN EL TANQUE HIDRONEUMATICO	-REPOSICION DE COLCHON DE AIRE

D) REDES DE ABASTECIMIENTO

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	RUIDOS a) SISEO	VELOCIDAD EXCESIVA	-HACER DERIVACIONES EN COLUMNAS PARA ROMPER ARMONIA ONDAS -INSTALAR ESPIRALES DE LAMINA PARA REDUCIR VELOCIDAD
	b) VIBRACIONES	-TRANSMISION DE EQUIPOS	-REVISION ANCLAJES A ESTRUCTURA -INSTALAR EMPAQUES DE HULE CON ABRAZADERAS -INSTALAR MANGUERA FLEXIBLE EN COLUMNAS
	c) GOLPES	VALVULAS	-REVISAR QUE VALVULAS DE COMPUERTA ESTEN COMPLETAMENTE CERRADAS -RETIRAR VALVULAS CHECK EN REDES
	d) ARRANQUE Y PARO DE EQUIPOS	TRANSMISION	-REVISION DE COMUNICACIONES CON TUBOS DE ESCALERA Y DUCTO SELLADO CON MATERIAL AISLANTE ACUSTICO
2.-	FRACTURAS a) MOVIMIENTO SISMICO	ESFUERZO AL CORTE	-INSTALAR JUNTAS FLEXIBLES
	b) AGUA CALIENTE	POR DILATACION	-INSTALAR JUNTAS DE DILATACION
	c) EN UNIONES	FALLA SOLDADURA	-REVISION CALIDAD DE MANO DE OBRA EN SOLDADURA, ROSCAS Y UNIONES (CHECAR MOTIVOS ANTERIORES)
	d) EN UNIONES	GOLPE DE ARIETE	-LOCALIZAR Y ELIMINAR GOLPE DE ARIETE

E) ALIMENTACIONES INTERIORES

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	RUIDOS a) GOLPE INTERMITENTE	-LLAVES DE LAVABO -FLOTADOR EN W.C.	-REVISION DE LLAVES DE LAVABOS Y FREGADEROS POR FALLA DE TORNILLO -REVISION DE EMPAQUE Y AUMENTAR TIEMPO DE LLENADO
	b) ACCION DE FLUXOMETROS	-ALTA VELOCIDAD	-INDISPENSABLE AUMENTO DE DIAMETROS
	c) GOLPES	-GOLPE DE ARIETE	-REVISAR EXISTEN CAMARAS DE PRESION DE 60 cm DE LONGITUD EN TODOS LOS MUEBLES

PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
2.- DEMASIADO TIEMPO PARA OBTENER AGUA CALIENTE	-SE ENFRIA EL AGUA EN TUBERIA	-REVISAR EL SISTEMA DE RETORNO. INSTALARLO SI NO LO HAY -REVISAR CIRCULADOR
3.- VARIACIONES BRUSCAS DE TEMPERATURA		
a) POR ACCIONAR MUEBLES CERCANOS	-DIAMETROS REDUCIDOS	-CAMBIAR DIAMETROS
b) POR ARRANQUE DE EQUIPO DE BOMBEO	-SISTEMA DESBALANCEADO	-REVISAR Y CORREGIR CONEXIONES PARA BALANCEAR EL SISTEMA
c) POR EXCESO DE TEMPERATURA	-ALTA TEMPERATURA	-REDUCIR TEMPERATURA EN TANQUE DE AGUA CALIENTE
4.- FALTA DE AGUA SIN MOTIVO APARENTE	-AIRE EN TUBERIAS	-ELIMINAR AIRE EN TUBERIAS EVITAR SIFONES INVERTIDOS REVISAR PENDIENTES HACIA VALVULAS ELIMINADORAS DE AIRE
5.- SALIDA INTERMITENTE DE AGUA (ESCAPE)	-AIRE EN TUBERIAS	-ELIMINAR AIRE EN TUBERIAS EVITAR SIFONES INVERTIDOS REVISAR PENDIENTES HACIA VALVULAS ELIMINADORAS DE AIRE
6.- SALE AGUA CALIENTE EN LLAVE DE AGUA FRIA	-INSTALACION ERRONEA	-REVISAR ALGUNA INTERCONEXION INDEBIDA
	-TUBERIAS UNIDAS	-REVISAR QUE NO SE HAYA RETIRADO ALGUNA REGADERA Y DEJADO LAS LLAVES ABIERTAS
	-REGADERAS AJUSTABLES	-RETIRAR REGADERAS CON MECANISMO INTEGRADO DE CIERRE
	-CONEXIONES INVERTIDAS EN MEZCLADORAS	-REVISAR VALVULAS MEZCLADORAS DEL TIPO "RELOJ"
7.- SALPICADURAS EN LAVABOS	-EXCESIVA PRESION	-INSTALAR VALVULAS ANGULARES EN ALIMENTADORES
8.- MOLESTIAS POR USO DE REGADERA (GOLPEA)	-EXCESIVA PRESION	-VERIFICAR QUE PRESION NO EXCEDA DE 4 ó 4.5 Kg/cm ²
9.- FALTA AGUA EN MUEBLES ALEJADOS	-FALTA PRESION	-VERIFICAR DIAMETROS (POR PERDIDA POR FRICCION EN USO DE ALTA SIMULTANEIDAD)
	-EQUIPO INSUFICIENTE	-VERIFICAR CAPACIDAD DE BOMBAS

F) DESAGUES Y VENTILACION

PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.- NO ARRASTRA SOLIDOS EL INODORO	-DESCARGA INEFICIENTE -POCA AGUA (TANQUE) -POCA AGUA (FLUXOMETRO)	-REVISAR DOBLE VENTILACION -AUMENTAR CAPACIDAD DE AGUA EN CAJA -REGULAR FLUXOMETRO A MAYOR CANTIDAD DE AGUA
2.- NO DESCARGA EL INODORO	-OBTURACION EN DRENAJE	-DESTAPAR DRENAJE
3.- ESCURRIMIENTO EN PISO DE INODORO	-MUEBLE MAL ASENTADO	-REVISAR JUNTA SELLADORA
4.- ESCURRE EL TANQUE DEL INODORO	-FRACTURA O MAL MONTAJE	-DESMONTAR Y REVISAR
5.- SE DESBORDAN COLADERAS	-OBTURACION EN DRENAJES -MUEBLES MAL CONECTADOS -TINA A COLADERA	-DESTAPAR DRENAJES -REVISAR DIAMETRO DE DESCARGA -CAMBIAR REJILLA POR TAPA CIEGA
6.- NO DESCARGA O DESCARGA LENTA DE LAVABO	-OBTURACION EN TRAMPA "P"	-DESTAPAR DRENAJE
7.- PRESENCIA DE AGUA EN LAVABO SIN USO	-MUEBLES INTERCONECTADOS	-INDEPENDIZAR O CAMBIAR CONEXION EN "T" POR "Y"
8.- NO DESCARGA O DESCARGA LENTA DE FREGADERO	-GRASA EN LA TUBERIA	-ELIMINAR GRASA, INSTALAR TRAMPA ESPECIAL
9.- MALOS OLORES EN CUARTO DE BAÑO	-FALLA EL SELLO HIDRAULICO -SE EVAPORA EL SELLO HIDRAULICO -FALTA SELLO O ROTO EN COLADERAS	-REVISAR EL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION -REPONER SELLO -REPONER CONO EN COLADERAS
10.- MOVIMIENTOS DE AGUA EN INODORO, SIN USARLOS	-PRESIONES DE AIRE EN TUBERIAS	-REVISAR EL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION
11.- PRESENCIA DE AGUA EN TINA, SIN USO	-DOS TINAS INTERCONECTADAS	-CORREGIR EL SISTEMA, SEPARAR
12.- EXPULSION DE AGUA POR CUALQUIER DESAGUE	-AIRE EN TUBERIAS	-FALLA DEL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION
13.- DESBORDE DE MUEBLES PISOS BAJOS	-CONEXION A TUBERIAS QUE OPERAN A TUBO LLENO	-SEPARAR ESTOS DRENAJES DE LOS PISOS SUPERIORES O DE BAJADAS PLUVIALES
14.- OBTURACION EN BAÑOS PUBLICOS DE DAMAS	-PRESENCIA DE TOALLAS SANITARIAS	-AUMENTAR DIAMETRO DE TRONCALES A 150 mm

G) SISTEMA PLUVIAL

	PROBLEMA	CAUSA	RECOMENDACIONES
1.-	HUMEDADES a) EN LOSA	-FISURAS	-REVISAR IMPERMEABILIZACION -REVISAR SI HAY GRIETAS CAPILARES EN UNION DE COLADERA -REVISAR JUNTA DE IMPERMEABILIZANTE Y COLADERA -LIMPIAR COLADERA
	b) EN MUROS	-FISURAS	-MISMOS CONCEPTOS ANTERIORES -REVISAR JUNTAS EN BAJADA -REVISAR QUE NO HAYA OBTURACIONES EN DRENAJE BAJO PISO
2.-	COLADERA DESBORDA EN VEZ DE DESAGUAR	-COLADERAS DIFERENTES NIVELES DE BAJADA	-REVISAR QUE NO HAYA SIFONES (OBTURADORES) EN BASE DE BAJADA
3.-	BROTA AGUA EN REGISTROS DE ABAÑAL	-FALTA CAPACIDAD DE COLECTOR	-AUMENTAR DIAMETROS O DAR NUEVAS SALIDAS -EN ZONAS DELICADAS, PONER REGISTROS SELLADOS
4.-	PENETRA AGUA DEL EXTERIOR	-ALBAÑAL PRINCIPAL SATURADO	-INSTALAR VALVULAS CHECK

TABLAS UTILES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS
DE ALIMENTACION DE AGUA

CANTIDAD DE AGUA PROMEDIO USADA EN LOS SISTEMAS DE PLOMERIA
DE LOS EDIFICIOS

Lavabo	Llenándolo para usarse	5.6 a 7.5 L
Tina	Llenándolo para usarse	113 L
W. C.	Para cada descarga	23 L
Regadera	(15 L/minuto)	75 a 115 L
Llaves	De jardín de (chorro)	757 L/hora
Llaves	De jardín de (chiflón)	454 L/hora
Rociador	Para lavandería	747 L/hora

UNIDADES DE MEDIDA

EQUIVALENCIAS

Dado que en la República Mexicana rige el sistema SI, o sea el Sistema Internacional de Unidades, que es el métrico decimal - modernizado, conforme a la norma oficial NOM-Z-1981, mencionaremos la conversión de algunas de las unidades más frecuentemente usadas en las instalaciones hidrosanitarias y de gas.

1 " (una pulgada)	= 25.4 mm exactamente
1 ' (un pie)	= 0.3048 m exactamente
1 lb (una libra)	= 0.45359237 kg exactamente
1 galón E.E.U.U.	= 3.7854117 L
1 GPM (galón por minuto)	= 0.06309 L/s aproximadamente
1 L/s	= 15.85 GPM aproximadamente
1 ft ³ /h (pie cúbico por hora)	= 28.316846 L/h
1 m ³ /h	= 35.314666 ft ³ /h
10 m H ₂ O (columna de agua)	= 0.98 bar = 98 kPa (kilo-pascales- de presión, aproximadamente)
1 kp/cm ²	= 10 m H ₂ O = 98 kPa (aproximadamente)
100 psi (libras por pulg. cuadr.)	= 689 kPa aproximadamente
1 kPa	= 0.102 m H ₂ O (aproximadamente)
1 kPa	= 0.145 psi (aproximadamente)
1 MPa (un mega pascal)	= 1000 kPa = 145 psi (aproximadamente)
100 kPa	= 1 bar = 10.20 m H ₂ O = 14.5 psi (aprox.)
1 oz/sq. in. (una onza por pulg. cuadr.)	= 43.942 mm H ₂ O = = 430.92 Pa (aproximadamente)
1 " Hg = 25.4 mm Hg	= 3.386389 kPa = 33.8639 m bar
1 mm Hg	= 0.133322 kPa = 1.333224 m bar

NUMERO DE TUBOS DE 1/2" QUE PUEDEN SUSTITUIRSE POR UN TUBO SIMPLE
EN UN EDIFICIO PROMEDIO, CONSIDERANDO SU USO SIMULTANEO

Diámetro del tubo	1"	1-1 1/4"	1 1/2"	2"	2-1/2"	3"
No. tubos de 1/2"	3	6	12	45	101	221
	a	a	a	a	a	a
	5	11	44	100	220	430
Diámetro del tubo	3-1/2"	4"	5"	6"	8"	
No. tubos de 1/2"	431	701	1201	2401	5000	
	a	a	a	a	en	
	700	1200	2400	5000	adelante	

EQUIVALENCIA DE GASTOS EN NÚCLEOS
CONCENTRADOS

1/8 "	1/4"	3/8 "	1/2 "	3/4 "	1"	1-1/4 "
0.1103	0.244	0.543	1.000	2.100	3.95	8.13
1-1/2"	2"	2-1/2"	3"	3-1/2"	4"	5"
12.20	23.50	37.60	66.50	97.50	135.90	246.00
6 "	8"	10"	12"	14"	16"	18"
399.00	822.00	1495.00	2870.00	3040.00	4320.00	5890.00
20"	24"					
7840.00	12730.00					

EQUIVALENCIA HIDRAULICA EN LAS TUBERIAS DE COBRE

Diámetro Nominal (pulgs)	Diámetro ext. real (pulgs.)	Espesor (pulgs)	Diámetro int. real (pulgs.)	Equivalencia hidráulica	Diámetro nominal (mm)
1/8"	0.250	0.025	0.200	0.0639386	3 mm
1/4"	0.375	0.025	0.325	0.2292493	6 mm
3/8"	0.500	0.025	0.450	0.5395152	10 mm
1/2"	0.625	0.028	0.569	1.0	13 mm
5/8"	0.750	0.030	0.690	1.660457	16 mm
3/4"	0.875	0.032	0.811	2.539682	19 mm
1"	1.125	0.035	1.055	5.072343	25 mm
1 1/4"	1.375	0.042	1.291	8.625628	32 mm
1 1/2"	1.625	0.049	1.527	13.41379	38 mm
2"	2.125	0.058	2.009	27.5989	50 mm
2 1/2"	2.625	0.065	2.495	48.79218	63 mm
3"	3,125	0.072	2.981	77.91601	75 mm
3 1/2"	3.625	0.083	3.459	115.2112	90 mm
4"	4.125	0.095	3.935	161.7183	100 mm
5"	5.125	0.109	4.907	289.002	125 mm
6"	6.125	0.122	5.881	465.2766	150 mm

DIMENSIONES REALES DE LAS TUBERIAS DE COBRE

DIAMETRO NOMINAL		DIAMETRO EXTERIOR		DIAMETRO INTERIOR		
PULGADAS	MILIMETROS	PULGADAS	MILIMETROS	M (usual)	L (gas)	K (oxigeno)
1/8"	3	1/4"	6.35	5.08	5.08	4.724
1/4"	6	3/8"	9.525	8.255	8.001	7.899
3/8"	10	1/2"	12.7	11.43	10.922	10.210
1/2"	13	5/8"	15.875	14.453	13.843	13.385
5/8"	16	3/4"	19.05	17.526	16.916	16.56
3/4"	20 (19)	7/8"	22.229	20.599	19.939	18.923
1"	25	1 1/8"	28.576	26.797	26.035	25.273
1 1/4"	32	1 3/8"	39.925	32.791	32.131	31.623
1 1/2"	40 (38)	1 5/8"	41.275	38.785	38.227	37.617
2"	50 (51)	2 1/8"	53.975	51.029	50.419	49.759
2 1/2"	69 (63-64)	2 5/8"	66.675	63.373	62.611	61.849
3"	75 (76)	3 1/8"	79.375	75.717	74.803	73.837
3 1/2"	90 (89)	3 5/8"	92.075	87.859	86.995	85.979
4"	100 (102)	4 1/8"	104.775	99.949	99.187	97.967
5"	125 (127)	5 1/8"	130.175	124.637	123.829	122.047
6"	150 (152)	6 1/8"	155.575	142.377	148.463	145.821
8"	200 (203)	8 1/8"	206.375	197.739	196.219	192.609
10"	250 (254)	10 1/8"	257.175	246.405	244.475	240.005
12"	300 (305)	12 1/8"	307.975	295.071	293.751	287.401

El diámetro exterior de la tubería de cobre es 1/8" mas que el ϕ nominal.

TUBOS DE FIERRO GALVANIZADO (CEDULA 40) DIMENSIONES
REALES

DIAMETRO NOMINAL		∅ INTERIOR	∅ EXTERIOR	SECCION INTERIOR
pulgadas	milímetros	milímetros	milímetros	c m ²
1/8"	3	6.83	10.29	0.63664
1/4"	6	9.24	13.72	0.6706
3/8"	10	12.53	17.14	1.2311
1/2"	13	15.80	21.34	1.9607
4/4"	20	20.93	26.67	3.4405
1"	25	26.64	33.40	5.5739
1 1/4"	32	35.05	42.17	9.6786
1 1/2"	40	40.90	48.26	13.138
2"	50	52.50	60.32	21.648
2 1/2"	60	62.71	73.03	30.886
3"	75	77.92	88.90	47.685
3 1/2"	90	90.12	101.60	63.787
4"	100	102.26	114.30	82.13
5"	125	128.20	141.30	129.08
6"	150	154.05	168.27	186.79

TUBERIAS DE AGUA

LONGITUDES A LAS CUALES EQUIVALEN LAS CONEXIONES Y VALVULAS DEBI
DO A PERDIDAS DE PRESION EN METROS DE TUBO RECTO DEL MISMO
DIAMETRO.

TIPO DE CONEXION O VALVULA	DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS					
	2	2 1/2	3	4	5	6
	50	60	76	100	125	150
Codo de 90°	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Codo de 45°	0.65	0.85	1.15	1.5	2.0	2.5
Válvula de compuerta	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5
Válvula de globo	9.10	11.90	16.1	21.0	28.0	35.0
Válvula de globo angular	5.2	6.8	9.2	12.0	16.0	20.0
Válvula retención horiz.	9.10	11.90	16.1	21.0	28.0	35.0
Válvula retención colump.	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Válvula retención vert.	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Válvula pie (pichancha)	4.55	5.95	8.05	10.5	14.0	17.5
Llave de cuadro	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Llave de flotador	3.24	4.24	5.74	7.5	10.0	12.5
Llave banqueta o inserción	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
T paso directo sin cambio gasto	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5
Y paso directo sin cambio gasto	0.39	0.51	0.69	0.9	1.2	1.5
T en contracorriente	3.90	5.10	6.90	9.0	12.0	15.0
T paso directo con cambio gasto	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
T ramal	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Y paso con cambio gasto	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Y ramal	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Ampliación	1.30	1.70	2.30	3.0	4.0	5.0
Medidor	15.60	20.40	27.60	36.0	48.0	60.0
Caldera o calentador	3.24	4.24	5.75	7.5	10.0	12.5
Salida tinaco o inserción de toma	1.95	2.55	3.45	4.5	6.0	7.5
Reducción	0.65	0.85	1.15	1.5	2.0	2.5

LONGITUDES A LAS CUALES EQUIVALEN LAS CONEXIONES Y VALVULAS DEBIDO A PERDIDAS DE PRESION EN METROS DE TUBO RECTO DEL MISMO DIAMETRO.

TIPO DE CONEXION O VALVULA	DIAMETROS EN PULGADAS Y MILIMETROS					
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2
	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	32 mm	40 mm
Codo de 90°	0.44	0.56	0.62	0.84	0.79	0.95
Codo de 45°	0.33	0.42	0.41	0.56	0.394	0.48
Válvula de compuerta	0.22	0.28	0.21	0.28	0.24	0.20
Válvula de globo	3.52	4.48	4.92	6.72	7.12	8.55
Válvula de globo angular	1.98	2.52	2.87	3.92	3.95	4.75
Válvula retención horizontal	3.52	4.48	4.92	6.72	7.12	8.55
Válvula retención vertical	1.76	2.24	2.46	3.36	3.55	4.27
Válvula de pie (pichancha)	1.76	2.24	2.46	3.36	3.55	4.27
Llave de cuadro	0.88	1.12	0.82	1.12	1.19	1.43
Llave de flotador	1.54	1.96	1.64	2.24	2.37	2.85
Llave banqueta o inserción	0.88	1.12	0.82	1.12	1.19	1.43
Válvula de retención colump.	1.76	2.24	2.46	3.36	2.55	4.27
T paso directo sin cambio de gasto	0.22	0.28	0.21	0.28	0.24	0.29
Y paso directo sin cambio de gasto	0.66	0.28	0.21	0.28	0.24	0.29
T en cotracorriente	0.66	0.84	1.23	1.68	2.37	2.85
T paso directo con cambio de gasto	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
T ramal	0.33	0.42	0.62	0.84	0.19	1.43
Y paso con cambio de gasto	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
Y ramal	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
Ampliación	0.22	0.28	0.41	0.56	0.79	0.95
Medidor	4.40	5.60	6.56	8.96	10.30	12.36
Caldera o calentador	0.55	0.70	1.03	1.40	1.98	2.39
Salida tinaco o inserción toma	0.33	0.42	0.62	0.84	1.19	1.43
Reducción	0.11	0.14	0.21	0.28	0.40	0.48

CAPACIDADES DE MEDIDORES DE AGUA

Con caída de presión de 10 m de columna de agua	DIAMETRO NOMINAL	MAXIMOS	
		Por hora	Por día
1.2 m ³ /h	1/4" 6 mm	0.6 m ³ /h	2.3 m ³ /d
2.5 m ³ /h	3/8" 10 mm	1.25 m ³ /h	5 m ³ /d
3.0 m ³ /h	1/2" 13 mm	1.25 m ³ /h	6 m ³ /d
5.0 m ³ /h	3/4" 19 mm	2.5 m ³ /h	10 m ³ /d
7.0 m ³ /h	1" 25 mm	3.5 m ³ /h	14 m ³ /d
10 m ³ /h	1 1/4" 32 mm	5 m ³ /h	20 m ³ /d
20 m ³ /h	1 1/2" 38 mm	10 m ³ /h	40 m ³ /d
30 m ³ /h	2" 50 mm	15 m ³ /h	60 m ³ /d
50 m ³ /h	3" 75 mm	25 m ³ /h	100 m ³ /d
75 m ³ /h	4" 100 mm	37.5 m ³ /h	150 m ³ /d
150 m ³ /h	6" 150 mm	75 m ³ /h	300 m ³ /d
250 m ³ /h	8" 200 mm	125 m ³ /h	500 m ³ /d

DESAGUES COMBINADOS

Cuando un albañal conduce aguas negras y aguas pluviales, al gasto de las aguas de lluvia se suma el de aguas negras, estimando éste último para su máximo probable, en la forma que enseguida se indica.

Para una intensidad de precipitación (i) en mm/h y una superficie desaguada (S) en m², el gasto pluvial es:

$$Q_f = \frac{Si}{3600} \quad [L/seg]$$

El gasto adicional de aguas negras nunca se toma menor de 2.5 L/seg (descarga de un excusado), al aplicar la fórmula empírica:

$$Q_f = \frac{\sum ud}{100} \quad [L/seg]$$

En la que ud es la suma de las unidades de desague de los muebles sanitarios, según tablas, de modo que el albañal combinado debe ser capaz de conducir, a tubo lleno, un gasto total.

$$Q_f = \frac{\sum si}{100} + \frac{ud}{100} \quad [L/seg]$$

Por ejemplo para 360 m² de azotea = 360 m² de fachada expuesta a la lluvia, $S = 360 + 180 = 540$ m² y $Q_p = 540 \times 150/3600 = 22.5$ L/seg y con muebles sanitarios que sumen 500 unidades, $Q_{AN} = 500/100 = 5$ L/seg de modo que el albañal combinado lleva 27.5 L/seg., por lo que se requiere de 200 mm/ al 1 %, que puede dar 28.4 L/seg.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS Y DE GAS PARA
EDIFICIOS*

TEMA: SISTEMAS CONTRA INCENDIO

ING. JORGE ESQUIVEL

MAYO 1994

El tema de instalación contra incendio se desarrollará -
conforme al siguiente índice que se divide en 3 capítulos.

En el primer capítulo haremos un recorrido rápido de los -
artículos contenidos en el Reglamento y sus Normas Técnicas
Complementarias, comentando los aspectos más sobresalientes
dejando un poco de lado lo que resulte obvio y concentrando
nos un poco más en lo que requerirá de mayor información.

En el segundo capítulo se tratará de resumir los principios
básicos de instalaciones contra incendio, haciendo una des-
cripción somera de las características de los diversos com-
ponentes de los sistemas de protección contra incendio.

Por último podremos hacer un ejercicio de aplicación y con-
cluir con una sesión de preguntas y respuestas.

C O M E N T A R I O S

Artículo 116:

El Director Responsable de la operación de los edificios que requieren el Visto Bueno de Seguridad y Operación deberá contar con un responsable en instalaciones, especialmente en el caso de obras recientemente terminadas, puesto que la responsabilidad administrativa del Director responsable de Obra y de los corresponsables es de 5 años (Art. 51) a partir de la fecha en la que se autorice sus uso y ocupación.

Comentarios del Art. 117:

Es conveniente también aclarar que la clasificación de riesgo para el diseño de instalaciones de protección contra incendio en base a normas de diferentes instituciones, registra variaciones, no se si ustedes recuerdan haber leído el artículo 10 del Capítulo II del Reglamento de Construcciones del D.D.F., que se refería a la creación de un comité de Coordinación y Normas de Infraestructura urbana. Pues bien quiero aclarar que el objetivo de este comité es el de evitar duplicidad de trabajos e interferencias entre diferentes instituciones que proporcionan servicios urbanos. Parece ser común el hecho de que diversos organismos o instituciones hacen grandes esfuerzos para establecer normas técnicas en beneficio de la seguridad colectiva, pero que no son consistentes, pues cada uno con la mejor intención introduce conceptos diferentes que no hacen más que producir confusión, específicamente. El riesgo se define de diversas maneras dependiendo de la institución que los define, por ejemplo:

- a) Reglamento de Construcciones del D.D.F., Riesgo Mayor, Riesgo Menor, en función del tamaño del edificio y el número de ocupantes.
- b) Las normas técnicas complementarias lo clasifican también como riesgo mayor y riesgo menor, pero en función de la combustibilidad, concentración, proximidad a fuentes de calor y la toxicidad de los materiales.
- c) El Reglamento General de Seguridad e higiene en el trabajo e instructivo, lo clasifica, Riesgo Bajo, Medio y Alto, en base al punto de inflamación de los materiales que se fabriquen, manejen o almacenen.
- d) La AMIS, clasifica el riesgo de la siguiente manera:

Clases de Riesgo:

Riesgo Ligero

Riesgo Ordinario

Grupo 1,2,3.

Riesgo Extraordinario

Grupo 1,2.

En función de ocupación, tipo de producto almacenado y tipo de incendio.

Comentarios del Artículo 136:

Este artículo cubre únicamente las etapas de proyecto y construcción - pero deberá incluir la operación y mantenimiento.

Artículo 137,271 y 272:

Sin comentarios.

Comentarios del artículo 273:

Este artículo contempla básicamente la coordinación que se debe establecer entre el corresponsable en instalación y el Director Responsable de Obra, para evitar afectar la seguridad estructural del edificio.

Comentarios de los Artículos 274 y 275:

Este es un problema de control de calidad.

Comentarios del Artículo 286:

Queda incluido en los procedimientos de operación.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS

2.- Las normas técnicas complementarias hacen una descripción más detallada del riesgo de incendio, basandose en los materiales.

Combustibilidad
Concentración
Fuentes de calor y su proximidad
a materiales combustibles
Toxicidad

3.- Y se añade una lista de edificaciones consideradas como de riesgo mayor.

- 4 y 5.- Se proporciona clasificación de fuego y una descripción de -
extinguidores de diversos tipos y características.
- 6.- Red hidráulica y sistemas automáticos.
- 7.- Recubrimiento para muros falsos, plafones y accesorios decorati--
vos (se anexa cuadro).
- 8.- Señalización (Secofi).
- 9.- Colores de identificación.
- 10.- Definiciones.

Creemos que el contenido del Reglamento y sus Normas Técnicas Comple--
mentarias es más o menos claro y que una de las secciones que no es -
tan obvia como las anteriores es la número 6.

REDES HIDRAULICAS Y SISTEMAS DE CONTROL AUTOMATICO

Debido a la amplitud del Tema y del poco tiempo disponible, utilizare--
mos los formatos que para aceptación del proyecto e instalación de sig
temas automáticos contra incendio utiliza la AMIS (Asociación Mexicana
de Instituciones de Seguros).

Para introducirnos en el Tema solamente es necesario establecer algu--
nas definiciones utilizadas por AMIS y NFPA.

Clases de Riesgos:

Riesgo Ligero	
Riesgo Ordinario	Grupo 1,2,3.
Riesgo Extraordinario	Grupo 1,2.

APENDICE D:

Prueba hidráulica de tuberías subterráneas, visibles, rociadores hidran--
tes y otros.

APENDICE E:

Listado de información técnica que se debe proporcionar para aprobación
de planos, de rociadores automáticos.

Es conveniente aclarar que las normas de NFPA son muy extensas, pero - que para este Reglamento basta con consultar las siguientes publicacio- nes:

PANFLETO	13	NFPA	Sistemas de Rociadores
PANFLETO	13A	NFPA	Mantenimiento de sistemas de rociadores
PANFLETO	14	NFPA	Sistemas de Hidrantes
PANFLETO	20	NFPA	Bombas centrífugas
PANFLETO	23	NFPA	Almacenaje general en interiores
PANFLETO	23/C	NFPA	Almacenaje en racks.

APENDICE F:

Sistemas hidráulicos calculados y balanceados.

Definición:

Un sistema de rociadores hidráulicamente calculado y balanceado es - aquel en que los diámetros de tubería son seleccionados en base a las pérdidas de carga, para proporcionar una densidad preseleccionada, ga- lones por minuto por pie cuadrado (litros/min./m²). distribuida con un grado razonable de uniformidad sobre un área específica. Esto permi- te la selección de diámetros de tubería que concuerden con las carac- terísticas del abastecimiento de agua disponible. La densidad y área - de aplicación variará con el grado de peligrosidad del riesgo.

APENDICE G:

Fuentes de Abastecimiento:

Bombas contra incendio

Tubería principal de alimentación

Sistema de rociadores

Espaciamiento

Hidrantes

Supervisión, identificación de los sistemas y observaciones generales

Con esto se ha intentado cubrir en forma breve el aspecto reglamenta- rio y la normatividad tanto nacional como extranjera que pudiera en - algún momento ser de ayuda para una información más completa de los - sistemas de protección contra incendio.

GUIA PARA CALCULO DE ROCIADORES

1.- SELECCION Y ANALISIS DEL RIESGO SEGUN SERVICIO Y MATERIALES DEL EDIFICIO.

- Ligero
- Ordinario I, II ó III
- Extra 1 ó 2

2.- SE CONSULTA LA TABLA 2 - 2.1 (b) N F P A. " 13 "

PARA EFECTOS DE ESTA GUIA SE SELECCIONA RIESGO LIGERO, POR LO TANTO EN LA TABLA SE OBSERVA

<u>RIESGO</u>	<u>MANGUERAS</u>	<u>DURACION</u>
Ligero	100 G P M	30 minutos (mínimo)

3.- ABASTECIMIENTO DE AGUA HIDRANTES:

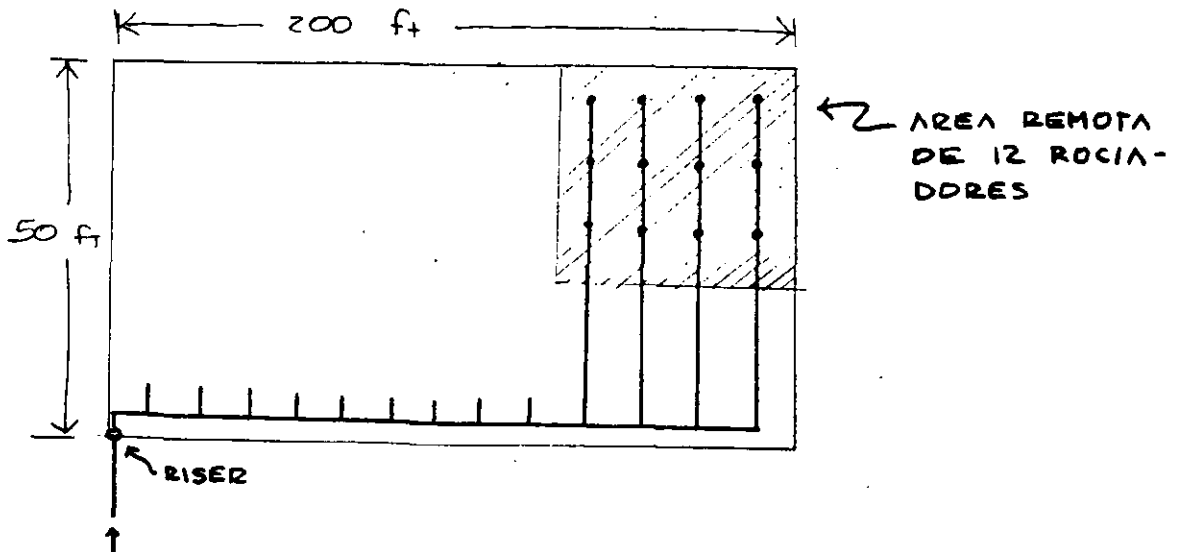
2 HIDRANTES TRABAJANDO SIMULTANEAMENTE DURANTE 30 MIN. = 100 G P M x 30 MINUTOS = 3 000 GAL

3 000 X 3.785 = 11355 LTS 1 GAL = 3.785 LTS

4.- PARA SISTEMA DE ROCIADORES:

SE VE EN LA TABLA (GRAFICA) DENSIDAD DE CURVAS RIESGO LIGERO CON 0.10 DENSIDAD Y 1 500 FT² DE AREA OPERACION O REMOTA.

5.- AREA A PROTEGER 10,000.00 FT² (SUPUESTA)



6.- AREA DE COBERTURA DE UN ROCIADOR RIESGO LIGERO = 130 FT²

$$\text{Roc} = \frac{1500 \text{ FT}^2 \text{ (AREA REMOTA)}}{130 \text{ FT}^2 \text{ (COBERTURA P/ ROCIADOR)}} = 11.5 \approx 12 \text{ ROCIADORES}$$

SI LA DENSIDAD = 0.10 GPM/FT²

$$1500 \text{ FT}^2 \times 0.10 \text{ GPM/ FT}^2 = 150 \text{ GPM}$$

COMPROBACION DE LA TABLA DT-5

<u>DENSIDAD</u>	<u>130 FT²</u>
con 0.10	13.0 GPM y 5.4 PSI

12 ROCIADORES X 13.0 GPM = 156 GPM. APROX POR CONSUMO DE ROCIADORES
FALTANDO ELABORAR EL CALCULO HIDRAULICO

total.

7.- CALCULO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA INCENDIO :

$$Q_{\text{Hidrantes}} = 100 \text{ GPM}$$

$$Q_{\text{Rociadores}} = 150 \text{ GPM}$$

$$Q_{\Sigma} = 250 \text{ GPM}$$

$$250 \text{ GPM} \times 30 \text{ MIN} \times 3.785 = 28,388.00 \text{ LTS. MINIMO NFPA}$$

- Pero para el descuento máximo en México para el seguro
(dos horas 120 min)

$$250 \text{ GPM} \times 120 \text{ min} \times 3.785 = \underline{113,550 \text{ LTS}} \quad \text{RESERVA DE AGUA}$$

8.- BOMBAS DE INCENDIO
de la tabla 2-19 NFPA - 20
Vemos que sí hay bombas de 250 GPM

LAS BOMBAS DE INCENDIO:

Bomba Jockey

Q = 25 GPM FT = 288 125 PSI (Suponiendo)

$$\text{EHP} = \frac{25.0 \times 125 \times 2.31 \times 1.0}{3960 \times 0.65} = 2.8 \quad 3 \text{ HP}$$

Bomba de Servicio

Q = 250 GPM A = 288 125 PSI

$$\text{EHP} = \frac{250 \times 125 \times 2.31 \times 1.0}{3960 \times 0.65} = 2.8 \quad 30 \text{ HP}$$

Bomba de servicio en

Emergencia

Q = 250 GPM FT= 288 125 PSI

GHP = 28 X 1.2 (% de mas para la capacidad
de Bomba de Emergencia)

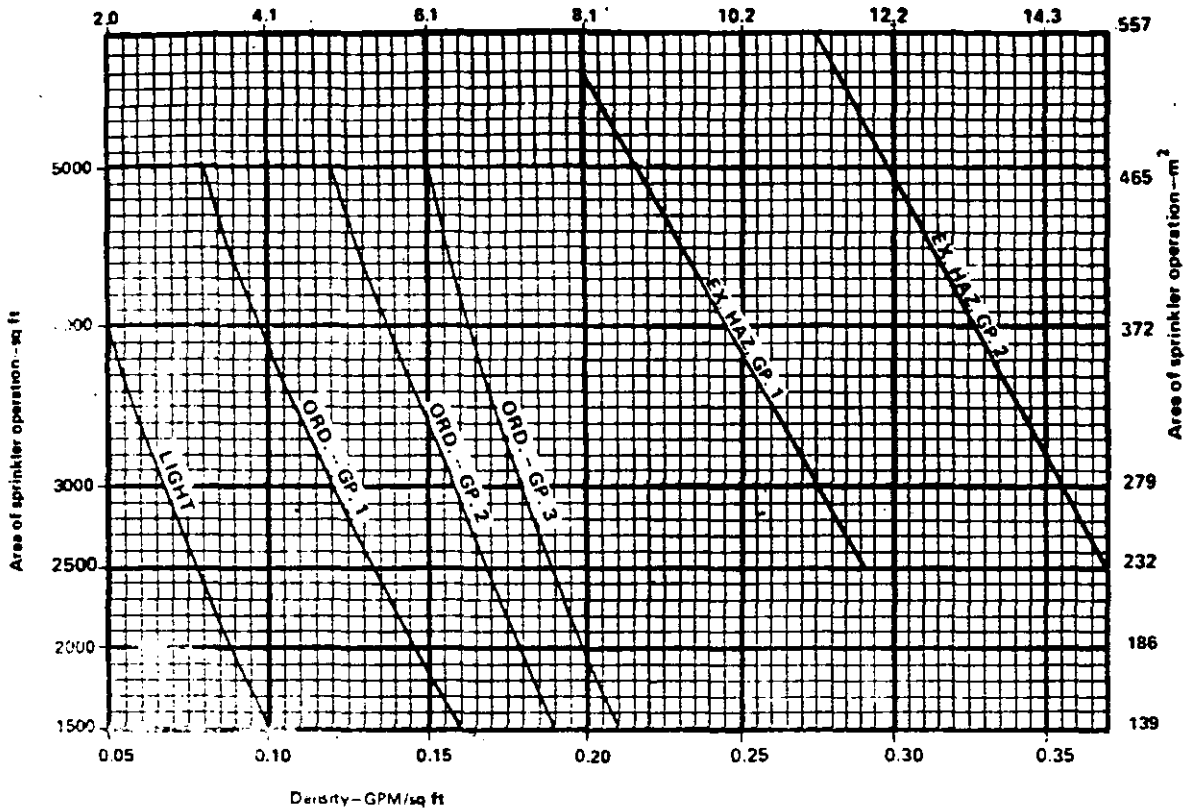
BHP = 34

* NOTA:

- 1.- LAS BOMBAS DE INCENDIO DEBERAN DE SER CAPACES DE SUMINISTRAR EL
el 150% DEL GASTO A UNA PRESION DE DESCARGA NO MENOR DEL 65% -
(VER FIGURA A-3-2.1 DEL NFPA - 20)

Density Curves

Density—(L/min) / m²



For SI Units: 1 sq ft = 0.0929 m²; 1 gpm/sq ft = 40.746 (L/min)/m².

Figure 2-2.1.1(b).

Table 2-19 Summary of Fire Pump Data

Minimum Pipe Sizes (Nominal)

Pump Rating gpm L/min	Suction in.°	Discharge in.°	Relief Valve in.	Relief Valve Discharge in.	Meter Device in.	Number and Size of Hose Valves in.	Hose Hoses Supply in.
25 (95)	1	1	¾	1	1¼	1 - 1¼	1
50 (189)	1½	1½	1¼	1¼	2	1 - 1¼	1¼
100 (379)	2	2	1½	2	2½	2 - 1¼	2
150 (568)	2½	2½	2	2½	3	1 - 2½	2½
200 (757)	3	3	2	2½	3	1 - 2½	2½
250 (946)	3½	3	2	2½	3½	1 - 2½	3
300 (1136)	4	4	2½	3½	4½	1 - 2½	3
400 (1514)	4	4	3	5	4	2 - 2½	4
450 (1703)	5	5	3	5	4	2 - 2½	4
500 (1892)	5	5	3	5	5	2 - 2½	4
750 (2839)	6	6	4	6	5	3 - 2½	6
1000 (3785)	6	6	4	8	6	4 - 2½	6
1250 (4731)	6	6	6	6	6	6 - 2½	6
1500 (5677)	8	8	6	8	8	6 - 2½	6
1750 (6623)	10	10	6	10	8	6 - 2½	6
2500 (9462)	10	10	6	10	8	8 - 2½	10
3000 (11355)	12	12	8	12	8	12 - 2½	12
3500 (13247)	12	12	8	12	10	12 - 2½	12
4000 (15140)	14	14	8	14	10	16 - 2½	14
4500 (17032)	16	14	8	14	10	16 - 2½	14
5000 (18923)	16	14	8	14	10	20 - 2½	16

Minimum pipe size shall not be less than pump size.

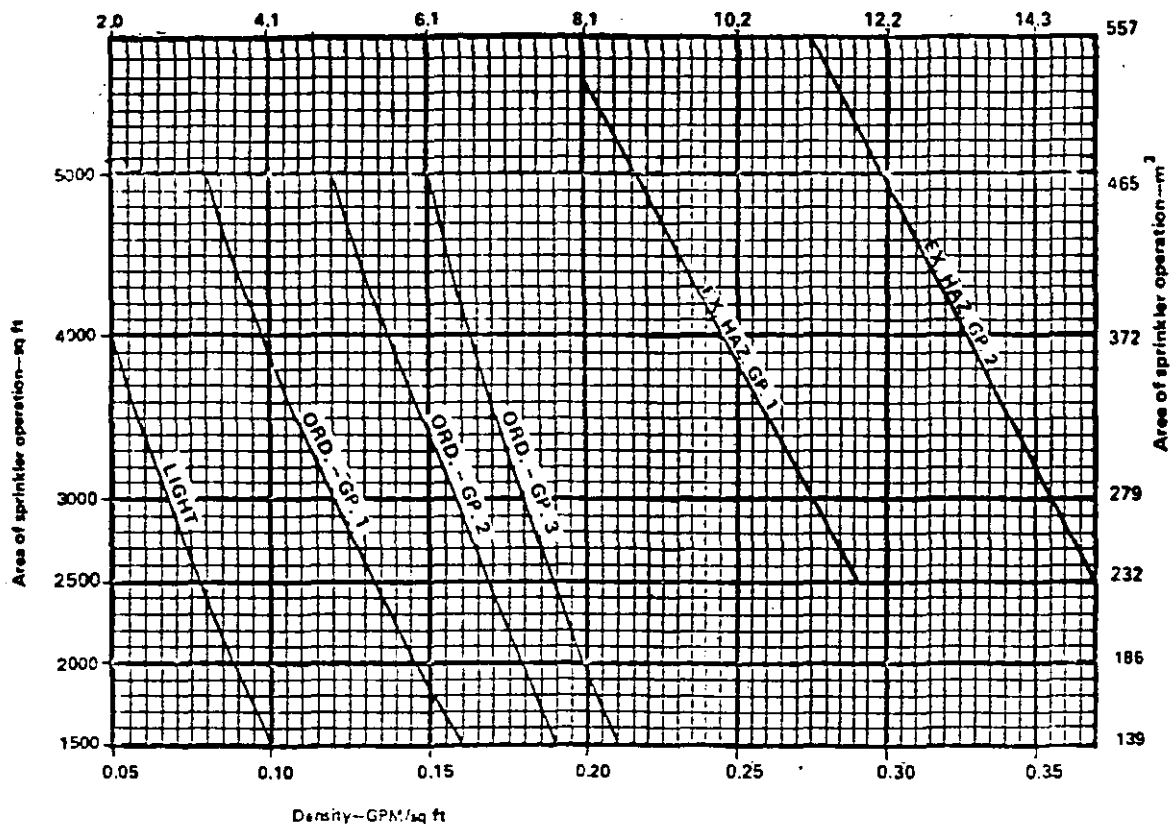
Table 2-2.1(b) Table and Design Curves for Determining Density, Area of Sprinkler Operation, and Water Supply Requirements for Hydraulically Designed Sprinkler Systems
Minimum Water Supply Requirements

Hazard Classification	Sprinklers Only — gpm	Inside Hose — gpm	Total Combined Inside and Outside Hose — gpm	Duration in Minutes
Light	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	100	30
Ord. — Gp. 1	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	250	60-90
Ord. — Gp. 2	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	250	60-90
Ord. — Gp. 3	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	500	60-120
Ex. Haz. — Gp. 1	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	500	90-120
Ex. Haz. — Gp. 2	See 2-2.1.2.2	0, 50 or 100	1000	120

For SI Units: 1 gpm = 3.785 L/min.

Density Curves

Density—(L/min) / m²



For SI Units: 1 sq ft = 0.0929 m²; 1 gpm/sq ft = 40.746 (L/min)/m².

Figure 2-2.1(b)

2-3.2* Capacity. The connection and arrangement of underground supply piping shall be capable of supplying the volume as required in Table 2-2.1(a) or 2-2.1(b). Pipe size shall be at least as large as the system riser. (See NFPA 24, Standard for the Installation of Private Fire Service Mains and Their Appurtenances.)

Exception: Unlined cast or ductile iron pipe shall not be less than 4 in. (10 cm) in size.

2-4 Gravity Tanks.

2-4.1 Acceptability. An elevated tank sized in accordance with Table 2-2.1(a) or 2-2.1(b) shall be an acceptable water supply source. (See NFPA 22, Standard for Water Tanks for Private Fire Protection.)

2-4.2 Capacity and Elevation. The capacity and elevation of the tank and the arrangement of the water

2-14 Power Supply Dependability.

2-14.1 Electric Supply. Careful consideration shall be given in each case to the dependability of the electric supply system and the wiring system. This shall include the possible effect of fire on transmission lines either in the property or in adjoining buildings that might threaten the property.

2-14.2 Steam Supply. Careful consideration shall be given in each case to the dependability of the steam supply and the steam supply system. This shall include the possible effect of fire on transmission piping either in the property or in adjoining buildings that might threaten the property.

2-15 Shop Tests.

2-15.1 Each individual pump shall be tested at the factory to provide detailed performance data and to demonstrate its compliance with specifications.

2-15.2 Before shipment from the factory, each pump shall be hydrostatically tested by the manufacturer for a period of time not less than 5 minutes. The test pressure shall not be less than one and one-half times the sum of the pump's shutoff head plus its maximum allowable suction head but in no case shall it be less than 250 psi (17 bars). Pump casings shall be essentially tight at the test pressure. During the test, no objectionable leakage shall occur at any joint. In the case of vertical turbine-type pumps, both the discharge casing and pump bowl assembly shall be tested.

2-16* Pump Shaft Rotation. Pump shaft rotation

shall be determined and correctly specified when ordering fire pumps and equipment involving that rotation.

2-17* Alarms. Various sections of this standard specify alarms to call attention to improper conditions that may exist in the complete fire pump equipment.

2-18* Pressure Maintenance (Jockey or Make-up Pumps).

2-18.1 Pressure maintenance pumps shall have rated capacities not less than any normal leakage rate. They shall have discharge pressure sufficient to maintain the desired fire protection system pressure.

2-18.2 A check valve shall be installed in the discharge pipe.

2-18.3* Indicating butterfly or gate valves shall be installed in such places as needed to make the pump, check valve, and other miscellaneous fittings accessible for repair. (See Figure A-2-18.3.)

2-18.4* Where a centrifugal-type pressure maintenance pump has a shutoff pressure exceeding the working pressure rating of the fire protection equipment, or where a turbine vane (peripheral) or a positive displacement (reciprocating or rotary) type of pump is used, a suitable relief valve shall be installed on the pump discharge to prevent damage to the fire protection system.

2-18.5 A fire pump shall not be used as a pressure maintenance pump.

2-19. Summary of Fire Pump Data. (See Table 2-19.)

Table 2-19 Summary of Fire Pump Data

Pump Rating gpm L/min	Minimum Pipe Sizes (Nominal)						
	Suction in.*	Discharge in.*	Relief Valve in.	Relief Valve Discharge in.	Meter Device in.	Number and Size of Hose Valves in.	Hose Header Supply in.
25 (95)	1	1	3/4	1	1 1/4	1 - 1 1/4	1
50 (189)	1 1/2	1 1/4	1 1/4	1 1/2	2	1 - 1 1/2	1 1/4
100 (379)	2	2	1 1/2	2	2 1/4	2 - 1 1/4	2
150 (568)	2 1/2	2 1/4	2	2 1/2	3	1 - 2 1/4	2 1/4
200 (757)	3	3	2	2 1/2	3	1 - 2 1/4	2 1/2
250 (946)	3 1/2	3	2	2 1/2	3 1/2	1 - 2 1/4	3
300 (1136)	4	4	2 1/2	3 1/2	4 1/2	1 - 2 1/4	3
400 (1514)	4	4	3	5	4	2 - 2 1/4	4
450 (1703)	5	5	3	5	4	2 - 2 1/4	4
500 (1892)	5	5	3	5	5	2 - 2 1/4	4
750 (2839)	6	6	4	6	5	3 - 2 1/4	6
1000 (3755)	6	6	4	8	6	4 - 2 1/4	6
1250 (4751)	8	8	6	8	6	6 - 2 1/4	8
1500 (5677)	6	8	6	8	8	6 - 2 1/4	8
2000 (7570)	10	10	6	10	5	6 - 2 1/4	6
2500 (9462)	10	10	6	10	8	8 - 2 1/4	10
3000 (11355)	12	12	8	12	8	12 - 2 1/4	10
3500 (13247)	12	12	8	12	10	12 - 2 1/4	12
4000 (15140)	14	12	8	14	10	16 - 2 1/4	12
4500 (17032)	16	14	8	14	10	16 - 2 1/4	12
5000 (18925)	16	14	8	14	10	20 - 2 1/4	12

* Actual pump flange may be less than pump size

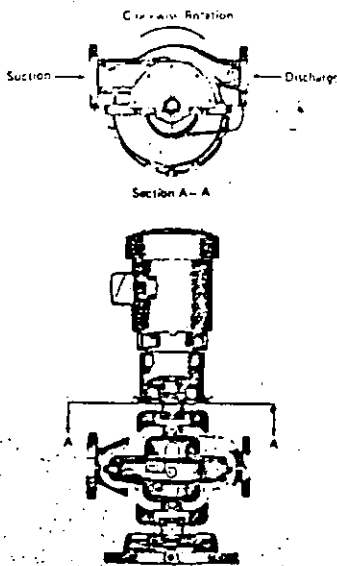


Figure A-2-16(c) Vertical Pump Shaft Rotation.

- (f) Diesel fuel supply below normal.
- (g) Steam pressure below normal.

Such additional alarms may be incorporated into the trouble alarms already provided on the controller, or they may be independent.

A-2-18 Pressure maintenance (jockey or make-up) pumps should be used when it is desirable to maintain a uniform or relatively high pressure on the fire protection system. A jockey pump should be sized to make up the allowable leakage rate within 10 minutes, or 1 gpm (3.8 L/min), whichever is larger.

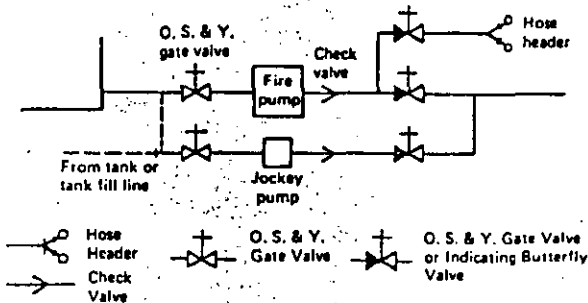


Figure A-2-18.3 Jockey Pump Installation with Fire Pump.

NOTE 1: A jockey pump is usually required with automatically controlled pumps.

NOTE 2: Jockey pump surtion may come from the tank filling supply line. This would allow high pressure to be maintained on the fire protection system even when the supply tank may be empty for repairs.

A-2-18.4 A centrifugal-type pressure maintenance pump is preferable.

A-3-2.1 Listed pumps can have different head capacity curve shapes for a given rating. Figure A-3-2.1 illustrates the extremes of the curve shapes probable. Shutoff head

will range from a minimum of 101 percent to a maximum of 140 percent of rated head. At 150 percent of rated capacity, head will range from a minimum of 65 percent to a maximum of just below rated head. Pump manufacturers can supply expected curves for their listed pumps.

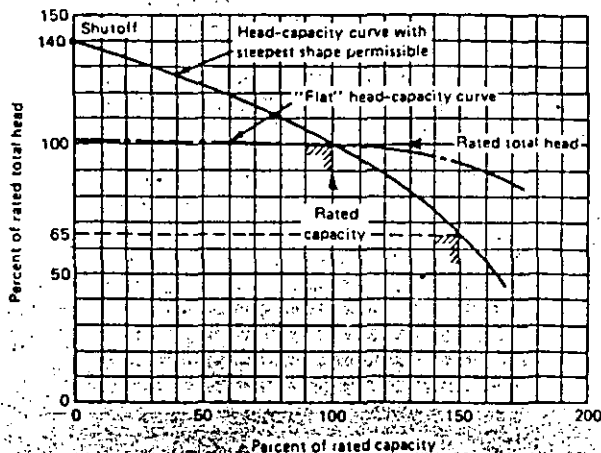
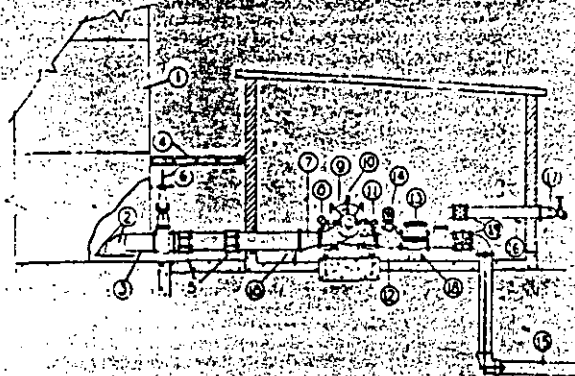


Figure A-3-2.1 Pump Characteristic Curves.



1. Aboveground suction tank.
2. Entrance elbow and 4 ft x 4 ft (1.2 m x 1.2 m) square vortex plate. Distance above bottom of tank — one-half diameter of suction pipe with a minimum of 6 in. (152 mm).
3. Suction pipe.
4. Frostproof casing.
5. Flexible couplings for strain relief.
6. O.S.&Y. gate valve (see 2-9.7 and 4-2-9.7).
7. Eccentric reducer.
8. Suction gage.
9. Horizontal split-case fire pump.
10. Automatic air release.
11. Discharge gage.
12. Reducing discharge tee.
13. Discharge check valve.
14. Relief valve (if required).
15. Discharge pipe.
16. Drain valve or ball drip.
17. Hose valve manifold with hose valves.
18. Pipe supports.
19. Indicating gate or indicating butterfly valve.

Figure A-3-3.1 Horizontal Split-Case Fire Pump Installation with Water Supply under a Positive Head.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

C U R S O S A B I E R T O S

INSTALACIONES HIDRAULICAS SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS

CALIDAD EN EL PROYECTO DE INSTALACIONES

ING. SERGIO HERRERA M.

"CALIDAD" : Del latín "Qualitas" :

Conjunto de características que permiten definir el grado de bondad de un producto.

A pesar de ser mensurable, la calidad es algo subjetivo.

Normalmente el grado de calidad de un producto o un servicio lo determina el usuario sin seguir un patrón o un parámetro.

Al término "CALIDAD" lo encontramos a toda hora, en todo lugar y en cualquier área.

Nos lo recuerda el fabricante de ropa, juguetes, calzado; nos lo ofrecen un sinnúmero de restaurantes, con la calidad de sus platillos o servicios, etc.

Es un calificativo que buscamos ávidamente para justificar pagar un mayor precio en una adquisición.

Sin embargo, en la sociedad de consumo en que vivimos, la publicidad crea confusiones en nuestro subconsciente y no tenemos, la mayoría de las veces, elementos sólidos para determinar, o más bien para confirmar, esa buena calidad que buscamos.

Puede decirse que hay un solo elemento de que el consumidor puede echar mano para tener cierta confianza en este sutil problema: El control de calidad.

Esto es una serie de normas que se impone un fabricante para verificar en las diferentes etapas de su proceso de producción, que haya unos valores mínimos a respetar. En caso contrario, detiene la producción, rechaza el elemento nocivo o no saca al mercado su producto.

Esto ha dado resultado, hay infinidad de nuestras en varias industrias de esto. El gran público se ha beneficiado. Con ello ya saben en quien confiar.

Esto es en los casos de fabricación, de producción en serie, pero... ¿ y qué control de calidad se puede establecer en los servicios profesionales ?

CONTRATACIÓN DE UN SERVICIO DE PROYECTO

El propietario o su representante va a seleccionar de entre un reducido número de "proyectistas" en el país al que invitará a desarrollar su trabajo.

El nuestro es un país grande con sus 80 millones de habitantes, sin embargo, el "micromundo" de su industria de la construcción es reducido. Es frecuente que los arquitectos y despachos de diseño tengan un "equipo fijo" de asesores, o sea han quedado como clientes cautivos.

Otras ocasiones hay en que se convoca a concursos entre varias empresas de diseño, aunque es una práctica equivocada la que se emplea en la selección del ganador. Consideramos que dado que es un servicio con una serie de intangibles, no debe tomarse en cuenta exclusivamente el aspecto económico de una propuesta.

Ocasiones hay, sin embargo, en que el propietario o el arquitecto buscan sin hacer un concurso a la empresa de proyecto para que colabore con ellos. Casi siempre recurren a la recomendación de otros arquitectos o constructores. Es en estos casos en que se puede ver la evaluación de la calidad de diseños que la empresa a recomendar haya ejecutado.

En ese momento, el proyectista no está presente para influir en una decisión que le favorezca, está presente únicamente la imagen que por sus servicios ha dejado. Esta imagen es de hecho, el único elemento de juicio que usará el cliente para recomendarlo o no. Es la medición personal de la calidad con que fue atendido en ocasiones anteriores.

Es por esta sencilla razón que el proyectista siempre cuidará esa imagen, siempre buscará mantener la confianza de un cliente en él, en su experiencia, su capacidad, su eficiencia, su seriedad.

"ÉTICA" : Del latín "Ethica" :

La ciencia de las costumbres del hombre.

Su objeto material : Los actos humanos.

Su objeto formal : El enjuiciamiento de éstos.

" NUESTRO COMPORTAMIENTO "

¿ QUÉ ES UN PROYECTO DE INSTALACIONES ?

Son los documentos (planos y memoria técnica) que sirven de guía para que alguien con solamente conocimientos prácticos y experiencia manual pueda ejecutar la instalación y que ésta funcione adecuadamente.

Por lo tanto, la medición de la calidad en un proyecto se hace en esos documentos y en el funcionamiento de la misma instalación.

"EL PROYECTISTA DEBE FIJARSE A SÍ MISMO

RÍGIDAS NORMAS DE CALIDAD"

1.- VIABILIDAD

Se considera que es responsabilidad del proyectista el verificar la viabilidad para la realización de un proyecto. Esto basado en su amplia experiencia.

También es responsabilidad del proyectista el dar aviso de que un proyecto pueda tener un costo mayor del convencional, ya que esto puede causar hasta la cancelación de un trabajo y es una información que el propietario debe recibir oportunamente.

2.- ESTUDIOS PRELIMINARES

El proyectista debe hacer varias consultas y consideraciones antes de iniciar un planteamiento y sugerencias.

Esta faceta de su servicio toma muy especial atención si se trata de un trabajo de diseño para una obra foránea y muy en particular si en la localidad hay problemas de suministro, acceso, insumos, etc.

3.- ANTEPROYECTO

Esta fase es la espina dorsal del diseño, al estar terminada puede decirse que están resueltos cruces, espacios, tipos, modelos, etc. Queda únicamente para resolver el detalle y darle una forma presentable al trazo.

También es determinante controlar la calidad en esta etapa. Se debe recordar que un profesionalista se vuelve especialista cuando es capaz, en el desarrollo de un trabajo de no perder de vista el sutil equilibrio entre lo económico y lo funcional, es decir, es su responsabilidad optimizar la inversión del propietario, su cliente.

3-A.- REGLAMENTOS.- Deberá conocer a fondo los reglamentos aplicables a la localidad que tienen ingerencia en un área de ingeniería.

3.B.- ASESORÍAS EXTERNAS.- En nuestro cambiante mundo en el que la tecnología se desenvuelve a pasos agigantados, debe conocer sus limitaciones en ciertos campos complementarios al suyo y rodearse de terceros que le ayuden a dar un servicio eficiente.

3.C.- INFORMACIÓN A OTROS.- Se debe tener presente que este tipo de trabajo no puede desarrollarse en forma aislada, un proyectista es parte de un equipo interdisciplinario que debe de proporcionar información en forma fidedigna y oportuna.

3.D.- DIMENSIONAMIENTOS.- Como parte del anteproyecto el proyectista puede dar información definitiva de dimensiones, espacios, diámetros, etc.

Es en esta parte donde haber una conciencia de "realidad", es decir, se debe evitar a toda costa el caer en exageraciones que en caso de ser "de más" representan costo adicional en caso de ser "de menos", problemas para construcción y muy en particular mantenimiento.

3.E.- COORDINACIÓN.- Por la misma razón de ser parte de un equipo multidisciplinario, deberá haber un a estrecha comunicación entre los responsables de todas las ingenierías de diseño.

En esta área son dos las recomendaciones, la primera en aceptar que el responsable del proyecto arquitectónico es el "orquestador", que tiene la responsabilidad de coordinar a todos; se debe colaborar ampliamente con él.

La segunda es que no de debe caer en exageraciones y considerar que el fluido que se maneja es el más importante en la construcción.

4.- TRAZOS

De hecho, esta sección es la que más importancia se le da, ya que es la que utiliza durante el proceso de la construcción, son los planos. La mayoría de ellos son copias reproducibles que se reciben directamente del arquitecto y que son complementadas por el proyectista con trazos en los que se debe mostrar claramente las soluciones dadas a las diferentes instalaciones. De sobra esta decir que el proyectista debe esmerarse en que la presentación de este trabajo sea la mejor posible, sin embargo, hay ciertos detalles que valen la pena sean comentados. Estos son los siguientes:

- I.- **Nomenclatura.-** Determinar una numeración lógica ayuda a identificar más fácilmente los planos.
- II.- **Dimensiones.-** Lo ideal es que todos planos de un proyecto tengan la misma dimensión. En esto también cabe la recomendación de no utilizar planos muy grandes, al extenderlos en obra resultan imprácticos.
- III.- **Separación de flúidos.-** La facilidad de interpretación se incrementa si el trabajo se presenta en diferentes planos, permite ser más explícito.

4.A.- **PLANTAS.-** Son estos los planos básicos, en ellos consultan los operarios el 85 % de las dudas.

Recomendación: Hacer los trazos en escala adecuada para facilitar interpretación. Para los edificios de grandes dimensiones se puede utilizar una planta general para ubicar las redes y varias plantas seccionadas para detalles.

Es básico en estos casos referenciar perfectamente estos planos con los generales.

4.B.- CORTES.- Estos planos se consultan poco, siempre el proyectista buscará consignar las soluciones en cortes y elevaciones en la zona que más información muestra.

Cabe recomendar que en estos planos se pueden indicar los detalles de soportería, cruces críticos, etc. No hay que olvidar referenciarlos con los planos de planta.

4.C.- ISOMETRICIOS, DIAGRAMAS, ETC.- Definitivamente, estos planos son los que más le cuestan al proyectista. Son muchas horas-hombre y los elaboran dibujantes especializados. Sin embargo, son indispensables porque muestran con toda claridad los aspectos, las conexiones más importantes.

Mejorará la calidad del trabajo si se hacen diagramas de flujo completos, detalles constructivos de los puntos críticos, isométricos, elevaciones, diagramas unifilares, etc.

5.- MEMORIA DE CÁLCULO

Este renglón es medular en el trabajo del proyectista, si bien, el propietario pocas veces le da la importancia o la revisa.

Este trabajo lo desarrollan técnicos altamente especializados, o de otra manera hay un alto riesgo de fallas, errores y omisiones.

Junto con la memoria de cálculo, deberán entregarse otros documentos que complementen la información y que a continuación se enuncian:

5.A.- ESPECIFICACIONES.- El proyectista dará la pauta de los materiales a emplear. Dada su experiencia, estará recomendando aquellos que a su juicio son los adecuados.

Por esta sencilla razón, se le debe dar especial importancia a esa selección, a fin de no dejar lugar a un cuestionamiento al respecto.

5.B.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.- Para este renglón, se apoyará en la información de los fabricantes. es una herramienta muy útil para los técnicos supervisores de obra.

Muy especial atención se le deberá dar a este capítulo si se ha seleccionado materiales nuevos o el sistema constructivo general requiere preparaciones especiales por parte del contratista.

5.C.- LISTA DE MATERIALES.- Complemento básico, en la actualidad se están solicitando no solo las listas de materiales, sino un presupuesto base.

Está de sobra indicar lo importante que es entregar listas de materiales reales y claras, esto permitirá que el concurso para la ejecución de la obra se realice con prontitud y exactitud, y beneficie directamente a la inversión del cliente.

5.D.- SELECCIÓN DE EQUIPOS.- Los equipos especiales deben ser relacionados en todo detalle por el proyectista en la memoria técnica.

El proyectista debe de investigar previamente entre 2 ó 3 fabricantes y, de común acuerdo con el propietario o su representante técnico, seleccionar el más adecuado, a fin de que no haya cambios de marcas, que en algunos casos se hacen sólo porque benefician económicamente a quien los propone y no a la obra.

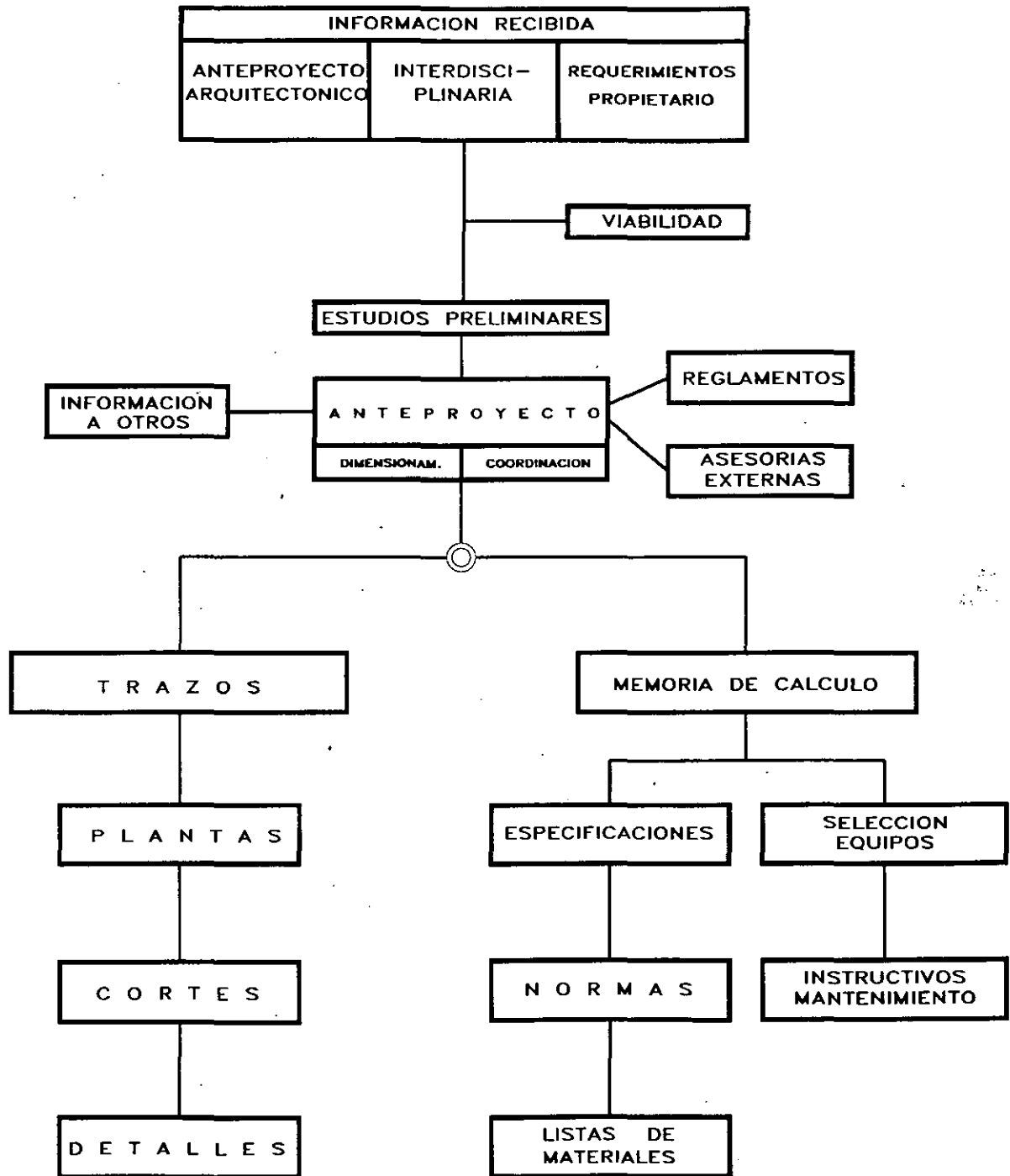
5.E.- INSTRUCTIVOS DE MANTENIMIENTO.- Esto en un complemento muy útil y es válido si no se hicieron cambios en los equipos seleccionados. El proyectista cuya responsabilidad es el diseño, no cubre asesoría en la ejecución de la obra, deberá señalar al propietario lo saludable de estar preparando el mantenimiento preventivo a la instalación de sus equipos desde antes de terminar la obra. Le será muy útil al propietario que se entreguen oportunamente catálogos técnicos de sus equipos.

CONCLUSIONES

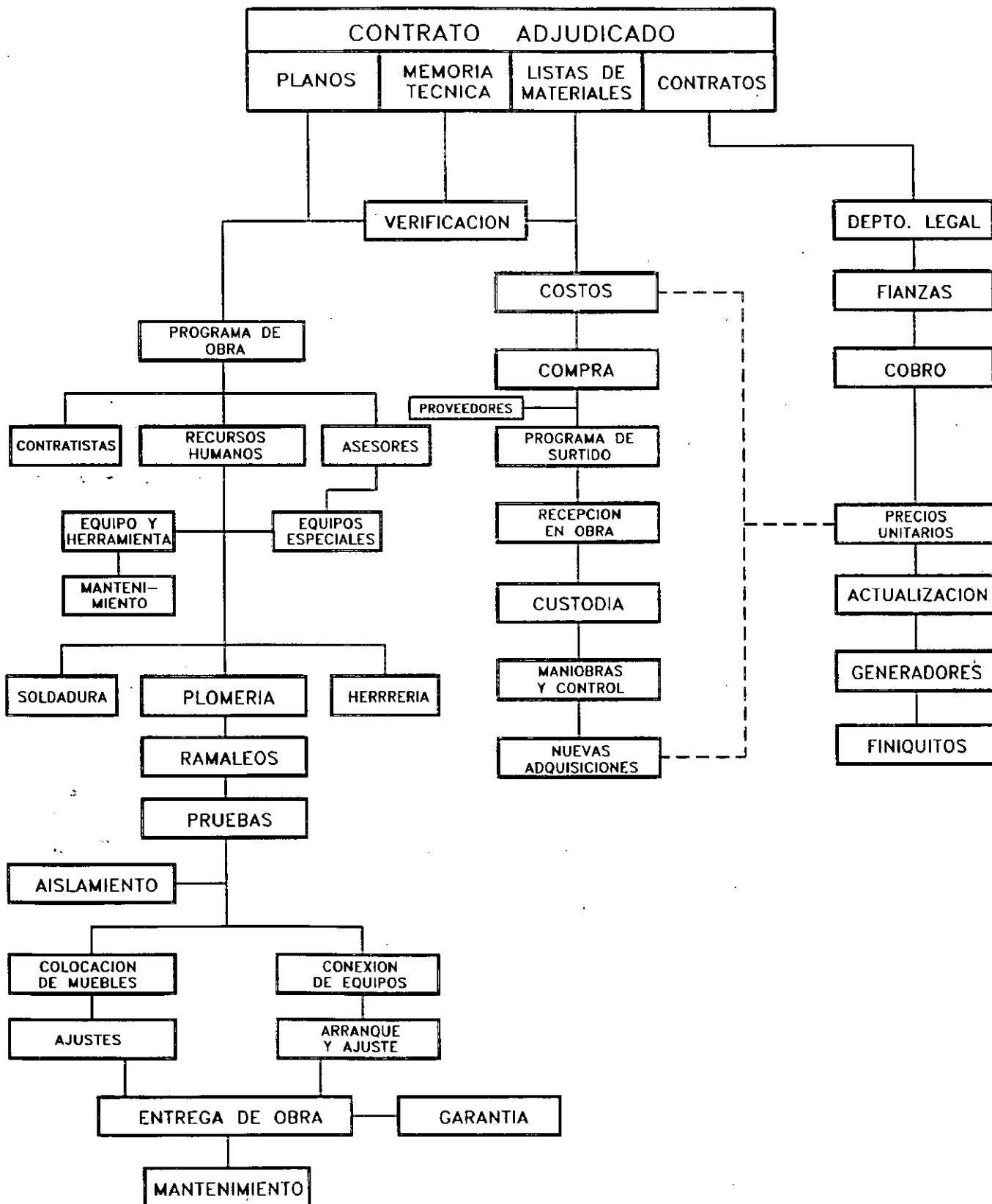
Si analizan los comentarios y recomendaciones anteriores, se podrá obtener en conclusión que la industria de la construcción nacional ha estado en un lugar de vanguardia comparada con otros países en desarrollo, debido a las inquietudes de sus componentes en estar actualizado, mejorando sistemas, capacitando constantemente a su personal y atendiendo con acuciosidad en que los trabajos se hagan bien. Se hagan con gran CALIDAD.

Así estaremos a la altura de las circunstancias cuando el ámbito internacional nos lleve a concursar con técnicas de otros países.

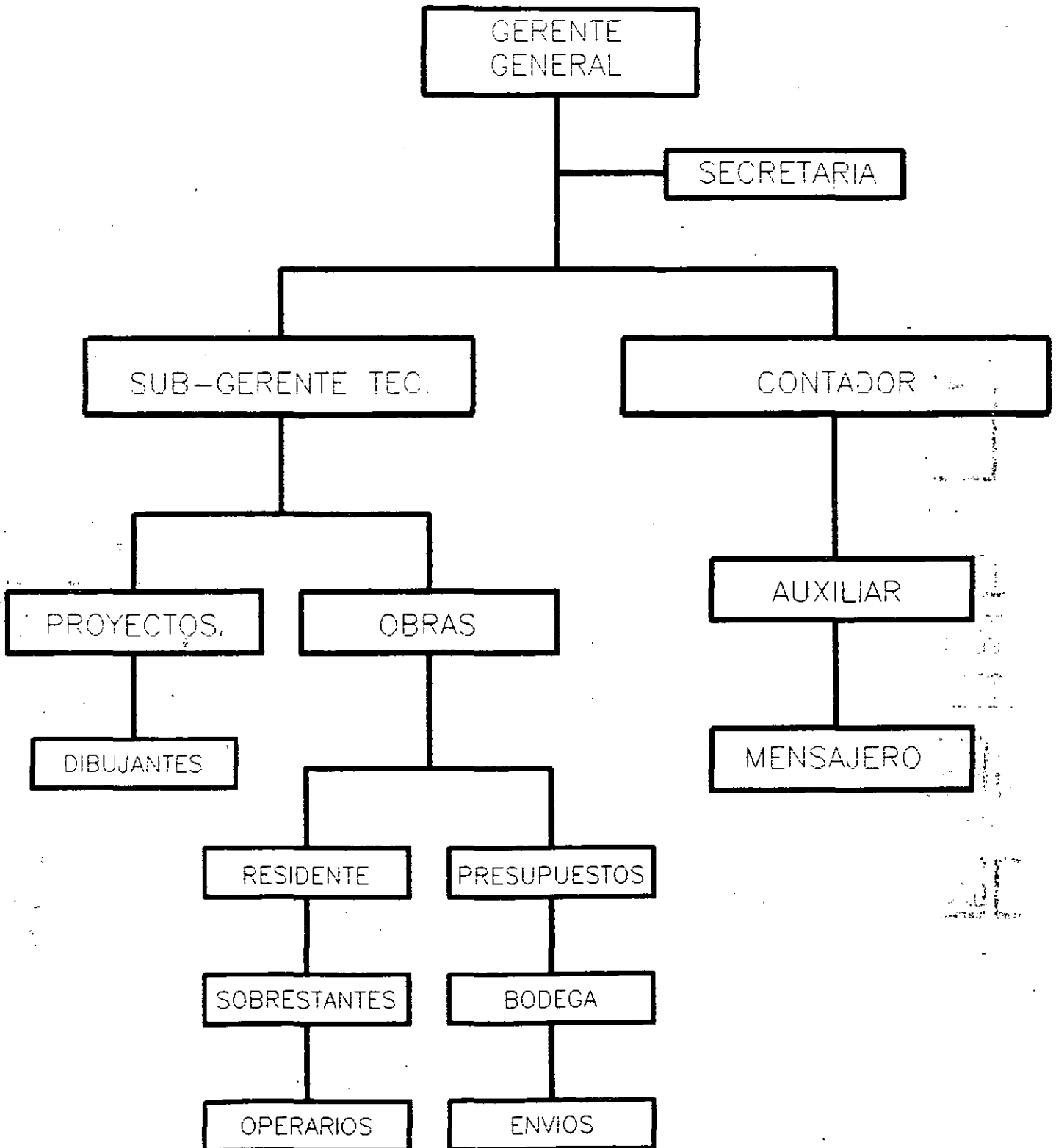
EL PROCESO DE LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE INSTALACIONES



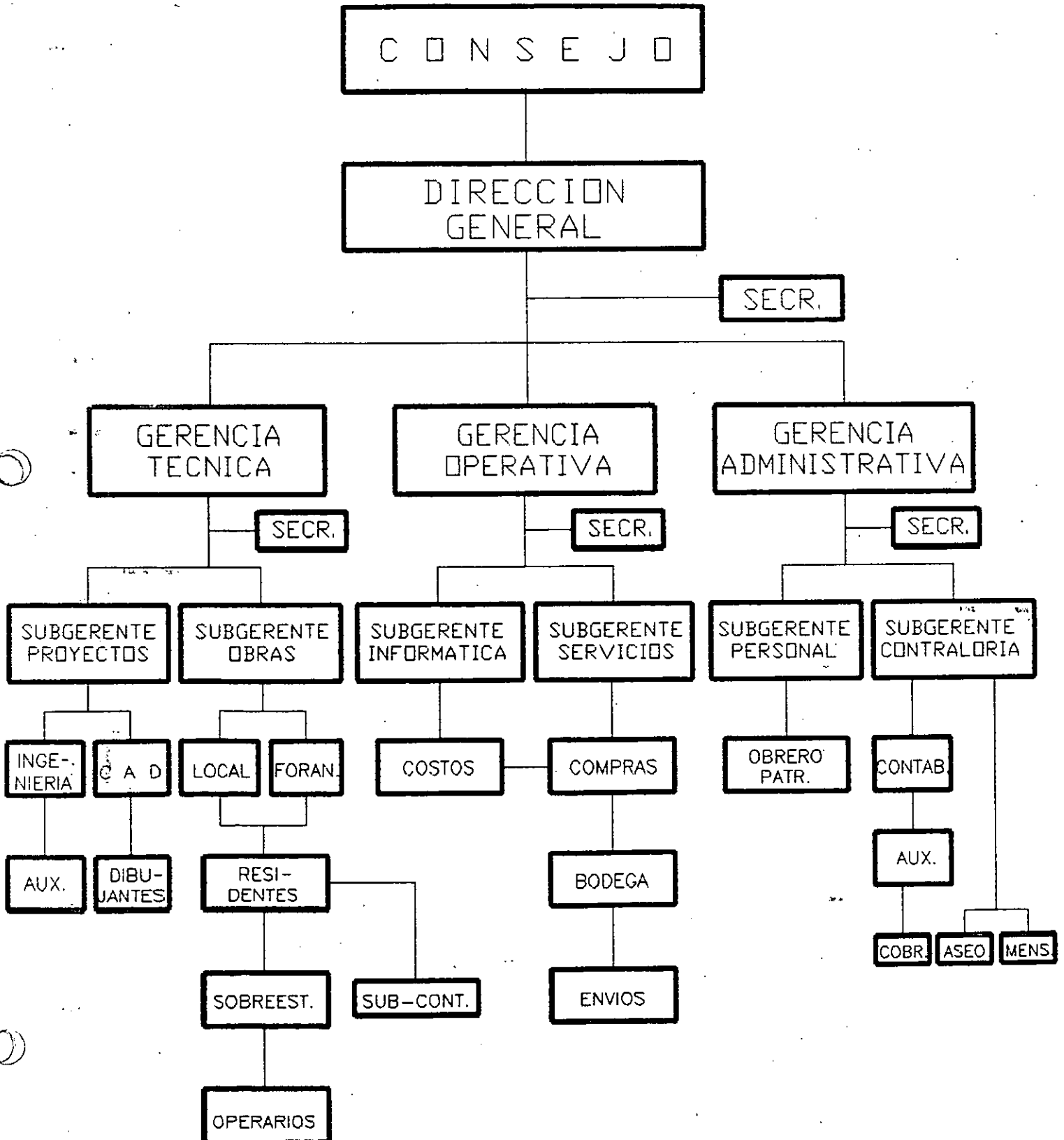
PROCESO DE EJECUCION DE UNA OBRA DE INSTALACION HIDROSANITARIA



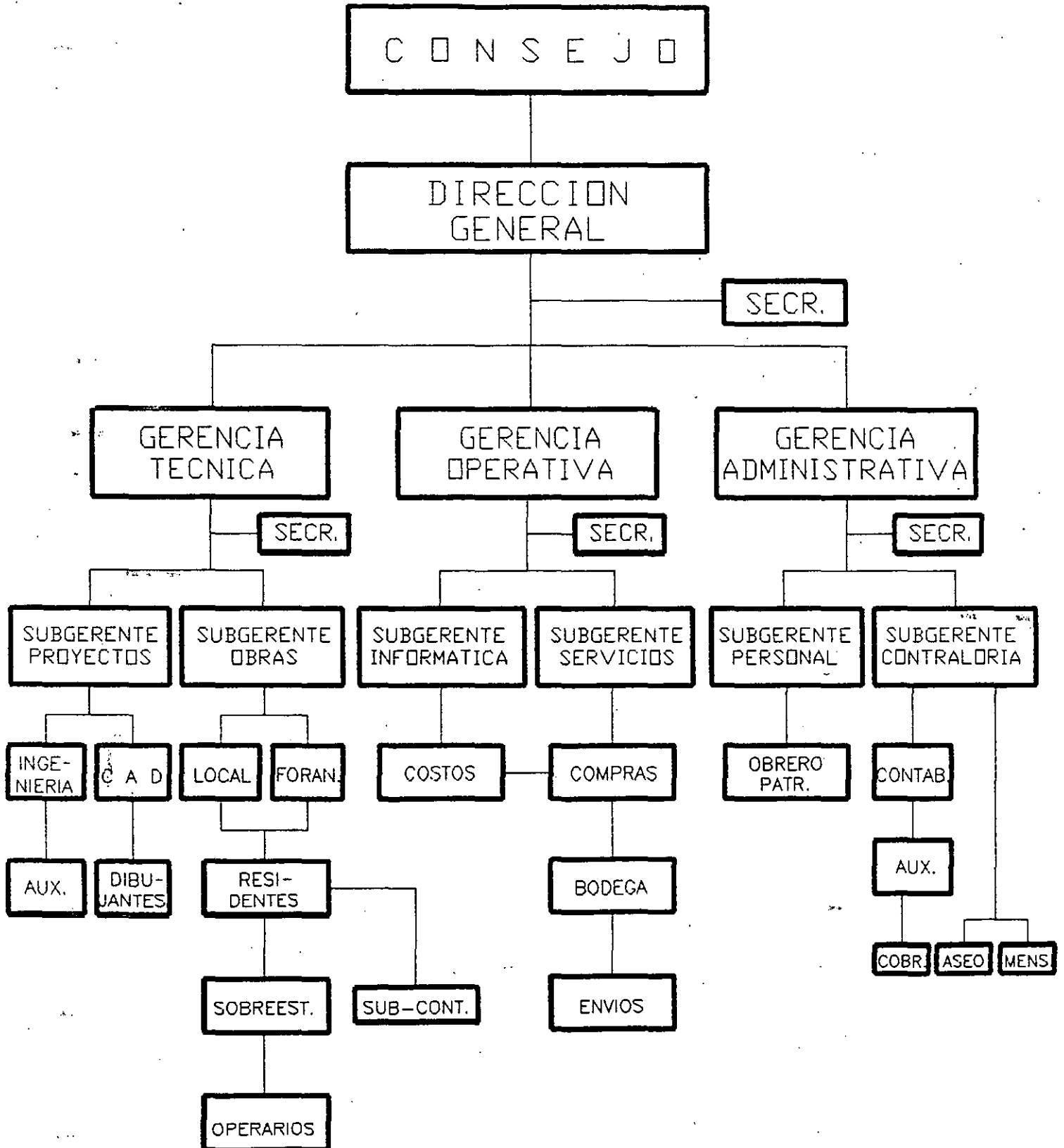
ORGANIGRAMA DE UNA EMPRESA
PEQUEÑA DE INSTALACIONES



ORGANIGRAMA DE UNA EMPRESA MEDIANA DE INSTALACIONES



ORGANIGRAMA DE UNA EMPRESA MEDIANA DE INSTALACIONES



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
INSTALACIONES HIDRAULICAS SANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICIOS
Del 16 al 27 de mayo de 1994.
DIRECTORIO DE ASISTENTES

1. Ing. Carlos C. Avila García
Residente de obra
H.M. Instalaciones, S.A.C.V.
Av Uno No. 131
Col. San Pedro de los Pinos
México, D.F.
Tel. 272 10 65
2. Ing. Leonardo Carreón Navarro
Ingeniero residente
Supervisores y proyectistas de inst. s.a.c.v.
Unión 221-4
Col. Escandón
Del. Miguel Hidalgo, México, D.F.
Tel. 271 69 36
3. Jorge Castañeda Motta
Gerente
Compañía propia
Ignacio de la Peña 610
Col. Monumento
30020 Cd. Juárez, Chihuahua
Tel. 14 46 40
4. Ing. Margarita Chávez Hernández
Supervisor de obra
Gutiérrez Tello y Cia., S.A.C.V.
Dakota 423 piso 1
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 543 88 42
5. Víctor Manuel Chávez Islas
Jefe de mantenimiento
Burger Boy, S.A.C.V.
Resina 285
Col. Granjas México
08400 México, D.F.
Tel. 657 01 22
6. Ma. Guadalupe Escamilla Navarro
Analista de costos
Gutiérrez Tello y Cia., S.A.C.V.
Dakota 423
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 543 88 42
7. Ing. Pablo Granados Téllez
Por su cuenta
Calle Conmutador 172-101
Col. Ampliación Sinatel
09440 Méxioc, D.F.
Tel. 634 19 34
8. Ing. Salvador Gómez Martínez
Director, costos y presupuestos
Dakota 423
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 543 88 42
9. Eduardo Raúl Gutiérrez Albores
Gerente de proyectos
COSEPSA
Av. Nuevo León 253-305
Col. Escandón
Del Miguel Hidalgo, México, D.F.
Tel. 516 30 49
10. Jorge Jiménez Avila
Inspector Aeronáutica
S.C.T.
Providencia 807 piso 3
Col. Del Valle
03100 México, D.F.
Tel. 687 95 44 Ext. 285
11. Jorge Lara González
12. Ing. Rafael López Ruíz
Profesor de asignatura
Div. Ing. Civil.-Fac. Ingeniería, UNAM
Facultad de Ingeniería
04510 México, D.F.
Tel. 682 10 66

13. Jaime Arturo Mendoza Jiménez
Supervisor de Instalaciones
Gutiérrez Tello y Cia., S.A.C.V.
Dakota 423
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 543 38 73
14. Ing. Norberto Moreno Vieyra
Ingeniero proyectista
Supers. y Proyec. de Inst., S.A.C.V.
Unión 221-4
Col. Escandón
Del. Miguel Hidalgo, México, D.F.
Tel. 271 69 36
15. Ing. Faúl Quintana Terán
Supervisor de instalaciones
Gutiérrez Tello y Cia., S.A.C.V.
Dakota 423 piso 1
Col. Nápoles
03810 México, D.F.
Tel. 536 77 09
16. Ing. Arturo Quintana Varona
Director General
Especialidades Industriales
Heróes de 1821 No. 32
Col. Escandón
Del. Miguel Hidalgo, México, D.F.
Tel. 515 90 69, 515 21 34
17. Victoriano Ramírez Flores
Ingeniero Residente
Supervs. y Proyects. de Inst. S.A.C.V.
Unión 221-4
Col. Escandón
11800 México, D.F.
Tel. 271 69 36
18. Luis Ignacio Robles Jiménez
Supervisor de obra
Consultoría Supervisión Técnica de Sist.S.A.
Emperadores 46
Col. Portales Oriente
Del. Benito Juárez, México, D.F.
Tel. 672 92 39
19. Ing. Dalatiel Salgado Castro
Análista especializado
FONATUR
Insurgentes Sur 800 piso 13
Col. Del Valle
03100 México, D.F.
Tel. 682 45 00 Ext. 1312
20. Enrique Segura Alegría
Ingeniero residente
Supervs. y Proy. de Inst., S.A.C.V.
Unión 221-4
Col. Escandón
11800 México, D.F.
Tel. 271 69 36
21. Lic. Marcelino Tepichin Rojas
Director Operaciones
Constructora, Instaladora Mexicana, S.A.
Zacamixtle 184
Col. Petrolera
02480 México, D.F.
Tel. 35224 91
22. Ing. Luis Pomposo Viguera Muñoz
Académico
ENEP, Aragón
Av. Rancho Seco s/n
Col. Impulsora Avícola
México, D.F.
23. Margarito Vázquez Rodríguez
Técnico Académico
UNAM
Circuito Exterior, C.U.
04510 México, D.F.
Tel. 622 50 26