

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y
ELIMINACION DE DESECHOS LIQUIDOS EN
ALTO LUCERO VERACRUZ

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MIGUEL FERNANDEZ SANAVIA

México, D. F.

1965



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor Miguel FERNANDEZ SANAVIA
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa,
me es grato transcribir a usted a continuación el tema que
aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero
Anastasio Guzmán M., para que lo desarrolle como tesis en su
examen profesional de Ingeniero CIVIL.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ELIMINACION DE
DESECHOS LIQUIDOS EN ALTO LUCERO, VERACRUZ.

"Hágase un estudio general
del movimiento del agua en un conglomerado humano, es
decir del Ciclo Hídrico en él, especialmente por lo que
que respecta a la salubridad y comodidad; y como aplica-
ción fórmulense los proyectos de Abastecimiento de Agua
Potable y Alcantarillado que proceda instalar en la lo-
calidad denominada ALTO LUCERO, Cabecera del Municipio
del mismo nombre, del Estado de Veracruz.

Se incluirán en dichos pro-
yectos presupuestos, programas de construcción y planes
de financiamiento."

Ruego a usted tomar debida nota de
que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesio-
nes, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de
seis meses como requisito indispensable para sustentar examen
profesional; así como de la disposición de la Dirección General
de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar
visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo
realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 19 de Febrero de 1965
EL DIRECTOR

Ing. Antonio Dovalí Jaime

ADJ' MMD eag.

106277

A mis padres

Miguel Fernández Cobos

Oliva Sanavia de Fernández

A mi hermana

Angela

*Con agradecimiento al Sr.
Ing. Anastasio Guzmán*

CONTENIDO

PREAMBULO.

PRIMERA PARTE. Estudio del ciclo hidrológico.

SEGUNDA PARTE.

A.- Generalidades, Situación Geográfica.

B.- Historia.

C.- División Política.

D.- Topografía.

E.- Hidrografía y Geología.

F.- Climatología.

G.- Importancia Económica.

H.- Vías de Comunicación.

I.- Agua.

J.- Alcantarillado.

K.- Enfermedades.

TERCERA PARTE. Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de
Alto Lucero Veracruz.

Capítulo Primero.- Estudios.

A.- Estudios Topográficos.

B.- Estudios Hidrológicos.

C.- Estudios Geológicos.

D.- Población Presente y Futura.

E.- Dotación.

F.- Elección de la Fuente de Abastecimiento.

G.- Estudios de bombeo.

FACULTAD DE INGENIERIA.

Capítulo Segundo .- Proyecto.

- A.- Conducción.
- B.- Regularización.
- C.- Red de Distribución.
- D.- Proyecto de la Red.
- E.- Cálculo de la Red.
- F.- Cuadros de Cálculo.
- G.- Tratamiento.
- H.- Presupuesto.

CUARTA PARTE. Sistema de Alcantarillado para la Ciudad de Alto Lucero Veracruz.

Capítulo Primero.- Preliminares (ver primera -
parte).

Capítulo Segundo.- Estudio.

Estudios Topográficos, Geológicos, Hidrológicos, de Población;
(ver segunda parte)

Sistema Elegido.

Dotación y Gastos Aportados.

Elección del lugar de desague.

Tratamiento.

Descripción General del Proyecto.

Capítulo Tercero.- Proyecto.

Traza de Atarjeas.

Traza de Colectores .

Extensión de la Red.

Cálculo de la Red.

FACULTAD DE INGENIERIA

Pendientes.

Cuadros de Cálculo.

Obras conexas a la Red de Alcantarillado .

Presupuesto.

PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

FINANCIAMIENTO .

P R E A M B U L O .

Los requerimientos de la vida civilizada impulsan a la concentración de la población en grandes comunidades - distribuídas sobre territorios de corta extensión. Quedan con - ello alteradas radicalmente las condiciones impuestas por la - naturaleza al organismo humano para la conservación de una sana vitalidad.

El hombre de campo encuentra siempre el aire - puro, con frecuencia el agua no contaminada y en todas partes - el terreno generoso dispuesto a absorber y transformar sus desperdicios orgánicos. Cuando fija su vivienda en pequeñas agrupaciones se crean focos de insalubridad que se agravan cuando la - aglomeración aumenta. Sólo puede evitar sus efectos por la adopción de las medidas especiales y complejas prescriptas por la - higiene .

No es fácil imaginar un medio saneado e higié - nico sin la presencia del agua. El progreso de la higiene y de la salud en el mundo ha estado estrechamente vinculado a la - existencia de ese elemento, y la rapidez y la amplitud de ese - avance han guardado siempre una relación directa con la canti-

dad y calidad del agua disponible.

La historia de la salud pública esta llena de hitos, afortunados o trágicos, en los que el agua fue el factor decisivo.

Un ilustre fisiólogo ha comparado su rol funcional en la vida urbana, con la circulación sanguínea en el cuerpo humano. Los pulmones lanzan la sangre pura por las grandes arterias a la red de vasos menores, hasta rematar en los tejidos para nutrirlos y recoger los desgastes vitales. Vuelve por la red capilar venal arrastrando residuos e impurezas para verterse en las venas mayores que la conduce de regreso a los pulmones para su depuración.

Análogamente las aguas captadas en las grandes fuentes de la naturaleza cump. en una misión higienizadora de la vitalidad urbana de todo punto equiparable. Impelidas -- por los caños se dividen en la red de distribución para penetrar por pequeñas conexiones a las viviendas donde absorben -- los desechos de la vida orgánica para retornar por las cloacas domiciliarias a las colectoras que las concentran en tuneles y las conducen al gran laboratorio de la naturaleza para su depuración .

PRIMERA PARTE.
ESTUDIO.

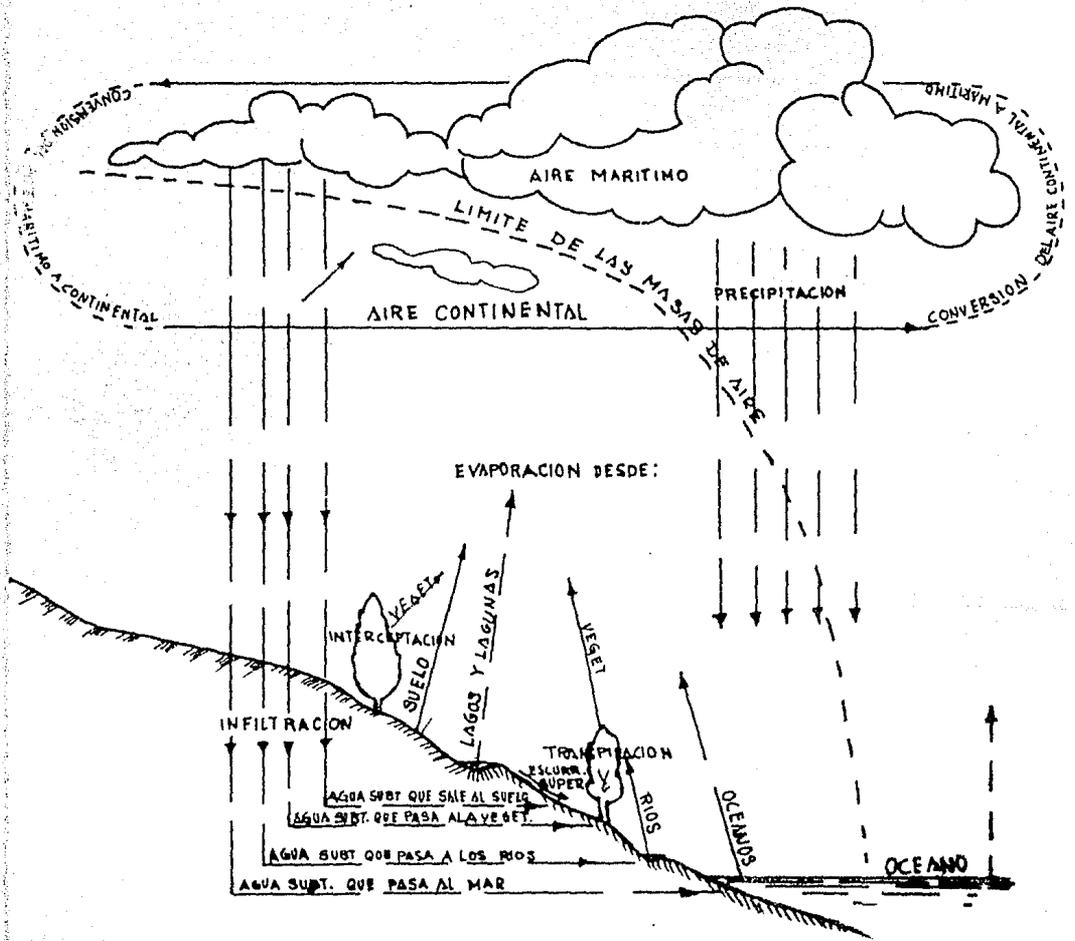
En una forma ó en otra, el agua se presenta prácticamente en todas partes, variando en magnitud desde -- casi una cantidad ilimitada en los océanos hasta su ausencia-- casi total en regiones desérticas.

El agua se presenta en la atmósfera en dis -- tintas formas: como vapor, nubes ó precipitación. Sobre la su -- perficie de la tierra se le encuentra principalmente en co -- rrientes, lagos y en los océanos. Si bien aún cuando en cual -- quier instante, la mayor parte del agua se encuentra en los -- océanos, en realidad se tiene una circulación constante de la misma.

Se conoce con el nombre de ciclo hidrológico -- el proceso según el cual el agua en cualquiera de sus tres -- estados gaseoso, líquido o sólido, circula desde la superfi -- cie de los océanos, mares, lagos, lagunas. rios, etc., hacia -- el cielo (atmósfera) luego a la tierra y de ésta nuevamente a los océanos.

La energía que da lugar a este movimiento -- del agua proviene principalmente de el calor solar y la ac -- ción de la gravedad terrestre. También intervienen los cuer -- pos celestes del sistema planetario produciendo mareas sísmi -- cas, marítimas, terrestres y atmosféricas. Los fenómenos suce -- sivos que producen las fuentes de energía citadas ocurren en -- tal forma que el volumen total del agua en circulación perman -- nece prácticamente constante en el curso de los años.

En el ciclo hidrológico intervienen una serie de fenómenos más o menos complejos los que en forma grafica , pueden verse en la figura 1 ; y su desarrollo ocurre en la -- forma siguiente:



CICLO HIDROLOGICO

Debido a la acción solar, el agua de los océanos, mares, lagos, lagunas y ríos se evapora o por diversos procesos se consumen y transpiran hacia la atmósfera.

La topografía, las masas de aire, el movimiento de la tierra (rotación y traslación) en el espacio y los otros factores físicos, determinan el enfriamiento del vapor de agua que acarrean los vientos, provocando su condensación y precipitación en forma de lluvia, nieve, granizo, escarcha, etc. La mayor parte de la precipitación, cae en la superficie del suelo y de los mares; el resto es interceptado por la vegetación o evaporado en su trayectoria.

El agua que se precipita en forma de lluvia, es la que se ve sometida a un proceso más variado, alguna se evapora en forma directa nuevamente, y otra porción escurre superficialmente en forma de corrientes, retornando a los océanos. También es evidente que una parte se filtra a través de suelos porosos; para este sector existen numerosos destinos: parte se comporta estáticamente por efecto de la capilaridad cerca de la superficie y desde ahí tiene lugar su evaporación; otra es usada por las plantas y regresada a la atmósfera a través del proceso de transpiración; otra se reintegra al agua superficial y lentamente vuelve a formar parte de las corrientes: necesitando para ello períodos muy variables de tiempo, que van desde días, hasta meses ó años; finalmente cierta cantidad casi insignificante, que sin embargo en algunas cuencas de ríos tiene gran importancia, se filtra a grandes profundidades y aparece después de largos intervalos, muchas veces a grandes distancias, en forma de manantiales, pozos artesianos y geysers.

De el agua que forma las corrientes, comprendiendo también la que proviene de los desagües de los grandes-

FACULTAD DE INGENIERIA

sistemas de eliminación de agua, sólo una parte fluye directamente hacia los océanos. El sobrante se evapora de la superficie de las corrientes y lagos, y aún cuando las corrientes fluyen, el agua es usada y transpirada por las plantas que encuentran en las márgenes, ó bien se filtra en el lecho de los cursos de agua, cuando éste es demasiado profundo con respecto a la superficie de las propias corrientes. Esta última porción de agua, posteriormente puede reintegrarse al mismo curso de agua en puntos aguas abajo; ó bien puede alcanzar corrientes subterráneas, encontrando su salida en manantiales distantes, en otros ríos, lagos ó en el océano; también puede ser utilizada por la vegetación por las raíces profundas; o finalmente unirse a la más o menos permanente agua subterránea, apareciendo quizá años después como manantiales ó géysers.

La cantidad de agua disponible para el mayor ó menor aprovechamiento en determinada región, esta íntimamente ligada a la forma en que se verifica el ciclo hidrológico, por lo que es de vital importancia el conocimiento más completo de cada una de sus etapas o fases. En esta exponere solo las partes que considero mas importantes en lo referente a abastecimiento de cada una de las etapas o fases del ciclo hidrológico.

Evaporación. El proceso hidrometeorológico conocido como evaporación se divide en dos partes: a) El cambio del estado líquido del agua en los mares al estado gaseoso y b) el paso de las partículas de vapor desde la capa encima de la superficie del agua hacia la atmósfera.

Las moléculas y átomos de agua están en continuo movimiento; la mayor ó menor velocidad del movimiento depende de su temperatura y ésta a su vez, de la cantidad calorífica solar que recibe el agua.

FACULTAD DE INGENIERIA

Para cada temperatura de aire hay una cantidad máxima de vapor de agua que puede contener; cuando el vapor alcanza tal cantidad se dice que está saturado. Un aumento en la temperatura del aire determina un aumento en la capacidad de saturación de vapor; una disminución, reduce la capacidad de saturación. Si el aire está saturado al bajar la temperatura -- puede ocurrir la condensación del vapor y después la precipitación o lluvia en cualquiera de sus formas.

Los factores que más influyen en la magnitud de la evaporación son :

1. La diferencia de temperatura entre el agua y el aire.
2. Velocidad y características de las corrientes de aire inmediatamente arriba de la superficie del agua.
3. La cantidad de vapor de agua existente en la capa de aire situada inmediatamente arriba de la superficie libre del agua.
4. Presión barométrica del aire.
5. Composición química del agua.

Para medir la cantidad de vapor que pasa a la atmósfera, se utilizan varios métodos teóricos y prácticos.

Los métodos teóricos aunque útiles, son sin embargo poco aplicados debido a las dificultades para medir todos los factores que intervienen en las fórmulas.

Para la aplicación de las fórmulas se requieren datos de: humedad del aire, velocidad del viento, temperatura, presión barométrica, etc. etc., equipo costoso, difícil de instalar y operar por lo que no es práctica la aplicación.

Los métodos directos para medir la evaporación son los más aceptados por la manera práctica de obtener los datos. Consisten en determinar la disminución de la cantidad de agua debida a la evaporación, en pequeños tanques de dimensiones definidas y acep

FACULTAD DE INGENIERIA

tadas convencionalmente. De estos recipientes o tanques el más-usado es de forma circular con una superficie expuesta de 1.22m. de diametro y 25 cm. de profundidad. Se acepta que en ellos ocurren todos los fenómenos que en conjunto constituyen las evaporaciones y sólo es necesario aplicar un coeficiente de reducción para pasar de los valores observados, a los que se registran en los grandes cuerpos de agua. Estos coeficientes son el resultado de numerosas experiencias y son aplicables a mayores o menores períodos de tiempo.

Otro método que permite estudiar las pérdidas por evaporación en los grandes cuerpos de agua es el que utiliza los datos de entradas, salidas y variaciones de un almacenamiento. En la mayoría de los casos falta algún dato de entradas o salidas y el vaso puede tener aportaciones o pérdidas que no pueden medirse.

Es pues, de gran importancia en los estudios de abastecimiento de agua a base de almacenamientos superficiales, conocer con suficiente precisión la cantidad de agua que tiene que perderse por evaporación para saber con qué volumen se cuenta para los usos a que se destine el almacenamiento.

Además siendo la evaporación en los mares y en los continentes el punto de partida del ciclo hidrológico, se considera muy importante conocer sus características y efectos en la humedad disponible en determinada región.

Lluvia. La segunda fase del ciclo hidrológico es la lluvia o sea la conversión del vapor de agua de la atmósfera en cualquiera de las formas de precipitación; adquiere importancia hidrológica al llegar a la superficie del suelo, pues el agua de los arroyos, ríos, manantiales, lagunas, lagos, etc., y en general toda la existente sobre o dentro de la tierra proviene de la lluvia. La variación de la cantidad de agua llovida en una región tiene trascendencia directa en el aprovechamiento de la misma.

FACULTAD DE INGENIERIA

En el afán de aprovechar a el máximo los recursos hidráulicos se ha tenido que luchar incesantemente para prever las variaciones pluviales y sus consecuencias. En la planeación de las obras encaminadas a tal fin es de sumo interés - conocer no solamente la magnitud sino también las variaciones- anuales, mensuales, diarias y hasta instantáneas de la lluvia.

La lluvia resulta de la condensación en la atmósfera del vapor de agua, por cualquiera de las siguientes causas o por su combinación: 1) por convención; 2) por topografía- 3) por perturbaciones ciclónicas y 4) por choque de grandes masas de aire y recibe según el caso, los nombres respectivos: -- lluvia convectiva, orográfica o de relieve, ciclónica o de frentes tropicales y polares.

Escurrimiento. El agua de los ríos, arroyos y manantiales, tiene, como único origen, la precipitación en cualquiera de sus -- formas. En México la precipitación pluvial es la que determina el régimen de los ríos; aunque en algunos años ocurren nevadas- en los ríos del noroeste de México su influencia es poco notable en el escurrimiento, pues las alturas que alcanza la nieve -- son de poca importancia.

La lluvia se distribuye en la siguiente forma:

- a) Parte se evapora en la atmósfera antes de llegar al suelo.
- b) Parte se evapora en la superficie del suelo.
- c) Otra parte se almacena o retiene natural o artificialmente - en la superficie de los lagos, lagunas, charcos o en los vasos- de almacenamiento.
- d) Otra parte es absorbida por las raíces de la cubierta vegetal.
- e) Parte se infiltra en el suelo.
- f) El residuo de todo lo anterior con respecto al volumen total llovido escurre superficialmente en el suelo formando los arroyos y ríos. A este residuo se le llama escurrimiento superficial.

FACULTAD DE INGENIERIA

El escurrimiento superficial ocurre cuando intervienen algunos de los fenómenos descritos a continuación, todos ellos relacionados con la lluvia y con las características geofísicas del terreno donde llueve:

1^o Intensidades de lluvia superiores a la rapidez de infiltración del suelo que determina el escurrimiento inmediato en la superficie del terreno hasta llegar al cauce de la corriente.

Como consecuencia de lo anterior el agua que llega a los arroyos y ríos, ocupa mas o menos su cauce; la rapidez o velocidad con que se mueve el agua depende de la pendiente, área transversal, rugosidad, etc. Si el volumen que puede conducir el río es menor que el volumen que entra, ocurre un almacenamiento temporal en el cauce.

2^o Cuando el agua infiltrada en el terreno llena completamente el almacenamiento subterráneo y continúa lloviendo, entonces ocurre el escurrimiento superficial. Este fenómeno es muy importante pues determina en una prolongada temporada de lluvias los gastos máximos extraordinarios porque estando la cuenca saturada, todo lo que llueve se transforma en escurrimiento superficial. En esta etapa, con el suelo ya saturado, muy poco o nada influye la vegetación.

Entre los factores mas importantes que controlan o influyen en el escurrimiento superficial son los siguientes:

- 1) Régimen pluvial.
- 2) Características geográficas.
- 3) Topografía y geología de la cuenca.
- 4) Meteorología.
- 5) Uso artificial y natural.
- 6) Consumos de agua.

Debido a los factores anteriores, cada cuenca de drenaje presenta condiciones hidrológicas especiales que se

traducen en el régimen característico de las corrientes que la drenan. Durante el año los factores citados cambian continuamente, por lo que las condiciones del escurrimiento cambian también.

El estudio del régimen de los ríos y arroyos es muy importante para el desarrollo económico y social de la región que -- atraviesan porque de sus características dependen las posibilidades de aprovechamiento de abastecimiento de agua potable, -- riego, generación de energía, etc., para beneficio de la región, así como también las condiciones en que se necesita protegerse -- contra sus fluctuaciones extremas como son las avenidas o las -- sequías.

Infiltración. Es el fenómeno mediante el cual una parte de la -- lluvia penetra al suelo. Como gran parte del agua consumida por el hombre proviene de los almacenamientos subterráneos, la importancia de la infiltración es enorme.

Se han propuesto y practicado varios métodos -- para medir la infiltración según sea el objetivo de los datos -- que se obtengan y el equipo disponible. Como la estructura de -- los suelos controla la rapidez de infiltración, es necesario -- efectuar las mediciones sobre el suelo del lugar en estudio.

Entre los métodos utilizados se tienen los siguientes:

a) Infiltración en áreas definidas con anillos concéntricos. En este método se utilizan varios anillos variando en -- diámetro desde 23 hasta 93 cm., Los cuales para obtener mejores resultados se entierran unos cuantos centímetros en el suelo. -- Después se van agregando cantidades variables de agua a fin de -- mantener un nivel de agua constante. La finalidad del anillo -- exterior es la de tener una área húmeda en el anillo interior -- que es realmente el área de prueba. El gasto necesario para -- mantener la lámina constante de agua (que es de un centímetro), -- representa la rapidez de infiltración.

FACULTAD DE INGENIERIA

b) Infiltración en áreas definidas por tubos. Los tubos han sido utilizados en forma enteramente semejante a los anillos, pero difieren solamente en la mayor profundidad hasta donde se encajan los tubos en el suelo. También se mantiene un nivel constante en el tubo y el gasto que se necesita para mantenerlo es la infiltración.

Los factores determinantes de la magnitud y variaciones de la infiltración están íntimamente relacionados con las propiedades granulométricas del suelo donde ocurre la lluvia, la que depende de: a) diámetro de las partículas que forman el suelo; b) su estructura y c) las características de los agregados.

La estructura del suelo es variable de acuerdo con la cantidad de agua que contiene; suelos que estando secos presentan una estructura favorable a la infiltración, sufren una marcada reducción de vacíos durante el curso de una tormenta, debido a las sustancias coloidales, al humedecimiento causado por la humedad y a los espacios ocupados por el agua ya infiltrada. Casi todos los suelos, excepto las arenas puras, contienen coloides; y la hidratación coloidal es una de las que determinan la reducción de la rapidez de infiltración por el aumento de volumen. Otra causa de la reducción de la rapidez de infiltración es la entrada de tierra a los huecos.

Transpiración. La transpiración es el proceso por el cual el vapor de agua escapa de las plantas (principalmente desde las hojas) hacia la atmósfera a través de la cutícula o de los estomas.

La principal fuente de humedad en las plantas es la del suelo, absorbida por el sistema de raíces. Aunque las hojas y tejidos de las plantas pueden bajo ciertas condi-

ciones absorber la humedad, rara vez ocurre así y cuando sucede esto, es una forma tan reducida comparada con la transpiración, que casi no tiene ningún efecto en la demanda de agua de la planta. La humedad atmosférica, las lloviznas o el rocío reducen la evaporación hasta un punto tal que la pérdida por transpiración es menor que la humedad absorbida por las raíces, permitiendo así que las plantas presenten un aspecto normal.

Las plantas no pueden aprovechar la totalidad del agua contenida en el suelo, ya que a pesar del fuerte poder de succión de las raíces, siempre existe una cierta cantidad de agua que retiene el suelo, llamada agua inerte. Cuando en un suelo únicamente se tiene el agua inerte viene la desecación o marchitamiento de las plantas al no tener ya agua que puedan aprovechar.

Los factores principales que intervienen en la transpiración de las plantas se agrupan en dos: Los fisiológicos propios de las plantas y los del medio ambiente que incluyen la radiación calorífica del sol, las condiciones atmosféricas y del suelo, las plagas y las sustancias químicas.

Los métodos más usuales para medir la transpiración son: por medio de aparatos que permitan determinar la absorción higroscópica; por medio de higrómetros en recipientes cerrados; con aplicación de cloruro de cobalto a las hojas se tiene una indicación de la transpiración, pues esta sustancia cambia de color con la humedad. etc.

La transpiración es un fenómeno variable de un momento a otro, de una hora a la siguiente, de uno a otro día, mensual y anualmente. Durante las horas del día hay una notable semejanza entre la transpiración y la evaporación, pero al terminar el día la falta de luz determina una disminución brusca de la transpiración. Puede decirse que más del 90% de la trans-

FACULTAD DE INGENIERIA

piración ocurre durante el día con una máxima intensidad al me diodía.

Evaporación en el suelo. La evaporación en el suelo es la pérdida de agua por evaporación hacia la atmósfera de las películas de agua adherida a los granos del suelo; pero si la capa superior está muy agrietada puede haber evaporación a mayores profundidades .

Para mantener las posibilidades de evaporación, debe existir un gasto de agua subterránea que esté satisfaciendo el agua que se está evaporando.

Las experiencias y estudios efectuados a la fecha indican los siguientes principales resultados:

a) La evaporación en el suelo es menor que en una superficie libre de agua, aunque en la superficie de arena húmeda es igual o un poco superior a la que ocurre en la superficie libre del agua.

b) La evaporación en el suelo del agua proveniente del manto freático termina cuando este manto alcanza una profundidad que excede al límite de la capacidad de ascenso por capilaridad. Las pérdidas de cantidad de un manto freático a mayor profundidad se deben más bien a transpiración que a evaporación.

c) La variación de la evaporación del suelo depende íntimamente de las variaciones del manto freático.

d) La evaporación en suelos desnudos es superior a la registrada en suelos cubiertos por vegetación .

FACULTAD DE INGENIERIA

Toda el agua que proviene de la meteórica natural (lluvia, nieve, rocío, condensación) para las cualidades de esta dentro de las necesidades humanas conviene dividirla en dos grandes grupos.

- Superficial.....
 - a) Recogida directa en períodos
 - b) Corrientes fluviales.

- Subterráneas.....
 - a) Manantiales.
 - b) Subálveas.
 - c) Profundas.
 - d) Artesianas.

La que puede y debe ser más pura si los períodos de recogida se establecen con arreglo a normas adecuadas, es la de lluvia recogida directamente en cisternas. Apenas si se carga de sustancias físicas y químicas, salvo las que existen en la atmósfera. Y sus microorganismos y bacterias, si se cuidan las superficies receptoras, deben ser también mínimos. Las bacterias no son patógenas, pero a veces proliferan notablemente; por ello han de cuidarse los aljibes para evitar su multiplicación, así como el desarrollo de ciertos hongos.

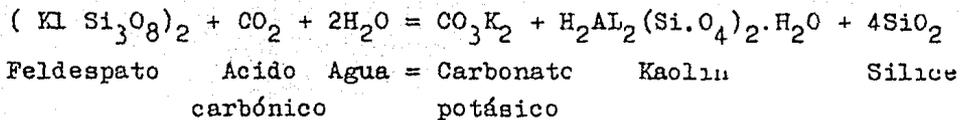
Generalmente estas aguas faltas de sales minerales y con exceso de anhídrido carbónico que les dá ligera-reacción ácida, originan algunos trastornos a algunas personas hasta que se acostumbran a su uso.

La parte de agua de lluvia caída sobre el suelo (ya cargada de anhídrido carbónico, oxígeno, nitrógeno, polvo y bacterias principalmente, a su paso por la atmosfera), y que no es evaporada ni absorbida por las raíces, corre por la superficie y se filtra por el suelo.

FACULTAD DE INGENIERIA

Ello determina, en primer lugar, un arrastre de materias de las praderas, bosques y rocas, pero sobre todo de terrenos labrados, que producen las turbias, y una absorción de anhídrido carbónico y otros ácidos de la materia orgánica vegetal, yacente en el suelo, como hojas, ramas, etc., y de las raíces. Aumenta con ello la acidez del agua, por consecuencia su poder disolvente que le hace apta para el ataque de los terrenos y rocas que atraviesan en su trayectoria subterránea. Según sean estas rocas y terrenos, mejoran o estropean las condiciones del agua, que resultará apta, peligrosa o impropia para un abastecimiento.

Si atraviesa terrenos primitivos ricos en granito, basalto, gneis, etc., los feldespatos (silicatos de aluminio y sodio o potasio) son atacados con arreglo a la siguiente reacción.



El carbonato potásico es arrastrado en disolución y el agua resulta muy alcalina, merced a la gran riqueza en carbonato alcalino (ya que en dichos terrenos abundan también los silicatos de potasio, sodio, calcio y magnesio, que son atacados).

El arrastre de la sílice en estado coloidal y la retención de la misma, así como de la alúmina y del óxido de hierro, también en forma coloidal merced de la presencia de los carbonatos alcalinos, producen aguas buenas, pero con cierta opalinidad.

Si los terrenos atravesados son sedimentarios, constituidos por calizas, dolomitas, areniscas, yesos, conglome

FACULTAD DE INGENIERIA

rados, esquistos, etc., el anhídrido carbónico del agua ataca los carbonatos y los transforma en bicarbonatos solubles con arreglo a las siguientes reacciones:



Asimismo las aguas se cargan, por disolución, de cloruro de sodio (CLNa), cloruro de calcio (CL_2Ca), Sulfato de calcio (SO_4Ca) y sulfato de magnesio (SO_4Mg).

Resultan así aguas duras, cuya dureza permanente está integrada por éstas últimas sales, y la temporal por aquellos bicarbonatos que desaparecen por ebullición.

Cuando los terrenos atravesados tienen sales de hierro (Fe_2O_3 principalmente), como sucede en muchas rocas de coloración amarillenta o rojiza, y el agua ha sido desprovista de oxígeno por la materia orgánica que contiene, reduce aquella sal a óxido ferroso FeO , que al combinarse con el anhídrido carbónico CO_2 , produce un bicarbonato de hierro $\text{Fe}(\text{CO}_2\text{H})_2$ soluble, y determina las aguas ferruginosas.

Además el anhídrido carbónico (adquirido principalmente del aire), de la materia orgánica en descomposición y de residuos de plantas y del oxígeno absorbido del aire, el agua puede contener: nitrógeno, metano e hidrógeno sulfurado procedente de la descomposición de la materia orgánica.

En resumen la naturaleza de un agua subterránea resulta definida por la de la capas geológicas que atraviesa y por las de duración, temperatura y presión del contacto. Si estas condiciones fuesen inmutables, en cada nivel de una capa de agua hallaríamos un agua de composición química bien definida.

FACULTAD DE INGENIERIA

Pero como una u otra varían, hay que contar con una composición media o lo podemos llamar agua normal.

El agua real del punto de afloramiento de un manantial podrá diferir del agua normal en dos aspectos: diferencias débiles en los elementos normales (generalmente acusando variaciones estacionarias o locales) o diferencias notables de elementos normales unidas a la aportación de elementos extraños (acusando entonces circunstancias perturbadoras y polución).

Resulta, por tanto, necesario conocer no sólo el grado de mineralización de un agua, sino si esa mineralización es primitiva o adquirida, y en este caso cuál es el origen de la adquisición.

Las aguas de los lagos y embalses también siguen, como las de los ríos, en su composición, las consecuencias de los terrenos que constituyen su cuenca alimentadora y su vaso

La regularidad de su composición será mayor cuanto mayor sea el volumen del lago o del embalse, y será turbada por las aportaciones de sus afluentes, por las lluvias, por los cambios de temperatura, por la agitación variable de su superficie (que hace disminuir el carbonato de cal) y por el desarrollo estacional de organismos vivos, sobre todo de algas verdes que por su función clorofílica desprenden oxígeno y absorben ácido carbónico.

Como los embalses suelen emplazarse, por regla general, en zonas montañosas con predominio de terrenos arcácicos o esquistosos, suelen dar aguas de poca mineralización. Sin embargo, hay embalses con aguas muy cargadas de sales, y la que por su abundancia de estas tienen categoría medicinal

Las aguas de ríos es lógico tengan condiciones diferentes en su recorrido, según cambie la naturaleza de los terrenos o reciban afluentes importantes procedentes de distintas cuencas geológicas. Los residuos de los núcleos habitados de la cuenca aportan sales minerales diversas sobre todo si --- existen núcleos industriales de importancia. Y además materias orgánicas y polucionantes que influyen poderosamente en la composición de las aguas.

Resumiendo:

- a) Las aguas de sierras altas, de terrenos primitivos y poco -- habitados, suelen ser buenas tanto desde el punto de vista -- químico como biológico.
- b) Las de terrenos terciarios suelen ser de mala calidad y du-- ras, por disolverse grandes cantidades de sulfatos, cloruros, etc.
- c) Las que discurren por terrenos calizos son más aceptables y -- aunque algo más duras que las de terrenos primitivos.
- d) Las subterráneas procedentes de terrenos agrietados (gene -- ralmente calizos) suelen tener características a las super-- ficiales de los mismos.
- e) Las de largo recorrido subterráneo a través de terrenos po-- rosos de elementos finos , suelen ser buenas, bacteriológica -- mente a causa de la eliminación de gérmenes en la filtración que sufren.
- f) Las que atraviesan terrenos finos silíceos suelen, además de su pureza bacteriológica, tener buenas características químicas.

FACULTAD DE INGENIERIA

g) Las que proceden de gran profundidad, en terrenos primitivos, suelen tener abundancia de sales de metales alcalinos y de hierro y manganeso a causa de la desaparición del oxígeno en proceso de oxidación y de ataque de los feldespatos por el anhídrido carbónico. Muchas veces son termales.

SEGUNDA PARTE
PRELIMINARES.

A) -Situación.

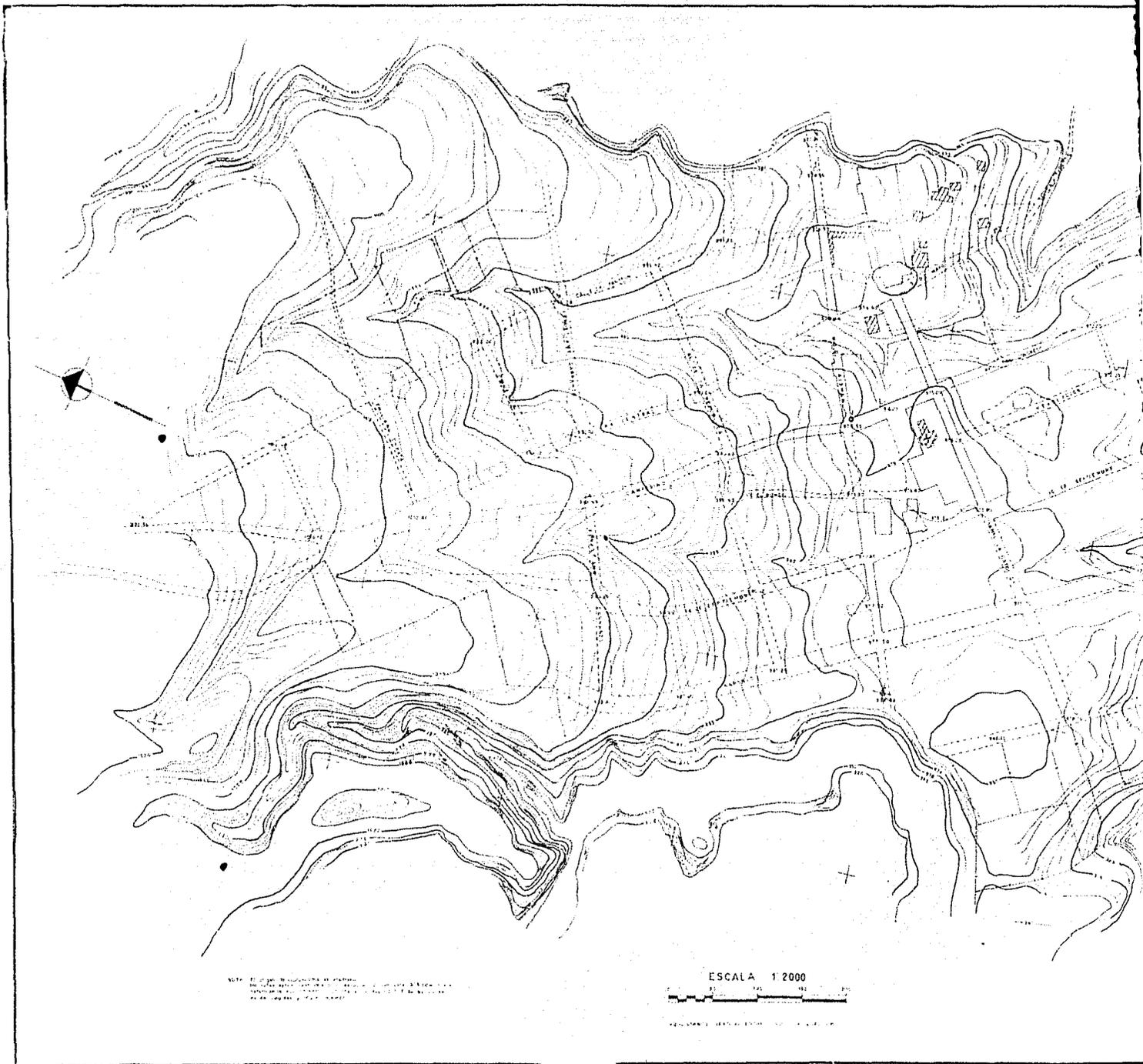
Alto Lucero. Veracruz, es la cabecera del Municipio del mismo nombre; se encuentra situado a $19^{\circ} 21' 30''$ de latitud norte y a $93^{\circ} 39' 47''$ longitud oeste del meridiano de Greenwich o sea $2^{\circ} 35' 3''$ al este de México, a 39 kms. de la Capital del Estado y a 50 kms. de la costa del Golfo de México.

La meseta rocosa donde está implantado forma parte de la Sierra Madre Oriental.

El municipio de Alto Lucero tiene por límites: al norte el de Tepetlán, Juchique de Ferrer y Vega de la Torre, al sur el de Actopan, al Este el Golfo de México y al oeste el municipio de Emiliano Zapata y el de Tepetlán. Se encuentra a 1,027 mts. sobre el nivel del mar, tomado en el centro del pueblo de la parte norte que es la más alta y la del sur que distan unos 500 metros, teniendo una diferencia aproximadamente de 16 metros.

B) -Historia de la Población.

La fundación del pueblo de Alto Lucero data de fines del siglo XIX sin poder precisar datos más exactos, pues sólo llegan a simples vaguedades; según sus moradores, su ori-



NOTA: El plano de topografía es un documento de carácter técnico y su uso debe ser restringido a los fines para los que fue elaborado.

ESCALA 1:2000



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL CENTRO URBANO DE LA CIUDAD DE LA PAZ

FACULTAD DE INGENIERIA

gen parte de los indios totonacas. Inicialmente fué fundado en las márgenes del río Capitán, llamado antiguamente Chalcoyan, encontrándose dicho poblado al sur del sitio donde actualmente ocupa. Refieren que habiéndose desarrollado una epidemia llamada por ellos matalzáhuatl, ignoran de qué fué, estaba diezmando rápidamente a los moradores y decidieron emigrar a un lugar más alto, de mejor clima y más sano, trasladándose a una meseta situada al norte que distaba siete kms., que es el lugar -- que actualmente ocupa el pueblo que era propiedad de un rico -- hacendado apellidado Pacheco, con el consentimiento del dueño dicha meseta fué elegida para sentar allí el pueblo.

El nombre de Alto Lucero le fué impuesto debido a que en sus noches estrelladas se contemplaba un lucero de gran magnitud en el centro del poblado.

Los primeros habitantes fueron indígenas, los cuales se mezclaron con españoles y cuando la intervención francesa comenzaron a llegar individuos de raza francesa e italiana, volviéndose a mezclar, formando un núcleo de población mestiza en su mayoría.

Alto Lucero a fines del siglo pasado tenía la categoría de ranchería, en el año de 1901 fué una congregación perteneciente al municipio de Actopan, en 1930, durante el gobierno del coronel Adalberto Tejeda ascendió a la categoría de pueblo hasta el año de 1934 cuando ascendió a la cabecera del municipio que lleva su nombre y cuya superficie aproximadamente es de sesenta mil hectáreas.

C) -División Política.

El municipio de Alto Lucero está compuesto de 22 congregaciones que son: Cerrillos de Díaz, El Abazar, Providencia, Blanca Espuma, La Cueva, Topiltepec, Alto del Tízar, Limón, Zaragoza, Colorado, Veinticuatro, Potrero Alto. Los Atlixcos. Santa Ana, Mesa del Rodeo, Mesa de Guadalupe. La Palmilla, Rincón de Negros, Rancho Nuevo, El Cafetal y Jomotla que perte --

necía al municipio de Tepetlán, pasándose a pertenecer a este municipio en el mes de abril de 1949.

D) -Topografía.

Se encuentra situado el poblado en una alta meseta angosta de terreno rocoso rodeado de barrancas con un conjunto de casas mal distribuidas; existen dos riachuelos estacionales uno que desciende por el lado oeste y el otro por el lado oriente que confluyen y desembocan en el río Capitán, constituyendo las llamadas "Rayas", en el centro del poblado una laguna - de unos 60 metros de diámetro y una profundidad de medio metro conservándose por la impermeabilidad del subsuelo y que sirve de abrevadero de los animales.

E) -Hidrografía y Geología.

No se encuentra cerca del pueblo ningún río de importancia debido a su situación, los que existen son poco caudalosos y distan del pueblo dos kms. El río Grande y Seco al oeste, el Capitán, el Limón, el Cedros y Trapiche por el oriente, todos son tributarios del río Actopan que desemboca en el Golfo de México. El terreno siendo de origen volcánico está constituido por pizarra y grava encontrándose terreno arcilloso y arenoso.

F) -Climatología.

Temperatura máxima, mínima y media.

Al abrigo.

Media 19°8

Maxima 25°6

Mínima 15°2

A la Intemperie

Media 12°8

Mínima 8°3

Los vientos dominantes soplan del norte, son los llamados "nortes" presentándose en los meses de diciembre, y enero; en las tardes de los mes de diciembre, ene

ro y febrero soplan vientos helados de NW. que son los llamados vientos del Cofre de Perote.

G) -Importancia Económica.

En general la vida de Alto Lucero es el campo, pues casi la totalidad de sus habitantes trabajan en él, dedicándose al cultivo de la caña de azúcar, maíz, frijol, café, chile, plátano, mango y naranja.

La cosecha de café, maíz, frijol y molienda de caña de azúcar es en los meses de noviembre a marzo. La molienda de caña de azúcar, se hace en trapiches movidos por bueyes o por agua. Obtenida la miel se hierve en grandes tanques y ya en punto se vierte en moldes de madera de donde sale transformada en cabezas de piloncillo (panela) que se empaqueta por cargas, y que se transporta en camiones de carga a mercados como Jalapa, Teziutlán, Puebla, Coatepec, Veracruz, México y aún Guadalajara.

El café que se produce en esta región es de gran calidad, por lo que hay gran demanda de él siendo éste, la caña de azúcar y el maíz, el punto clave de vida de esta región. El maíz queda la mayor parte para el consumo del pueblo al igual que el frijol. Se ha levantado una planta avícola con todos los adelantos de la época; Existen numerosos talleres de calzado que no sólo se concretan a producir para la región sino para llevar a mercados distantes. Mucha gente se dedica a la cría de ganado porcino.

Existen tiendas mixtas y varios tendajones donde se expenden telas, abarrotes, zapatos, jarcería, ferretería y en la mayor parte cerveza y aguardiente. Existen varias panaderías

Una planta de luz suministra alumbrado, dando servicio de las siete de la tarde a las diez de la noche, existiendo otras pequeñas plantas propiedad de algunos comerciantes con la que trabaja una paletería y dos cines.

El porcentaje de analfabetas que existe es muy elevado, pues oscila alrededor del 80%; acostumbra desde temprana edad mandar los padres de familia a sus hijos a labrar la tie -

rra y a las mujeres a labores domésticos; en la actualidad se ha conseguido que el número que asista a la Escuela sea superior a años anteriores.

Edificios públicos únicamente se pueden mencionar el palacio Municipal y la iglesia, las demás oficinas públicas trabajan en casas particulares. El Consejo Municipal está integrado por un Presidente, Síndico, un Juez, un Tesorero, y la policía, además existe un destacamento de la policía del Estado.

H) -Vías de Comunicación.

Implantado el poblado en suelo montañoso lógico es que sus comunicaciones sean un tanto dificultosas. Para ir de Jalapa a Alto Lucero existen dos medios de comunicación: una brecha de carretera y un servicio de avioneta. Por el camino hay que recorrer 39 kms de un camino serpenteante entre cerros y montañas de muy distintas magnitudes, en proporciones empedradas sobre todo hasta la Antigua Hacienda de Almolonga, el recorrido de este bosquejo de carretera se hace aproximadamente en 3 horas en tiempos de secas y 5 o más en tiempos de aguas.

El Servicio aéreo lo efectúa una avioneta que aterriza en un pequeño campo, que se encuentra situado al norte del pueblo.

Las otras vías de comunicación son caminos y veredas que comunican la cabecera con todas las congregaciones del municipio y que se mantienen transitables por el trabajo en faenas que los moradores del pueblo hacen de tiempo en tiempo.

Existe una oficina de correos que trabaja lunes -- miércoles y viernes, funcionando de una manera satisfactoria. Existe comunicación telefónica, que pertenece a los servicios del Estado, y por medio de ella pueden enviarse y recibirse -- telegrámas de todas partes de la República.

I) - Agua.

El poblado recibe agua potable de un manantial situado al norte a orillas de un pueblecito llamado "Mafafas" -- perteneciente al municipio de Tepetlán y que esta distante como seis kilómetros, este manantial está más elevado en relación con la altitud de Alto Lucero, lo que aprovecha para que el agua descienda por gravedad en un tubo de 3 pulgadas hasta la parte más alta del pueblo y que corresponde a la parte sur del campo de aterrizaje, en donde se encuentra un depósito de mampostería aproximadamente de 25 a 26 metros cúbicos de capacidad, siendo su verdadero nombre el de " paso de agua " pues llega al tanque agua en un tubo de 3 pulgadas y salen del mismo tanque 3 tubos de 2 pulgadas cada uno lo que quiere decir -- que sale el doble del líquido que entra y en esa forma no puede existir agua depositada.

Los tres tubos que salen del tanque aprovechan el declive aproximadamente de 15 a 16 mts. de la parte norte a la parte sur del pueblo para llevar el agua por gravedad, de estos tubos salen ramales de una, media, cuarto y octavo, de pulgada que son los que distribuyen el agua en las casas y en las tomas públicas.

La tubería corre superficialmente de suerte, que con frecuencia se rompen los tubos al paso de las bestias; y tienen que correr superficialmente por el suelo de consistencia rocosa.

J) - ALCANTARILLADO.

Pocas casas tienen excusados, el resto de los habitantes subsanan sus necesidades en las afueras del poblado o en las mismas fincas. Los que tienen son en su mayoría letrinas Sanitarias con perforación en la tierra de dos o tres metros de profundidad sobre los que se instalan asientos de madera o mampostería, éstos se encuentran en los patios de las casas aislados por pequeños tabiques de madera. el resto subsa

na sus necesidades en la orilla, haciéndose un círculo de innumerables enfermedades parasitarias por no tener cuidado para la alimentación de sus animales portadores de quistes, huevecillos y parásitos.

No existe en el pueblo ningún Sistema de alejamiento, eliminación de inmundicias o Alcantarillado.

K) -Enfermedades.

Atendiendo a las condiciones higiénicas que existen en la población las enfermedades más frecuentes son parasitosis producidas por:

Ascaris, Oxyuros, Tricocéfalos, Uncinaria y Amebiasis. La mayoría de los habitantes tienen antecedentes disentericos. Otra enfermedad frecuente es el paludismo, pues de cada 10 enfermos por lo menos 6 tienen antecedentes de padecer o haberlo padecido. Otra enfermedad que se encuentra con frecuencia es la Sífilis.

También se presentan enfermedades del aparato respiratorio, Neumonía, Bronconeumonía, enfermedades del tipo intestinal, Colitis, Gastroenteritis, Tifoidea; además Sarna, Erisipela etc.

TERCERA PARTE.

CAPITULO PRIMERO.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD
DE ALTO LUCERO VERACRUZ

A).- Estudios Topográficos.

Se hizo un levantamiento de la ciudad de toda la zona urbanizada dejando sin fijar aquellas calles incompletas y formadas por casas aisladas a las que por lo pronto no costearía dar servicio por implicar gastos de tubería y no servir sino a unos cuantos vecinos.

Se fijaron las cotas en los cruceros de las calles y se tomaron puntos intermedios en todas aquellas cuyas características topográficas lo necesitaron para dar -- idea exacta de su perfil; se situaron bancos de nivel en distintas zonas de la ciudad, en las más bajas y en las más altas.

Se fijó la posición del tanque regularizador en la parte Norte de la Ciudad; no se tienen planos de los tanques actuales de regularización.

Hasta la fecha de realización del presente trabajo no se habían realizado los estudios topográficos correspondientes al manantial cercano al pueblo de "mararas" conociéndose solo aproximadamente la elevación sobre la ciudad de Alto Lucero y distancia horizontal al mismo.

Con respecto a la posición del desagüe posible y el trazo del emisor tampoco se cuenta con estudios topográficos.

B).- Estudios Hidrológicos.

Actualmente no se ha hecho una inspección del manantial " Mafafas " ; pero se cuenta con la garantía de que esta fuente ha estado abasteciendo desde 1940; no obstante esto deberán tomarse muestras del agua para análisis físico-químicos y análisis bacteriológico, todo lo concerniente a estos análisis se dan en el capítulo segundo, tratamiento del agua potable.

Se han hecho perforaciones en las proximidades del manantial distantes como a 500 m. , y en todas ellas se noto que el agua esta al mismo nivel que la de éste, lo que hace pensar que el manantial es afloración de un granmanto de agua existente en el subsuelo y el hecho de que este sea de naturaleza completamente distinta de la del agua de -- las norias que se encuentran en el pueblo de mafafas y cuyo origen es freático demuestra que son aguas de origen profundo.

Se hizo una inspección a un tramo del curso del río Capitár, tributario del río Actopan, notándose que no hau ningún aprovechamiento y si recibe muchas aportaciones que aumentan su caudal, considerandolo como el indicado para el desfogue de el alcantarillado.

C).- Estudios Geológicos.

No se han hecho estudios geológicos -- pero el terreno que es de origen volcánico y está constituido por pizarra y grava encontrandose terrenos arcillosos y arenosos dan una idea de el suelo y subsuelo de la región.

FACULTAD DE INGENIERIA

D).- Población Presente y Futura.

Estudios de población. Se tomaron datos de los censos tomados desde el año de 1921, estos fueron proporcionados por la Oficina de Población de la Dirección de Estadística de la Secretaría de la Economía Nacional.

A continuación se dá una lista de los datos recabados:

Año	Población
1921	1724
1930	1508
1940	2704
1953	3309
1960	3747

Tenemos pues como población presente -- 3747. Determinaré ahora la población futura para un período económico de 20 años, tiempo en que se ha acostumbrado adoptar en otros casos para amortizar el costo total de la obra ya que en un tiempo menor requerirá un aumento en las cuotas que se establezcan, lo que iría contra la economía de los habitantes y un período mayor de 20 significaría que otras generaciones futuras pagaran por un servicio del que no disfrutaran pues el tiempo dicho se supone que es el de duración de las obras, trabajando eficientemente .

Para la predicción de la población futura hay varios métodos como son : Aritmético, Geométrico, Extensión Gráfica y Comparación, etc.

1.- Aritmético. Consiste en determinar las diferencias absolutas entre censo y censo denominadas incrementos aritméticos: - sumarlas y encontrar un promedio de ellas que luego se aplica como crecimiento constante a partir de la población última.

FACULTAD DE INGENIERIA

Año	No de habitantes	Aumento	Dif. de años	Incremento Anual
1921	1724			
1940	2704	980	19	51.58
1950	3309	605	10	60.50
1960	3747	438	10	43.80
				155.88

$$\text{Incremento anual promedio} = \frac{155.88}{3} = 51.96$$

$$\text{Población para 1970} = 3747 + 51.96 \times 10 = 3747 + 519.60 \\ = 4266.6 \text{ habitantes.}$$

$$\text{Población para 1980} = 3747 + 51.96 \times 20 = 3747 + 1039.20 \\ = 4786.20 \text{ habitantes.}$$

2.- Metodo Geométrico: Se determinan los porcentajes de crecimiento cada n años que se llaman incrementos geométricos, se suman estos y su promedio se aplica a la población actual, lo cual proporciona una cifra de aumento de habitantes para el primer período futuro, y así sucesivamente. Lo anterior queda expresado por la siguiente fórmula:

$$P_f = P_a (1 + x)^n$$

En donde:

P_f = Población futura.

P_a = Población actual.

x = Razón del incremento.

n = Número de años considerados.

Hay que determinar los valores de x -- (puesto que es el dato que nos falta para aplicar la fórmula) para los distintos períodos pasados que se consideran y luego

FACULTAD DE INGENIERIA

tomando el promedio se aplicará a la fórmula de arriba.

Período: "1921 - 1940"

$$P_{1940} = P_{1921} (1 + x)^{19}$$

$$2704 = 1724 (1 + x)^{19} \quad \text{Tomo logaritmos.}$$

$$\text{Log. } 2704 = \text{Log. } 1724 + 19 \text{ Log. } (1 + x)$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{\text{Log. } 2704 - \text{Log. } 1724}{19}$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{3.432 - 3.2365}{19}$$

$$\text{Log. } (1 + x) = 0.010289$$

$$1 + x = \text{antilog. } 0.010289 = 1.024$$

$$1 + x = 1.0023$$

$$x = 1.024 - 1.00 = \underline{\underline{0.024}}$$

Período: "1940 - 1950"

$$P_{1950} = P_{1940} (1 + x)^{10}$$

$$3309 = 2704 (1 + x)^{10}$$

$$\text{Log. } 3309 = \text{Log. } 2704 + 10 \text{ Log. } (1 + x)$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{\text{Log. } 3309 - \text{Log. } 2704}{10}$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{3.5197 - 3.4320}{10}$$

$$\text{Log. } (1 + x) = 0.00877$$

$$1 + x = \text{antilog. } 0.00877 = 1.0192$$

$$x = 1.0192 - 1.00 = \underline{\underline{0.0192}}$$

FACULTAD DE INGENIERIA

Período " 1950 - 1960 "

$$P_{1960} = P_{1950} (1 + x)^{10}$$

$$3747 = 3309 (1 + x)^{10}$$

$$\text{Log. } 3747 = \text{Log. } 3309 + 10 \text{ Log. } (1 + x)$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{\text{Log. } 3747 - \text{Log. } 3309}{10}$$

$$\text{Log. } (1 + x) = \frac{3.5737 - 3.5197}{10} = 0.0054$$

$$1 + x = \text{antilog. } 0.0054 = 1.013$$

$$1 + x = 1.013$$

$$x = 1.013 - 1.00 = \underline{\underline{0.013}}$$

$$\text{Promedio} = \frac{x}{3} = \frac{0.024 + 0.0192 + 0.013}{3} = 0.01873$$

Población futura para 1970 ; n=10

$$P_{1970} = P_{1960} (1 + x)^{10}$$

$$\text{Log. } P_{1970} = \text{Log. } P_{1960} + 10 \text{ Log. } (1 + x)$$

$$\text{Log. } P_{1970} = 3.5737 + 10 \text{ Log. } 1.01873$$

$$\text{Log. } P_{1970} = 3.5737 + 10 \times 0.00789$$

$$\text{Log. } P_{1970} = 3.6526$$

$$P_{1970} = \text{antilog. } 3.6526 = 4493$$

Población futura para 1980 ; n=20

$$P_{1980} = P_{1960} (1 + x)^{20}$$

$$\text{Log. } P_{1980} = \text{Log. } P_{1960} + 20 \text{ Log. } (1 + x)$$

$$\text{Log. } P_{1980} = 3.5737 + 20 \text{ Log. } 1.01873$$

$$\text{Log. } P_{1980} = 3.5737 + 20 \times 0.00789$$

$$\text{Log. } P_{1980} = 3.7315$$

$$P_{1980} = \text{antilog. } 3.7315$$

$$P_{1980} = 5389 \text{ habitantes.}$$

FACULTAD DE INGENIERIA

Las fórmulas que tienden a marcar un -- crecimiento son siempre muy imprecisas, porque los fenómenos -- biológicos, políticos, sociales etc. etc. no pueden seguir una ley matemática abordable y sencilla. El procedimiento mas reco^omendable es el de comparación con otras localidades que ofrezcan una semejanza justificada con la que se estudia, pero no -- existiendo registro de poblaciones semejantes con quien se le pudiera comparar; como medida de seguridad y tomando en cuenta que el desarrollo del país es prácticamente integral en la -- actualidad, para el planeamiento ó proyecto de las obras de -- Ingenieria Sanitaria empleare la cifra de 6000 habitantes, co-- rrespondiente al año de 1980.

E).- Dotación.

Se le dá el nombre de dotación al volúmen de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población --- tanto de la ciudad como de sus habitantes, se acostumbra estimarla en litros por día y por habitante; este volúmen de agua se aplica en diferentes usos como son:

Doméstico: Es el agua suministrada a las casas y hoteles, etc. para usos sanitarios, culinarios, agua para tomar, lavar, ba-- ños, riego de plantas y jardines particulares.

Usos Públicos: Comprende la utilizada en los edificios del --- Ayuntamiento, cárceles, escuelas, regado de calles, hidrantes para incendios, etc

Uso Comercial e Industrial: Es la que se suministra a las plan-- tas Comerciales e Industriales, como son fábricas de refrescos de hielo , de paletas , de papel etc.

Perdidas y Desperdicios: La primera se refiere a fugas en las

descubierto o ligeramente enterrada, puesto que los terrenos -- que atraviesa no tienen construcción alguna por ser las faldas del cerro, lugar practicamente inaccesible para fincar económicamente.

G).- Estudios de Bombeo.

El nivel del agua en el manantial es -- prácticamente invariable durante todas las estaciones del año -- y en 15 años no se ha notado variación en el mayor de 20 cm. No se han hecho estudios topograficos, por lo que se estima que el desnivel manantial-tanque es aproximadamente de unos 6000m.

No hay necesidad de el empleo de bomba, -- el agua se puede traer desde el lugar de captación directamente a los consumidores por la acción de la gravedad, pero si -- veo conveniente instalar un depósito de distribución. Las principales razones que aconsejan esta medida son :

- 1).- La necesidad de atender las variaciones horarias del consumo.
- 2).- La conveniencia de tener una presión adecuada en todo el Sistema de distribución;
- 3).- La posibilidad de reparar las tuberías que conectan la -- captación con el depósito, sin interrumpir el suministro de agua.
- 4).- La necesidad de proporcionar protección contra incendios.

Protección del Manantial.

El manantial tendrá que ser protegido -- en tal forma que permita una captación sanitaria, es decir li-

bre de toda contaminación.

Para el acondicionamiento se hará una -
limpia y demolición de la construcción existente.

Se hará un reconocimiento sanitario minucioso a fin de obtener información sobre posibles fuentes de contaminación. A fin de proteger el manantial, el dispositivo de captación se situará y construirá en forma tal que el agua superficial tenga que atravesar por lo menos tres metros del - suelo antes de llegar al agua subterránea. Se procurará que no haya establos ni habitantes humanos en un radio de unos 30 a - 90 m. alrededor de la cámara colectora y se excavará un reguero por encima y por los lados de ésta para desviar las precipitaciones de la zona de captación del manantial.

CAPITULO SEGUNDO
PROYECTO

CONDUCCION.

Del manantial de captación denominado "Mafafas" se conducirá el agua por gravedad al tanque regularizador mediante una tubería de 6000 m.

Cálculo del Diámetro.- Para calcular el diámetro de la tubería, supondré una velocidad de 1.5 m/seg.

Teníamos que : $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.025}{1.5} = 0.0167 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = 0.0166 \text{ m}^2$$

$$0.785d^2 = 0.0166 \text{ m}^2$$

$$d^2 = \frac{0.0166}{0.785} = 0.0212$$

$$d = \sqrt{0.0212} = 0.145 \text{ m} = 5.74''$$

Se instalará una tubería comercial de 6" y la velocidad supuesta disminuirá, teniendo en cuenta que:

$$d = 6'' = 0.152 \text{ m.}$$

$$v = \frac{0.025}{0.785(0.152)^2} = 1.36 \text{ m/seg.}$$

Podría haberse escogido el tubo de 5" por economía, no obstante lo cual se prefiere la de 6", para evitar el gran incremento de carga por velocidad, que se produciría en el de 5" de diámetro.

Debido a que no se han hecho los estudios topograficos correspondientes entre el arranque y el punto de llegada, el trazado general no deberá seguir forzosamente una pendiente única; hay más bien ventaja en amoldarse a las inflexiones del terreno. Aunque se sigue de ordinario el perfil del terreno, debe colocarse en tal forma que se reduzcan en todo lo posible los gastos de construcción y las presiones internas. La presión del agua es menor cuando la tubería sigue más o menos la línea piezométrica o de gradiente hidráulica que se obtiene por la aplicación de la ley de Bernoulli. Esta no debe rebasar esa línea en ningún punto, ya que entonces se produciría un sifonaje y una presión negativa en la conducción. Las presiones excesivas se evitarán intercalando en los puntos adecuados, rebosaderos o depósitos auxiliares. Cuando no puedan evitarse los cambios bruscos de pendiente, se instalarán en los puntos bajos válvulas de descarga para vaciar la tubería y extraer los sedimentos, y en los puntos altos, válvulas de purga para permitir que salga el aire al llenarse la tubería y evitar que se acumule en esos puntos entorpeciendo la circulación del agua.

Se procurará que el trazado de la tubería sea lo mas recto posible y que los cambios de dirección inevitables se hagan por desviación gradual en los empalmes de los tubos. Se evitarán las curvas pronunciadas, pues son causa de grandes rozamientos que disminuyen la capacidad de conducción. Esta se enterrará a profundidades convenientes donde lo amerité para protegerla contra los efectos del tráfico, cubriéndose con una capa de tierra de 30 cm. de espesor como mínimo.

La anchura de las zanjas depende de su profundidad pero no suele ser inferior a 30 ó 45 cm. se deberá tratar de que se tienda sobre terreno firme para impedir desnivelaciones, que puedan deteriorar las juntas. En las zonas rocosas, las rocas y las piedras se deberán extraer del fondo de las zanjas hasta una distancia de unos 15 cm. de la tubería y sustituirse por tierra ordinaria, arena o gravilla.

Finalmente se someterá a pruebas hidrostáticas durante veinticuatro horas por lo menos para averiguar si hay fugas y, en caso afirmativo, para determinar la situación y la importancia de las mismas. Las fugas no deben ser superiores a 8 litros por metro de junta en 24 horas, a la presión normal de funcionamiento.

A esta tubería de conducción no se conectará ninguna toma domiciliaria.

REGULARIZACION.

El primer punto que debe resolverse al proyectar un depósito es la capacidad de almacenamiento que se requiere. Esta depende en gran parte del origen del suministro y viene determinada primordialmente por dos factores: La necesidad de satisfacer el aumento de la demanda a las horas de máximo consumo, y la constitución de una reserva en previsión de averías inesperadas o de interrupciones debidas a las operaciones normales de mantenimiento.

El agua de la fuente de previsión, a través de la conducción, llega en forma regular, constante y uniforme durante todo el día o parte de él, pero en la localidad se consume en forma diversa con un régimen variable durante todo

el día. El dispositivo que permite cambiar el régimen constante de llegada del agua en el variable de la demanda es lo que se llama Regularización ó Compensación.

Por lo general se logra este cambio mediante un volumen de agua contenida en un depósito que se llama compensador o de regularización .

Para su calculo se toma como gasto unitario - el que se refiere a una hora, es decir se supone que durante una hora el gasto que se consume es constante durante ella; - por ésto se debe conocer el régimen o demandas horarias de consumo. Así mismo se considera en la entrega, alimentación o aportación, también la hora como unidad de tiempo para el gasto respectivo. Los volúmenes horarios también se refieren a uno fijo que viene a ser la 1/24 parte del volumen diario y a éste se relacionan tanto la alimentación como la demanda horaria.

Si el volumen suministrado en un día es V;

$$\frac{V}{24} = Q$$

que viene a ser el gasto suministrado horario. Si éste mismo volumen se suministra sólo en 10 horas.

$$\frac{24}{10} Q = 2.4 Q$$

La demanda se refiere al mismo gasto Q. Si durante una hora se consume la mitad de él; se anota 0.5Q.

Si el gasto es tres veces más se anota 3Q.

En esta forma se pueden comparar ambos gastos. Anora bien, cuando se consume igual cantidad de agua que la que llega, no hay problema; pero si solo se gasta parte, lo que queda, es decir el sobrante requiere almacenarse; y cuando

do se necesita mayor cantidad que la que llegó, se toma el -- faltante de este almacenamiento.

Para dicho almacenamiento se requiere por tan to, un depósito que es el tanque compensador. Su capacidad no se puede fijar desde luego, sino que debe hacerse un estudio de ap o o ción y d e m a n d a s. Lo único que puede asegurarse es -- que la capacidad de un depósito de esta naturaleza, resulta -- siempre menor que la de un tanque de reserva.

Para determinarlo se fija la alimentación, es decir el tiempo durante el cual se suministra el volumen to -- tal diario referido, como se dijo el medio horario, y relacio -- nándolo a éste se establecen las demandas horarias. Se tiene -- entonces facilidades para determinar las diferencias, ya por -- defecto, ya por exceso, entre alimentación y consumo ; las -- primeras serán positivas y las segundas negativas; de estas -- diferencias se deduce la capacidad de regularización.

Para no repetir en cada caso esta convención, se toma el gasto horario medio como 100 o como 1 y se deter -- mina lo que corresponde a las horas de alimentación.

También puede considerarse el gasto total día -- rio como 100% y determinar lo que corresponde a las horas de -- alimentación. El cálculo proporcionará un coeficiente de ca -- pacidad que se aplicará en general al caso particular de que -- se trate.

En mi problema se ha considerado como 1 la -- alimentación media horaria del día de máximo consumo .

Tenemos :
$$Q = \frac{2160}{24} \text{ m}^3/\text{dia} = 1$$

F A C U L T A D D E I N G E N I E R I A

Para 24 horas la afluencia será uniforme y para cada hora valdrá 1, al final del día se tendrá 24.

Volumen Suministrado en un día .

$$V = 2160 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{suminist. horario}} = \frac{2160}{24} = 90 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Para el cálculo haré uso de la tabla que da - el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, S.A que nos da la variación de la demanda horaria que ha dado buenos resultados en pueblos pequeños, que es el caso de Alto Lucero Veracruz.

HORAS DEL DIA	DEMANDA en %	DEMANDA REAL en %	ALIMENTACION HORARIA	DIFERENCIAS	SUMA DE DIFERENCIAS
0 - 1	45	44.1	1.00	+0.559	+0.559
1 - 2	45	44.1	1.00	+0.559	+1.118
2 - 3	45	44.1	1.00	+0.559	+1.677
3 - 4	45	44.1	1.00	+0.559	+2.236
4 - 5	45	44.1	1.00	+0.559	+2.795
5 - 6	60	58.8	1.00	+0.412	+3.207
6 - 7	90	88.2	1.00	+0.118	+3.325
7 - 8	135	132.3	1.00	-0.323	+3.002
8 - 9	150	147.0	1.00	-0.470	+2.532
9 - 10	150	147.0	1.00	-0.470	+2.062
10 - 11	150	147.0	1.00	-0.470	+1.592
11 - 12	140	137.2	1.00	-0.372	+1.220

FACULTAD DE INGENIERIA

12 - 13	120	117.6	1.00	-0.176	+1.044
13 - 14	140	137.2	1.00	-0.372	+0.672
14 - 15	140	137.2	1.00	-0.372	+0.300
15 - 16	130	127.4	1.00	-0.274	+0.026
16 - 17	130	127.4	1.00	-0.274	-0.248
17 - 18	120	117.6	1.00	-0.176	-0.424
18 - 19	100	98.0	1.00	+0.020	-0.404
19 - 20	100	98.0	1.00	+0.020	-0.384
20 - 21	90	88.2	1.00	+0.118	-0.266
21 - 22	90	88.2	1.00	+0.118	-0.148
22 - 23	80	78.4	1.00	+0.216	+0.068
23 - 24	60	58.8	1.00	+0.412	+0.480

$$\text{COEFICIENTES} = 3.325 + 0.424 = 3.749$$

$$\text{CAPACIDAD (M}^3 \text{)} = 98\text{m}^3/\text{hora} \times 3.749 = 368 \text{ m}^3$$

Cálculo Estructural .

Resolveré el problema proyectando un tanque de dos cámaras, muro perimetral de mampostería de sección trapecial, muro divisorio, tapa, castillos, traveses y fondo de concreto reforzado.

Adoptó una lámina de agua algo excesiva pero que me permitirá sin ser peligroso, tener la menor área de base para el tanque.

$$\text{Área necesaria} = \frac{368}{2.30} = 160 \text{ m}^2$$

$$\text{Área por cada cámara} = \frac{160}{2} = 80 \text{ m}^2$$

Le daré forma rectangular de $8 \times 10 = 80 \text{ m}^2$

El tanque quedará, como se indica en el plano arquitectónico.

FACULTAD DE INGENIERIA

Factores básicos:

Límite inferior de fluencia $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia del concreto a los 28 días $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades de los materiales.

Pesos Volumétricos.

Mampostería	2200 kg/m^3
Concreto reforzado	2400 "

Cálculo del muro perimetral de mampostería .-

Análisis por compresión:

Con la carga que corresponde al muro divisorio que es el más cargado y trabaja en condiciones mas desventajosas, analizaré el muro perimetral.

Carga muerta por metro cuadrado de cubierta.

$$W_{\text{losa}} = 0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kg}$$

$$W_{\text{terrado}} = 0.15 \times 1.00 \times 1.00 \times 1500 = 225 \text{ kg}$$

$$W_{\text{loseta}} = 0.04 \times 1.00 \times 1.00 \times 1800 = 72 \text{ kg}$$

Total carga muerta.	537 kg.
---------------------	---------

carga viva.	100 kg.
-------------	---------

$$W_{\text{Total}} = 637 \text{ kg.}$$

Carga por metro lineal de muro = $637 \times 4 = 2548 \text{ kg/m.L.}$

Fatiga en la corona = $\frac{2548}{20 \times 100} = 1.274 \text{ kg/m}^2$ Los cuales los re site bien tanto la mampostería como el concreto a compresión simple.

Fatigas en la base del muro.

a).-Volteamiento.

Cargas que obran :

$W_{\text{carga/m.l. de muro}}$		2548	kg
$W_{\text{mampostería}} = \left(\frac{0.15 + 1.20}{2} \right) \times 2.35 \times 2200$		3500	kg
$W_{\text{corona}} = \left(\frac{0.20 + 0.25}{2} \right) \times 0.15 \times 2400$		9	kg
		<hr/>	
		W_{Total}	6057 kg

$$\text{Empuje } \frac{W h^2}{2} = \frac{1000 \times 2.30^2}{2} = 2640 \text{ kg.}$$

Momentos con respecto al punto A.

$$M_{W_{\text{mamp.}}} = 6057 \times 0.40 = 2420 \text{ kg-m}$$

$$M_{W_{\text{agua}}} = 2640 \times 0.77 = 2030 \text{ kg-m}$$

Determinación de la posición de la resultante.

$$R = \sqrt{6057^2 + 2040^2} = 33570000$$

$$R = 5800$$

$$\Sigma M_A = 6057 \times 0.20 = 3028$$

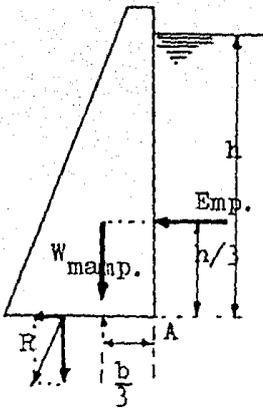
$$2640 \times 0.77 = 2030$$

$$\underline{\quad 998 \quad}$$

$$\text{excentricidad} = \frac{998}{6800} = 0.17 \text{ m.}$$

Excentricidad permisible = $\frac{120}{6 \times 2} = 0.20 \text{ m.}$ la resultante cae dentro del tercio medio.

$$f = \frac{W}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$



Fatigas en la base del muro.

a).-Volteamiento.

Cargas que obran :

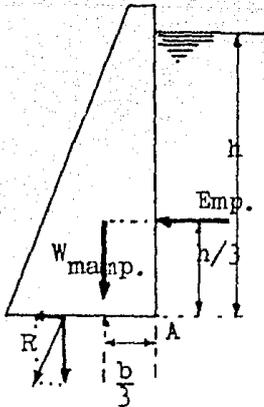
$W_{\text{carga/m.l. de muro}}$		2548 kg
$W_{\text{mampostería}} = \left(\frac{0.15 + 1.20}{2} \right) \times 2.35 \times 2200$		3500 kg
$W_{\text{corona}} = \left(\frac{0.20 + 0.25}{2} \right) \times 0.15 \times 2400$		9 kg
		6057 kg

$$\text{Empuje } \frac{W h^2}{2} = \frac{1000 \times 2.30^2}{2} = 2640 \text{ kg.}$$

Momentos con respecto al punto A.

$$M_{W_{\text{mamp.}}} = 6057 \times 0.40 = 2420 \text{ kg-m}$$

$$M_{W_{\text{agua}}} = 2640 \times 0.77 = 2030 \text{ kg-m}$$



Determinación de la posición de la resultante.

$$R = \sqrt{6057^2 + 2040^2} = 33570000$$

$$R = 5800$$

$$\Sigma M_b = 6057 \times 0.20 = 3028$$

$$2640 \times 0.77 = 2030$$

$$\underline{998}$$

$$\text{excentricidad} = \frac{998}{6800} = 0.17 \text{ m.}$$

Excentricidad permisible = $\frac{120}{6 \times 2} = 0.20 \text{ m.}$ la resultante cae dentro del tercio medio.

$$f = \frac{W}{A} + \frac{Mv}{I} = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$f = \frac{6057}{12000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.17}{1.2} \right)$$

Compresión máxima = $0.505 (1 + 0.85) = 0.935 \text{ kg/cm}^2$

Compresión mínima = $0.505 (1 - 0.85) = 0.075 \text{ kg/cm}^2$

Tanto la mampostería, como la roca sobre la que se cimentará - el tanque resisten perfectamente éstas fatigas.

b).- Revisión por deslizamiento.

$$\text{Relación : } \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leq 0.5$$

$\frac{2640}{6057} = 0.44$; No desliza pero de cualquier -- manera el muro se empotrará 0.10 m. en el suelo.

Cálculo del muro divisorio de las cámaras.

Será de concreto con doble armado que le permita resistir - los esfuerzos originados al vaciar cualquiera de las dos cámaras y quedar llena la otra.

Revisaré las dimensiones de muro y zapata indicadas en la - figura por :

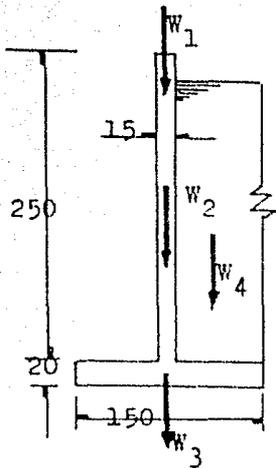
Compresión :

Sección mas baja del muro.

$$\text{Fatiga} = \frac{2548 + (2.50 \times 0.15 \times 2400)}{0.15 \times 1.00} = \frac{3448}{1500} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste 94.5 kg/cm^2 a la compresión simple; no -- hay necesidad de calcular el muro como columna; y se calculara simplemente como estructura en cantiliver.

analizaré un metro de muro considerando una cámara llena y otra vacía.



Cargas

$$W_1 = \text{---} = 2548 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 0.15 \times 2.40 \times 2400 = 865 \text{ kg.}$$

$$W_3 = 1.50 \times 0.20 \times 2400 = 720 \text{ kg.}$$

$$W_4 = 0.675 \times 2.30 \times 1000 = 1550 \text{ kg.}$$

$$5683 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{Emp. agua}} = 2640 \text{ kg.}$$

$$MW_4 = 1550 \times 0.41 = 635 \text{ kg-m.}$$

$$M_{\text{Emp. agua}} = 2640 \times 0.77 = 2030 \text{ kg-m.}$$

$$1395 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Excentricidad} = \frac{1395}{5683} = 0.246 \text{ m.}$$

$$\text{Excentricidad permisible} = \frac{1.50}{6} = 0.25 \text{ m.}$$

Queda pues correcta la zapata en cuanto a su amplitud.

Cálculo del espesor del muro: (diseño plástico)

$$M_{\text{trabajo}} = 2640 \times 0.77 = 2080 \text{ kg-m.}$$

$$M_{\text{ultimo}} = 2080 \times 2 = 4.16 \text{ ton-m.}$$

El acero longitudinal se obtiene aplicando la siguiente fórmula

$$\frac{M_u}{bd^2} = p f_y \left(1 - \frac{p m}{2} \right);$$

$$p = \frac{As}{bd}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

FACULTAD DE INGENIERIA

Con varillas del número 4 a cada 12 cm tenemos un momento último :
 $M_u = 4.46 \text{ ton-m.}$

$V = 0.265 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 10^{-3} = 4.18 \text{ Ton.}$ El cortante lo resiste la pura sección del concreto .

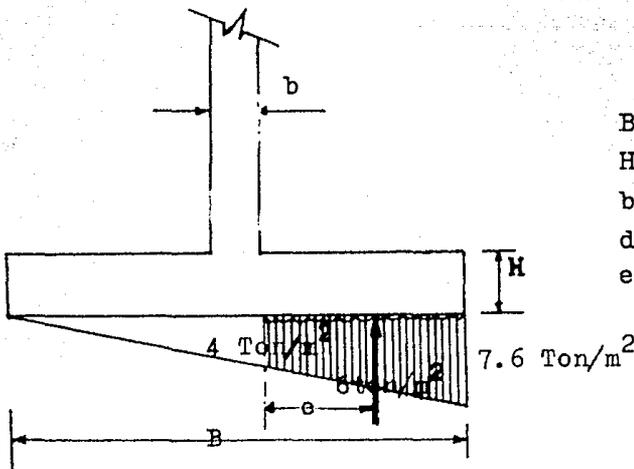
Cálculo de la zapata.

Fatigas en los extremos;

$$f = \frac{5683}{15000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.25}{1.5} \right)$$

$$f_{\text{máx comp.}} = 0.38 (1 \pm 1) = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín comp.}} = 0$$



$$\begin{aligned} B &= 1.50 \text{ m} \\ H &= 0.20 \text{ m} \\ b &= 0.15 \text{ m} \\ d &= 20 - 5 = 0.15 \text{ m.} \\ e &= 0.37 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V = w \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right) \times 1 = 6 \left(\frac{1.5}{2} - \frac{0.15}{2} \right) \times 1 = 4.05 \text{ Ton.}$$

$$\frac{V}{d \times 100} < 0.265 \sqrt{f'_c} ; \frac{4050}{15 \times 100} < 0.265 \sqrt{175} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.7 \text{ kg/cm}^2 < 3.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ La zapata esta bien por cortante}$$

$$M_{\text{Trabajo}} = 6 \times 0.37 = 2.22 \text{ ton-m}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{222000 \times 1.8}{100 \times 15^2} = 17.7$$

Entrando a la gráfica para el diseño plástico de VIGAS SIMPLE MENTE REFORZADAS, obtengo el porcentaje de acero para :

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad p = 0.005$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = p \times b \times d = 0.005 \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.} = \frac{a_s \times b}{A_s} = \frac{1.22 \times 100}{7.5} = 16 \text{ cm}$$

Acero por adherencia.

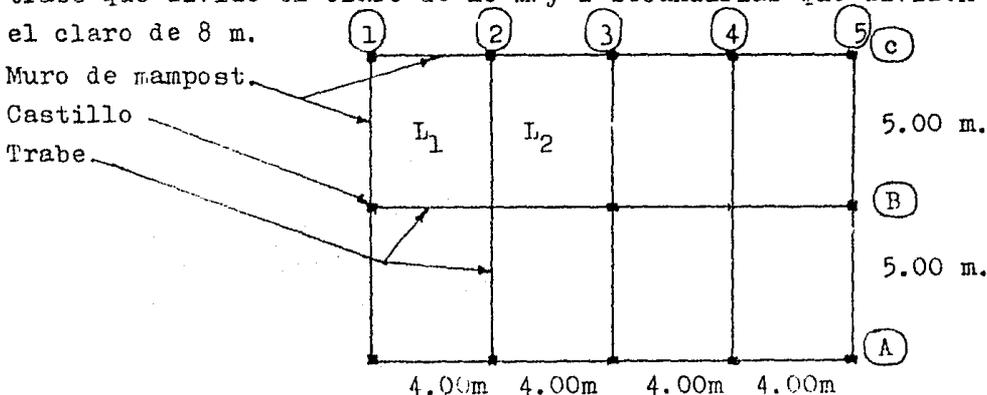
$$= \frac{v}{0.075f'_c d} = \frac{4.05}{13.2 \times 15} = 20.4$$

$$\text{Sep.} = \frac{1.27 \times 100}{20.4} = 6.2 \text{ cm}$$

Rigue acero por adherencia .

Cálculo de la tapa del tanque.

El claro por cubrir resulta grande y por tanto lo dividire en 8 tableros más pequeños. Para ello se utiliza una trabe que divide el claro de 10 m. y 2 secundarias que dividen el claro de 8 m.



FACULTAD DE INGENIERIA

a).- Diseño de las trabes.

Se empleó el criterio del diseño plástico.

Trabe eje 2 y 4.

Se calcularon los momentos y cortantes por el método de - Cross.

ω por metro cuadrado de cubierta = 637 kg/m^2

Apoyo	Momento en Ton-m.
Negativo letra B	6.73
Positivo tramo A-B	4.00

Apoyo	FUERZA CORTANTE	Fuerza Cortante en Ton.
Letra A , C		2.84
Letra B		5.52

Para momento positivo.

Suponiendo una sección de 20 x 40 cm.

$$\frac{M_u}{b d^2} = \frac{4 \times 1.8 \times 10^7}{20 \times 36^2} = 27.8$$

$$p = 0.0079$$

$$A_s = 0.0079 \times 36 \times 20 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Momento resistente con dos varillas del # 6 (corridas)

$$M_R = \frac{2 \times 2.85 \times 4}{5.7} = \frac{22.8}{5.7} = 4 \text{ Ton-m.}$$

Armado para momento negativo.

$$\frac{M_u}{b d^2} = \frac{6.7 \times 1.8 \times 10^7}{20 \times 36^2} = 46.5$$

$$p = 0.0144$$

$$A_s = 0.0144 \times 36 \times 20 = 10.37 \text{ cm}^2$$

Momento resistente de dos varillas # 6 (corridas)

$$M_R = \frac{2 \times 2.85 \times 6.73}{10.37} = \frac{38.36}{10.37} = 3.7 \text{ Ton-m.}$$

Momento aún no tomado;

$$M = 6.70 - 3.70 = 3.00 \text{ Ton - m.}$$

Este momento se tomará con dos varillas # 5 dando su longitud de anclaje correspondiente.

Armado para tensión diagonal.

$$V_c = v_c b d$$

$$v_c = 0.265 \cdot 175 = 3.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 3.55 \times 20 \times 36 = 2.56 \text{ Ton.}$$

$$V_{perm} = 1.33 \sqrt{f'_c} b d = 12.6 \text{ Ton.}$$

$$\text{Ahora como } V'_t = V_t - V_c$$

y usando estribos # 3 ($f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$)

$$Sep = \frac{a \times 2000 \times 36}{V'_t} = \frac{2 \times 0.71 \times 2000 \times 36}{V'_t} = \frac{102240}{V'_t}$$

Especificaciones para la separación de estribos.

$$a).- \frac{A_v}{0.0015b} = \frac{1.42}{0.03} = 47 \text{ cm.}$$

$$b).- \text{ Si } V_t < 0.8 \sqrt{f'_c} b d = 7.63 \text{ Ton} \quad Sep_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$c).- \text{ Si } V_t > 0.8 \sqrt{f'_c} b d. \quad Sep_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} = 10 \text{ cm}$$

$$V'_t = \frac{102240}{20} = 5.11 \text{ ton.}$$

$$V_t = 5.11 + 2.56 = 7.67 \text{ Ton.}$$

La trabe del eje B se armo de la misma manera .

b). Diseño de la losa .

El criterio de análisis para la losa es el de ANALISIS A LA RUPTURA, que supone líneas de falla según las bisectrices de los ángulos que forman las trabes. Observando la disposición de los tableros se deduce que solo es necesario analizar los tableros L_1 y L_2

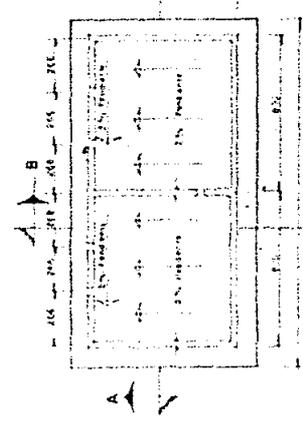
$$\omega = 0.64 \text{ ton/m}^2$$

$$q_D = 1.8 \times 0.64 = 1.15 \text{ ton /m}^2$$

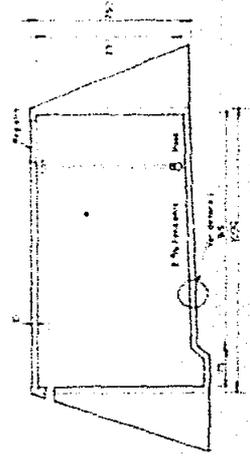
$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Losa	q_D	a	ξ	μ	$m_o a$	\bar{m}_a	x_4	m_a
Tipo	ρ	b	K	N_o	$m_o b$	\bar{m}_b	x_1	m_b
							x_3	
L_1	1.15	4.00	0.8	3.06	1.12	0.75	0	0.77
	0.67	5.00	0.64	20.6	0.71	0.48	0	0.49
L_2	1.15	4.00	0.8	3.06	1.12	0.62	0.69	0.59
	0.55	5.00	0.64	20.6	0.71	0.39	0	0.38



PLANTA TANQUE DE REGULARIZACION



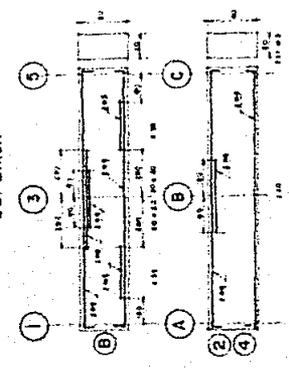
CORTE B-B'



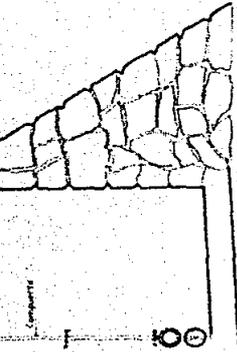
PLANTA DE ARMADO DE LOSA SUPERIOR



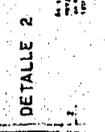
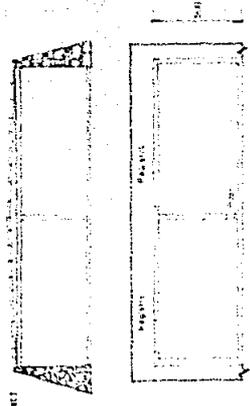
DETALLE I



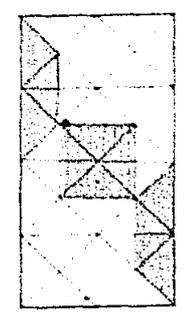
ARMADO GENERAL DE LOSA



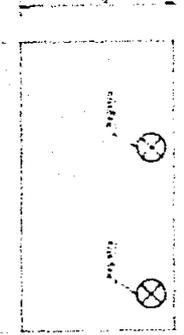
CORTE A-A'



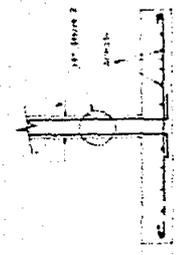
DETALLE 2



CUBIERTA DEL TANQUE DE REGULARIZACION



PLANTA LOSA TANQUE DE REGULARIZACION



ARMADO DE ZAPATA

FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.

ALTO LUCERO VER.
PLANO TANQUE REGULARIZACION

TESIS PROFESIONAL

VICENTE FERRAZZOLI SANCHEZ

En la tabla anterior:

q_u = Carga última de diseño.

ρ, a, b, K, μ, N_o = Propiedades geométricas del tablero.

$m_o a, m_o b$ = Momentos al centro de la losa como libremente-apoyada;

$$m_o a = \frac{a \times b \times q_u}{N_o} \quad ; \quad m_o b = K m_o a$$

m_a, m_b = Momentos de empotramiento :

$$m_a = \rho m_o a \quad ; \quad m_b = K m_a$$

x_1, x_2, x_3, x_4 = momentos de continuidad.

m_a, m_b = momentos finales al centro del claro.

$$m_a = m_o a - \frac{\Delta x}{\mu} \quad ; \quad \Delta x = (x_1 + x_3)\epsilon + (x_2 + x_4)$$

$$m_b = K m_a$$

Con los momentos obtenidos se aplicó el CRITERIO DE DISEÑO-ELASTICO para miembros a flexión, y se obtuvieron las separaciones de varilla del # 3 indicadas en el plano estructural. El peralte que se fijó para la losa fué de 10 cms.

La losa de el piso del tanque se calculó con el mismo criterio.

RED DE DISTRIBUCION .

La Red de Distribución, tiene por objeto llevar el agua-almacenada hasta todos aquellos lugares de la población que --deban ser abastecidos en :

- Cantidad suficiente;
- Calidad adecuada.
- Presion Necesaria;
- Continuidad en el Servicio.

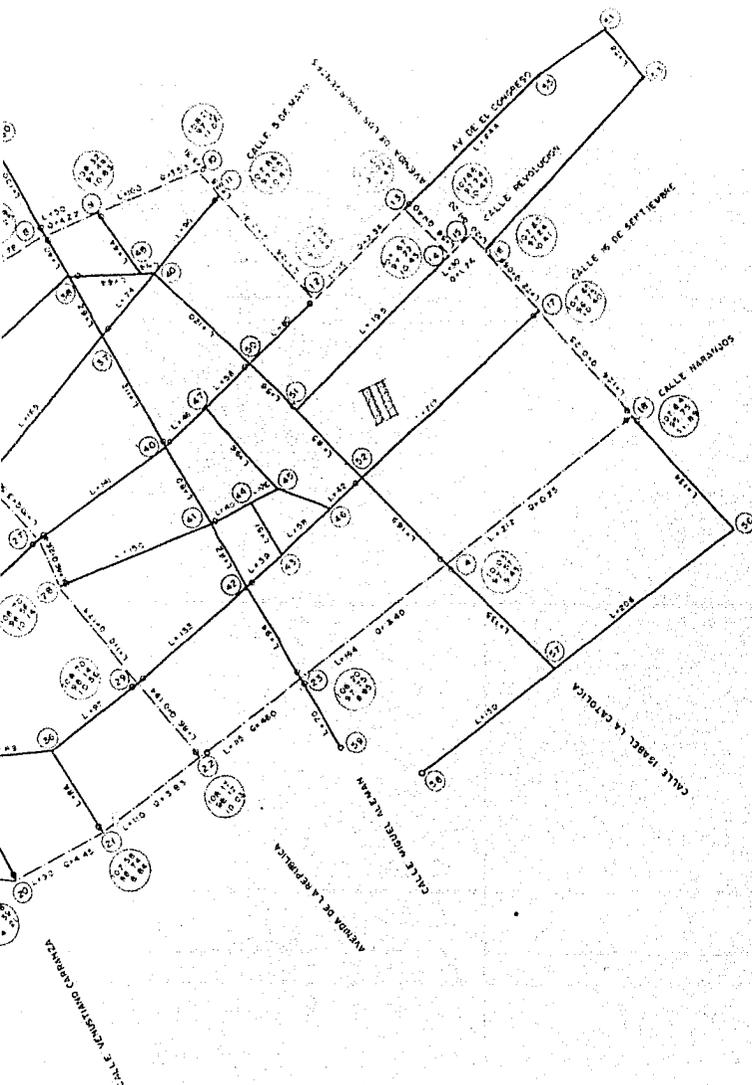
De acuerdo con las características del lugar, el agua es distribuída a los consumidores usando diferentes sistemas, estos sistemas son :

- Distribución por gravedad;
- Distribución por bombeo;
- Distribución de bombeo contra la red.

Distribución por gravedad; Este sistema se emplea cuando el lugar de captación o tanque de almacenamiento estan situados a mayor altura que la que tienen los edificios más altos de la población por abastecer. La tubería de alimentación se conecta del lugar de captación o tanque de almacenamiento a la red de distribución, suministrándole agua a la presión necesaria y más bajo costo que cualquiera de los dos sistemas que expongo a continuación.

Distribución por bombeo: En este sistema el agua se bombea de la zona de captación a uno o más tanques de almacenamiento. Si tundos en puntos elevados que permitan que el agua circule en la red a una presión suficiente. En este procedimiento el excedente de agua que se bombea en el período de bajo consumo es almacenada en el tanque regularizador, la cual servirá para suplir aquellas horas en que la demanda supera el gasto que dan las bombas.

Distribución de bombeo contra la red: El agua se bombea desde la zona de captación directamente a la red. Para este procedimiento se requiere de un buen equipo de bombeo que permita cubrir las máximas demandas, y de un servicio de fuerza motriz que no tenga interrupciones ya que si ocurriera alguna de éstas se tendría que suspender el servicio. Este es el procedimiento que resulta de más alto costo y más delicada operación.



DATOS DE PROYECTO

POBLACION	1960	3747 HABITANTES
POBLACION DE PROYECTO	6000	HABITANTES
DOTACION	200	Lts/Hab/Dia
Qm	139	Lts/seg
Qm ² x d	1668	Lts/seg
Qm ³ x h	2500	Lts/seg

CANTIDAD DE TRABAJO

TUBERIA DE 8"	300 m.
TUBERIA DE 6"	597 m.
TUBERIA DE 4"	2887 m.
TUBERIA DE 3"	7505 m.
TOTAL DE EXCAVACION	1366 m.
TIERRA	70 %
ROCA SUELTA	20 %
ROCA FIJA	10 %

SIGNOS CONVENCIONALES

TUBERIA DE 8"	VALVULA	COTA PIEZOMETRICA	(68.17)
TUBERIA DE 6"	LONGITUD. L	COTA TERRENO	(95.12)
TUBERIA DE 4"	GASTO. G	CARGA DISPONIBLE	(10.23)
TUBERIA DE 3"		NO DE CRUCEO	(58)

ESCALA 1:2000



FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.
ALTO LUCERO VER.
RED DE AGUA POTABLE
TESIS PROFESIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO.

La distribución se hará en nuestro caso siguiendo el primer procedimiento, o sea trayendo por gravedad el agua a un tanque regularizador del cual por gravedad y mediante una tubería de alimentación saldrá a la red.

La partición de las aguas, y su transporte por las calles del poblado hasta los puntos de consumo se realiza por medio de la red de distribución. Hay dos sistemas principales de distribución en una colectividad: El Sistema Abierto y el Sistema de Circuitos. En el Sistema de Circuitos al contrario del Abierto las tuberías están conectadas entre sí, con lo que se suprimen los ramales muertos y, en consecuencia el estancamiento del agua en los que suele ocurrir la descomposición de ésta. Con éste sistema el agua circula continuamente por toda la red de distribución. Además de que se tiene la ventaja de poder aislar tramos pequeños en caso de descompostura por medio de válvulas sin tener que suspender el servicio. Rara vez se puede adoptar este sistema ideal en las comunidades. Sin embargo, es conveniente adoptar cuando sea factible, una solución intermedia y trazar un Sistema de Circuitos alrededor de los principales distritos con un Sistema Abierto para el resto de la población. En el proyecto esta será la solución que adoptare.

La red esta formada por dos circuitos localizados en el plano denominado red de distribución de agua potable. Para proyectarlos busqué que tuvieran más o menos la misma longitud y diámetro, y como consecuencia de ésto abastecieran por partes iguales la población. También el de llevarlos por las partes más altas del terreno ya que la densidad de la población es casi constante y no se localiza o se aglomera en zonas determinadas para que se les diera especial atención en su abastecimiento.

El circuito I está constituido por tubería de 6" y 4" de diámetro, el circuito II lo constituye únicamente tubería de 4", la tubería que une el tanque regularizador al circuito I lo forma una tubería de 8" de diámetro. En la construcción de estos circuitos se usará tubería de asbesto-cemento. El relleno de los circuitos y demás tuberías secundarias será de asbesto de 3" de diámetro.

Cálculo de la Red de Distribución.

Para el cálculo de la Red se siguió el Método de Hardy - Cross y Doland, que consiste en compensar los gastos de los tramos por medio de aproximaciones sucesivas (análogamente a la distribución de momentos flexionantes en una estructura), de tal manera que al final se multipliquen las pérdidas de carga en el punto de equilibrio, para lo cual supondremos gastos que no sean exactos y los que iremos afectando de un gasto de corrección.

La secuela de cálculo que se sigue es la siguiente:

- 1).- Trazo de la red. Se forma la red a partir del final de la alimentación con líneas primarias, secundarias, terciarias, etc. Formando circuitos de acuerdo con la topografía del lugar. En el interior de los circuitos más pequeños, se dispone de tuberías de diámetro uniforme, designándose como RELLENO o PARRILLA.

Las arterias de mayor importancia quedarán servidas por las tuberías primarias; así mismo se harán pasar tuberías principales para abastecer zonas de mayor densidad

- 2).- Gasto total instantáneo. (Gasto base para el cálculo de la capacidad de tuberías y cargas respectivas).

Es el que viene de la línea de alimentación, derivada del depósito de reserva y regularización. Conocida la dotación, población, de proyecto y los coeficientes de variación horaria y diaria, se obtiene el gasto instantáneo de la siguiente manera.

$$Q = \frac{1.5 \times 1.2 \times 200 \times 6000}{86400}$$

$$Q = 25 \text{ lts/seg.}$$

- 3).- Gasto Específico. Localizada, la red, se procede a efectuar la suma de todas las longitudes de los tramos que la componen. El gasto anterior Q, dividido entre la longitud total L de la red, proporciona el gasto específico llamado también coeficiente de gasto :

$$q = \frac{25}{11058} = 0.00226 \text{ lts/seg/metro}$$

- 4).- Gasto particular de cada tramo. Con el gasto anterior q, o sea el correspondiente a metro lineal de red, se proporciona el gasto particular que debe llevar cada tramo, o sea el necesario para dar servicio a las casas a uno y otro lado de las calles por donde pasa. Basta multiplicar la longitud de cada tramo por el gasto específico.

- 5).- Sentido supuesto de escurrimiento. Aun cuando se considera que el agua circulará en una red en un sentido o en otro, es decir; que cada tramo de la misma queda alimentado por ambos extremos, al formar circuitos se supone un solo sentido de escurrimiento o distribución a partir del primer cruce en el que el agua entregada por la alimentación empieza a repartirse según la traza de la red establecida.

6).- Punto de equilibrio. Al final de la alimentación, el gasto total Q ; se divide en las ramas de circuito o circuitos principales suponiendo que cada tramo o rama, va entregando gastos a medida que se alejan de la bifurcación inicial hasta llegar a un punto en que la tubería TEORICAMENTE NO LLEVA GASTO. Este punto en que se unen las ramas del circuito se llama de EQUILIBRIO.

Las tuberías principales llevarán de su arranque toda el agua que van a alimentar una zona, y a la vez que van entregando el agua a las casas y demás edificios van conduciendo el caudal de los tramos siguientes SERVICIO EN RUTA). Los últimos tramos del circuito solo repartirán el agua a las tomas domiciliarias correspondientes.

7).- Acumulación de gastos en los circuitos. Con los gastos particulares de cada tramo y los sentidos de distribución, se van adicionando los gastos particulares de cada tramo, partiendo de el punto de equilibrio y sumandolos en el sentido opuesto a las flechas anteriores. Se van teniendo gastos crecientes cuya suma última debe ser el gasto instantáneo total.

8).- Eleccion de incógnitas. (Cargas y Diámetros) .- Solo se calculan los circuitos primarios y secundarios. Los rellenos o parrillas o aún a veces los circuitos de los últimos órdenes, se proporcionan por especificación de determinados diámetros sin calcularse estos. Es bastante la verificación de uno o dos tramos de éstas tuberías.

El problema es determinar en el extremo final de cada tramo la pérdida de carga " H " que debe verificarse de acuerdo con la longitud " L ", diámetro " D ", Rugosidad y gasto " Q ", que circula por la tubería correspondiente. Dicho problema se resuelve como todos los de hidráulica por tanteos-

y aproximaciones. Se tienen 2 incógnitas: El diámetro D y la pérdida de carga H . Se supone una de las dos para hacer determinado el problema, se resuelve éste y según el resultado se acepta la suposición o se modifica el dato relativo.

Generalmente se suponen los diámetros debido a la imposición de usar las medidas comerciales y no existir gran variedad de ellos; las discrepancias pequeñas en las cargas no son de importancia.

?).- Suposición de los diámetros. Se empieza por asignar los diámetros de las ramas de los circuitos principales. Estas ramas están formadas por series de tramos más o menos numerosos. Por la distribución supuesta, cada tramo llevará tramos diversos a los de los demás, y si se quisiera proporcionar los diámetros justos del caudal por consumir y las cargas disponibles, se tendrían tubos más y más pequeños en los citados tramos a partir de la alimentación hasta el punto de equilibrio, siguiendo el sentido de repartición. En un circuito, el último tramo de cada rama, llevará un gasto mínimo.

Existen criterios o procedimientos de cálculo según el criterio expresado (DURAN Y GAMA), pero entonces en una intercomunicación en todos los tramos de la red (sin puntos muertos), no existirá una franca circulación de agua que es lo que se pretende en las redes cerradas. Para lograr éste último; lo ideal sería formar circuitos en un solo diámetro, para que en caso de una avería en cualquier punto de la red, se pudiera derivar todo el gasto por otros caminos. Esto proporcionaría un magnífico servicio y menores pérdidas de carga, pero encarecería mucho el costo de la red, por lo cuál se forman los circuitos eligiendo solamente 2 diámetros solamente, o a lo sumo tres, de acuerdo con los gastos respectivos.

Estos diámetros se proporcionan o suponen de acuerdo con la práctica del ingeniero y según los gastos que lleva. - La fórmula de DEPUIT orienta a éste respecto.

$$D = 1.5 \times Q^{1/2}$$

siendo:

D; Diámetro (cm).

1.5: Coeficiente.

Q: Gasto por transportar. lts/seg.

10).--METODO DE CROSS.

Se funda Cross en el empleo de la fórmula:

$$H = KQ^{1.85}$$

En que combinando la expresión de continuidad

$$Q = A V$$

Con cualquiera de las conocidas y más usadas de velocidad

$$V = c R^N S^T$$

En que c es el valor que se relaciona con la rugosidad del interior de la tubería; R el radio hidráulico de la sección y S la pendiente hidráulica. Suministra un valor de la pérdida de carga proporcional a alguna potencia del --gasto y un valor determinado de c.

Se considera que si una tubería que proporciona un gasto total Q se bifurca en un crucero para alimentar dos tuberías hacia un lado y hacia el opuesto, las tuberías derivadas de ellas, llevarán gastos Q_1 y Q_2 cuya suma es el total . Y al llegar al punto de equilibrio, sino hubiera repartido ningún gasto, se juntarían éstos y saldría de --tal punto el mismo gasto Q.

Al recorrer el agua la rama del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, que se llamarán negativas, e ir repartiendo Q_1 , se van originando pérdidas de carga que --

sumadas llegarán al punto de equilibrio con un total negativo que se designará con ΣH .

Así mismo; al recorrer el agua el sentido contrario (positivo) se llegará con otra pérdida total positiva $\Sigma H'$ y como los extremos están comunicados en el punto de equilibrio , se establece el equilibrio en éste punto y se tendrá que la suma algebraica de tales totales será:

$$\Sigma H + \Sigma H' = 0$$

Al sumar dichas pérdidas sucesivas es muy probable que no se realice la condición anterior, sino que resulta que:

$$\Sigma H \neq \Sigma H'$$

Quiere decir que no hubo una repartición equitativa de gastos, o que las tuberías no son apropiadas para el transporte de dichos gastos (exceso o defecto) . Procederá a hacerse una nueva elección de diámetro o modificar la acumulación de gastos.

Generalmente dado que las tuberías de que se dispone son los diámetros comerciales y no se tiene gran variedad en sus diámetros, una vez elegidos éstos con cierta aproximación no conviene cambiarlos , a menos que se presenten discrepancias notables. Es preferible modificar los gastos.

En rigor debería hacerse una nueva acumulación de manera de aumentar gastos en una zona, y disminuirlos en otra, para que la diferencia de cargas sea menor. Es aquí donde el procedimiento de CROSS permite hacer una corrección en las ramas del circuito para igualar las expresadas sumas sin modificar la distribución de las tuberías derivadas.

$$\Delta = \frac{\Sigma H}{n \Sigma \frac{H}{Q}}$$

En donde : Δ = Corrección al gasto en cada tramo
 ΣH = Suma de pérdidas en el circuito

$$\sum \frac{H}{Q} = \text{Suma de las relaciones de pérdida de carga a gasto en cada tramo.}$$

Procediendo con los nuevos gastos encontrados y mismas -- longitudes y diámetros se vuelven a calcular las pérdidas de carga y se verifican si son iguales las nuevas sumas, -- si no lo son se vuelven a corregir y se repite el procedimiento hasta conseguir la igualdad dicha.

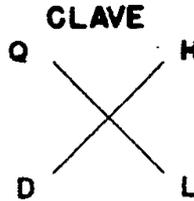
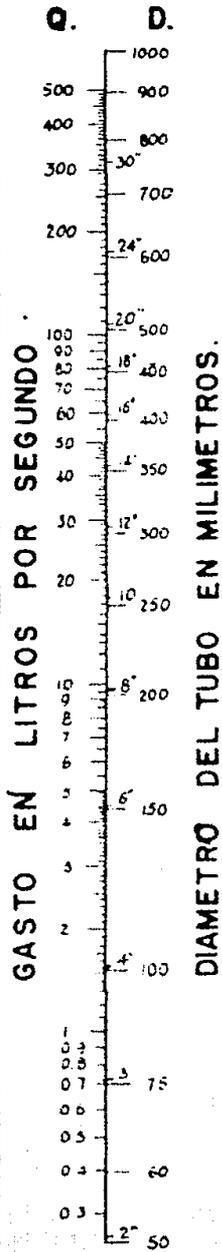
11).-Cotas piezométricas. Se parte de la altura del tanque de -- regularización. A ésta altura se le resta la pérdida de -- carga disponible de la tubería alimentadora y se tiene la carga útil en el primer crucero de la red, la cual se de-- termina con la altura de la torre o elevación del tanque-- y la cota del terreno en dicho crucero es decir; a la co-- ta piezométrica del tanque se le resta la pérdida de car-- ga mencionada y luego la cota del terreno. •

Para facilidad de éstos cálculos, se ordena en forma que-- se faciliten las correcciones indicadas. Se acompaña un macho-- te de esta naturaleza.

Explicación del machote de tabulación de gastos.

En éste se tiene en la columna primera la designación de -- circuito (I y II). en la 2/a. se tienen los tramos comunes a -- los dos tramos comunes a los dos circuitos; en la 3/a. se -- muestran los tramos referidos a los cruceros, en la 4/a. las longi-- tudes de los tramos en metros, en la 5/a. los gastos corres-- pondientes en lts/seg. en la 6/a. los diámetros aceptados des-- pues de algunos tanteos, en la 7/a. las pérdidas de carga con-- el citado nomograma. Afectadas del signo (+) las que se re-- fieren a los lados del circuito que sigue el movimiento contra -- rio a las agujas de un reloj y con signo (-) las que corres-- ponden al mismo sentido de las agujas de un reloj.

ABACO HIDRAULICO.



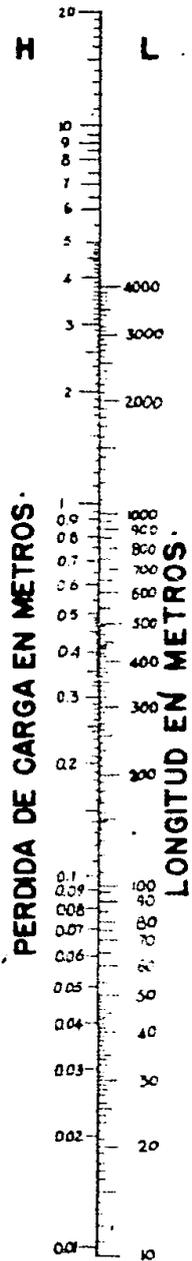
FORMULAS:

$$Q = 0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot L^{-0.54}$$

$$S = h/L$$

CONDICION: C=100

**NOMOGRAMA
DE LA FORMULA DE
WILLIAMS Y HAZEN**



TESIS PROFESIONAL

TABLA DE CALCULOS DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE DE ALTO CUSERO VER MÉTRIC DE CROSS

CIRCUITO	Num. línea	Tramo	Longitud mts	Cotejo L/S	Elevación p.m.	Pérdida mts	H. %	Caudal m ³ /s	1a Aproximación				2a Aproximación				Datos p.m. Hoya Alta		C12	C15	C18	C21		
									ΔS	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1					C2	
CIRCUITO I	1-2	170	1870	6'	126	0.04	11.0	16.91	14.0	0.083	0.038	16.772	1.35	0.041	10.177	16.949	14.0	14.0	13.50	10.07	14.7	13.6	13.6	
	2-3	14	1547	6'	102	0.06	11.0	16.51	1.0	0.05	0.019	16.478	1.0	0.067	10.177	16.854	1.0	1.0	12.43	10.24	11.8	11.8	11.8	
	3-4	148	1605	6'	0.91	0.08	11.0	17.06	0.94	0.074	0.038	17.718	0.92	0.074	10.177	17.923	0.94	0.94	11.48	10.90	11.04	11.04	11.04	
	4-5	100	1683	6'	0.76	0.045	11.0	17.583	0.74	0.049	0.038	17.944	0.74	0.047	10.177	18.171	0.74	0.74	11.90	11.70	11.64	11.64	11.64	
	5-6	110	1930	6'	0.40	0.04	11.0	18.03	0.40	0.044	0.039	18.206	0.40	0.043	10.177	18.264	0.40	0.40	11.03	10.69	11.69	11.69	11.69	
	6-7	25	14	4.1%	6'	0.41	0.04	11.0	18.04	0.40	0.041	0.035	18.205	0.40	0.045	10.176	18.285	0.40	0.40	10.80	10.65	11.15	11.15	11.15
	7-8	20-21	84	1534	6'	0.37	0.05	11.0	18.477	0.37	0.027	0.038	18.772	0.37	0.019	10.176	18.848	0.37	0.37	10.24	10.75	11.43	11.43	11.43
	8-9	24-27	70	2358	6'	0.07	0.067	11.0	19.04	0.72	0.049	0.03	19.185	0.72	0.068	10.176	19.185	0.72	0.72	10.84	10.20	11.43	11.43	11.43
	9-10	27-28	40	1628	6'	0.05	0.04	11.0	19.784	0.15	0.047	0.03	19.871	0.15	0.041	10.176	19.871	0.15	0.15	10.82	10.36	10.74	10.74	10.74
	10-11	29-24	110	0.742	6'	0.04	0.047	11.0	19.800	0.14	0.074	0.035	19.575	0.14	0.063	10.176	19.575	0.14	0.14	10.470	10.14	10.47	10.47	10.47
	11-12	29-25	80	0.794	6'				19.154				19.154				0.154			10.870	10.14	10.36	10.36	10.36
	12-13	22-21	110	1073	6'	0.04	0.05	11.0	19.783	0.37	0.04	0.039	19.012	0.37	0.047	10.177	19.035	0.37	0.37	10.815	10.12	10.15	10.15	10.15
	13-14	21-20	90	1683	6'	0.03	0.03	11.0	19.58	0.05	0.010	0.018	19.428	0.05	0.032	10.177	19.571	0.05	0.05	10.758	10.74	10.94	10.94	10.94
	14-15	20-19	188	2.897	6'	0.30	0.03	11.0	19.781	4.10	0.048	0.038	19.936	4.10	0.040	10.177	19.859	4.02	4.02	10.506	10.39	11.21	11.21	11.21
	15-16	19-11	70	1.817	6'	0.38	0.03	11.0	19.51	1.0	0.040	0.038	19.55	1.25	0.046	10.177	19.375	1.10	1.10	10.748	10.50	11.08	11.08	11.08
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3	-0.28	1.771		3	-0.01						
					3	-5.74	1.831		3	-0.15	1.977		3</											

TESIS PROFESIONAL

CRUCEROS DE LA RED DE AGUA POTABLE DE ALTO LUCERO VER.

06-13-54 	2 	15 	17-55-44-61
3-5 	4 	9-23-24-26-27-29 	9-11-16-17-25
20 	30-45-48 	35 	28
31-33-37-43-44-47 	39-42-50-52 	19-46 	16
49-56 	46 	32-34 	51
40 	18 	1 	41
13-14 	59-58-60-61-62 	22 	<p>SIGNOS CONVENCIONALES</p> <ul style="list-style-type: none"> Extremidad f.f.c/b Cruz f.f.c/b Tes f.f.c/b Junta Gibault Valsija c/b Reducción c/b Codo ff. c/b de 90° Codo ff. c/b de 45° Codo ff. c/b de 22° 30' Tapa ciega Ataque
6 	10 	21 	

FACULTAD DE INGENIERIA

Se suman las cargas positivas por un lado y las negativas por otro lado, la suma algebraica debería ser cero o una cantidad cercana a él. En caso de una diferencia superior a la tolerancia se procede a corregir los gastos. La columna 8 nos da los cocientes de las pérdidas de carga y el gasto de cada tramo. Con la suma algebraica de las pérdidas de carga con la suma aritmética de los citados cocientes se obtiene la corrección o conforme al método de CROSS. Adoptando la fórmula de Williams and Hazen:

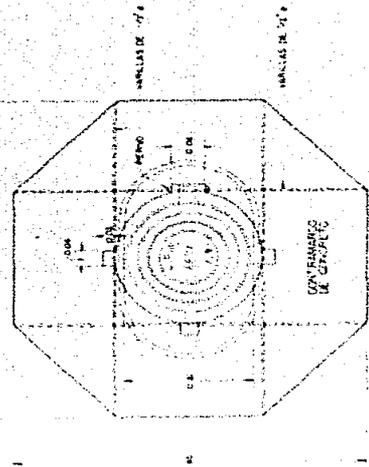
$$Q = \frac{H}{1.85 \sum \frac{1}{Q}}$$

Afectadas del signo correspondiente de las pérdidas de carga. Esta corrección de acuerdo con los signos dichos se suma o resta a los gastos de la columna 5/a., con el mismo nomograma se vuelven a calcular las pérdidas de carga y se anotan en la columna 11. Se vuelven a sumar éstas pérdidas de carga y la suma algebraica debe ser cero o quedar dentro de la tolerancia.

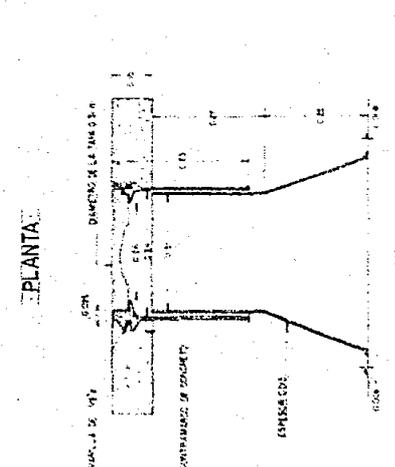
El gasto modificado lo ponemos en la 1/a columna que se encuentra bajo el rubro datos de proyecto en la siguiente columna se ponen las H obtenidas últimamente y si se quiere se compensan éstas para ajustar la suma algebraica a cero, y se anotan en la 3/a columna. En las últimas columnas se incluye lo referente a cotas piezométricas.

VALVULAS.

Para facilitar la operación y las reparaciones de posibles roturas en las tuberías hay necesidad de instalar válvulas con el objeto de poder aislar cualquier parte del sistema, con una afectación del menor número de tramos, según la localidad, en el caso del presente proyecto se sigue el criterio de colocarlas a distancias no mayores de 600 mts, en los cir -

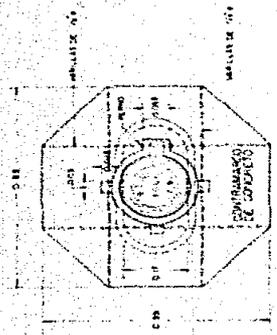


PLANTA

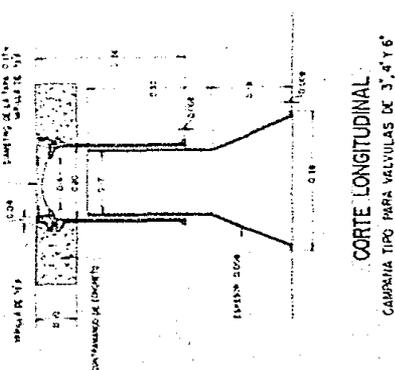


CORTE LONGITUDINAL

CAMPANA TIPO PARA VALVULAS DE 3.476"

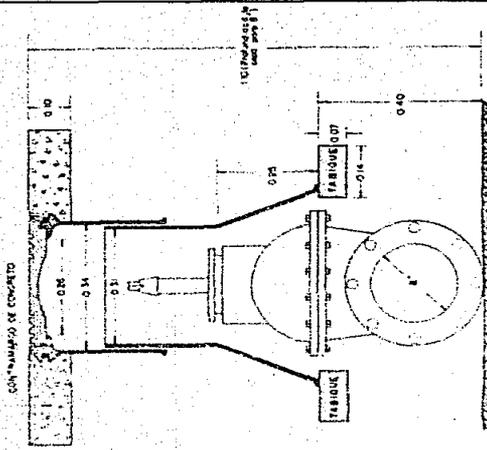


PLANTA

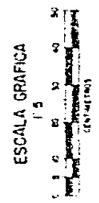


CORTE LONGITUDINAL

CAMPANA TIPO PARA VALVULAS DE 3.476"



REQUISITOS DE LA COLOCACION DE CAMPANAS PARA OPERACION DE VALVULAS.

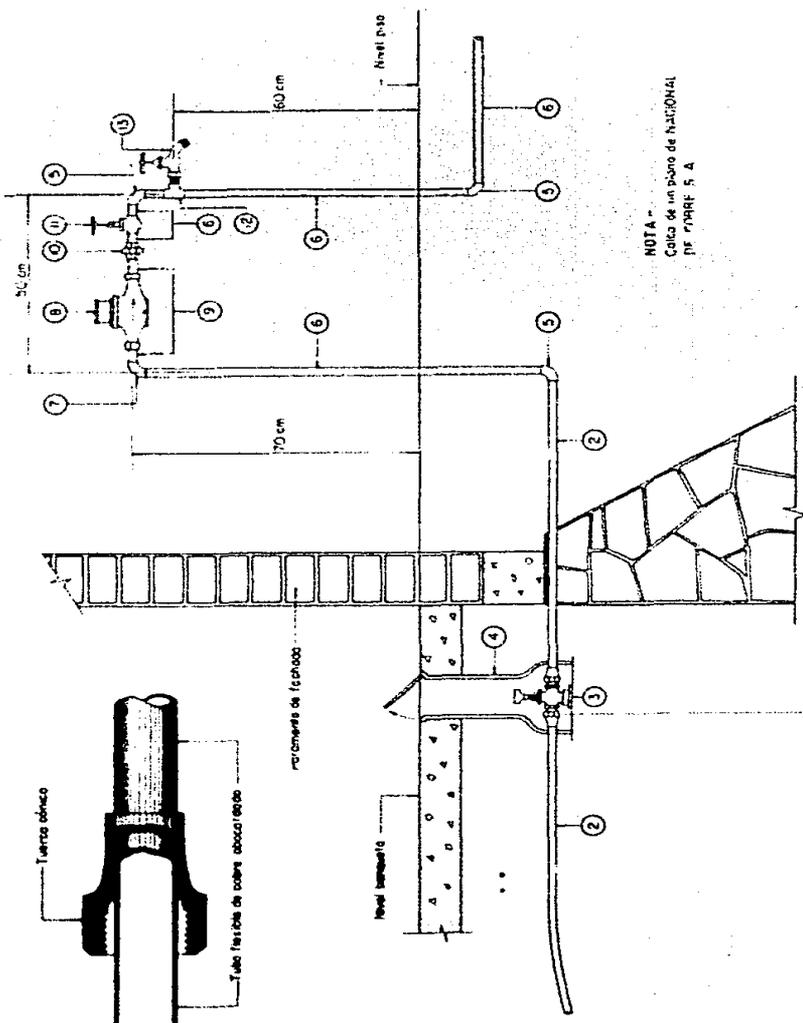
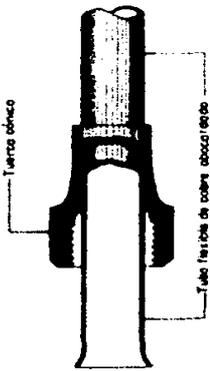


NOTA: TODAS LAS CAMPANAS ESTAN EN MILIMETROS VENCIDAS ADOBADAS EN OTRO UNIDAD

FACULTAD DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
ALTO LUCERO VERACRUZ	
TIPO DE CAMPANAS PARA OPERACION DE VALVULAS - 3.476-3.810"	
TESIS PROFESIONAL	
MIGUEL FERNANDEZ SAMAVIA	

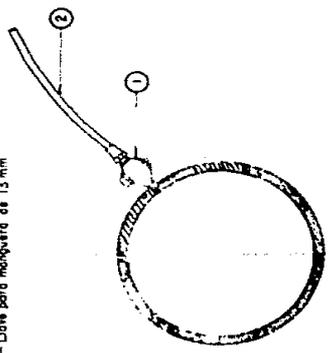


LLAVE DE INSERCIÓN



MATERIALES

- 1 - Llave de inserción
- 2 - Tubo de cobre flexible de 13 mm tipo "L"
- 3 - Llave de cuadro de bronce
- 4 - Impulsor para la llave de cuadro
- 5 - Codo de bronce tipo soldable de 13 mm x 90°
- 6 - Tubo flexible de cobre tipo "L" de 13 mm
- 7 - Codo de bronce con cuadro interior de 13 mm x 90°
- 8 - Medidor
- 9 - Hoja de bronce con cuadro de 13 mm
- 10 - Tuercas unidas de bronce para cables y hierro de 13 mm
- 11 - Llave de gacha tipo soldable de 13 mm
- 12 - Tapa de bronce con cuadro central interior de 13 mm
- 13 - Llave para manguera de 13 mm



de 1 a 10 m.

FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.
TIPO DE TOMA DOMICILIARIA
CON TUBERIA DE COBRE
TESIS PROFESIONAL
MIQUEL FERNANDEZ S.

cuitos principales y en las conexiones en donde el diámetro de la tubería varía.

En los lugares que va haber bifurcaciones, se colocarán valvulas en cada rama. En las tuberías secundarias ó de relevo se colocarán en todas las conexiones con circuito principal aislando éstas por tramos .

Como las válvulas resultan ser una de las partidas más costosas del proyecto se procuró instalar el menor numero posible sobre las tuberías de diámetros más chicos, lográndose así mayor economía. Pero teniendo en cuenta dejar aislados el mayor número de tramos sin servicio.

TRATAMIENTO DEL AGUA POTABLE.

Con el fin de averiguar la calidad de las aguas del pueblo de Mafafas, se deberán tomar muestras necesarias para la verificación de los análisis Físico-Químicos y Bacteriológicos correspondientes.

Atendiendo a los puntos de vista de los análisis, indicaré cuales son las condiciones de potabilidad del agua.

ANALISIS FISICO: Este determina las propiedades físicas de éstas, las que mas interesan son las siguientes:

- a) Turbiedad
- b) Coloración
- c) Olor
- d) Sabor
- e) Temperatura
- f) Estabilidad

- a) La turbiedad .- Es la mayor o menor opacidad o claridad de H_2O . Depende de la mayor ó menor cantidad de materia en suspensión, también coloides. Generalmente no es dañosa pero causa repugnancia; no debe tener turbiedad el agua para ser potable.
- b) Coloración.- El agua debe de ser incolora. Hay un falso color del agua; el verdadero es el que depende de las soluciones que se encuentran, éstas pueden ser orgánicas e inorgánicas.
- c) El olor.- El agua debe ser inodora: El olor se lo dan las sustancias que contiene en solución ya sean éstas orgánicas o minerales, las primeras cuando se descomponen, pueden producir ácido sulfhídrico, amoníaco, etc; que le dan olores penetrantes propios de aguas putrefactas.

FACULTAD DE INGENIERIA

- d) Sabor: Se debe a los cuerpos en suspensión: El agua debe ser sin sabor o tener sabor agradable es decir que no sea repugnante. El bióxido de carbono le da un sabor dulce; el aire - hace el sabor del agua fresca y agradable, los sulfatos y carbonatos también le dan un sabor agradable.
- e) La temperatura del agua proviene de la acción del sol y también del centro de la tierra pero le afecta bastante poco. - La temperatura del agua sufre desfases; dependiendo del lugar donde provienen. Ese desfase puede ser que a la temperatura máxima (medio día) el agua se conserva caliente 2 o 3 horas después; en la madrugada el agua está más fría.
- La temperatura debe oscilar entre 7° y 18° y como óptima de 15° para que se encuentre fresca y agradable; si tiene 24°C es desagradable pero no causa daño. Lo mismo a temp. de 3°C resulta demasiado fría y puede dañar por sus efectos.
- f) Estabilidad: Se debe a la materia orgánica en suspensión. Es un carácter tanto físico como químico. Si hay oxígeno en el agua no hay problema, pero sin éste el agua no es estable - porque habrá putrefacción.

ESPECIFICACION: Para que el agua se considere potable en cuanto a sus caracteres físicos: Debe ser clara e incolora con una temperatura normal comprendida -- entre los 10°C y 18°C , deberá ser refrescante y agradable, inodora y estable por lo menos durante 15 días.

CARACTERES QUIMICOS.

Las características que se ponen de manifiesto en el análisis químicos son :

- a) Dureza
- b) Acidez y Alcalinidad

- c) Salinidad
- d) Corrosividad

a) Dureza.- Cuando el agua contiene ciertas sales de material mineral, bioxidos, y diversos cuerpos. (Carbonatos, calcio y magnesio) le dan propiedades tales como el que no produzca espuma con el jabón, no cueza fácilmente las legumbres, produce incrustaciones en las tuberías etc., entonces se dice que el agua es dura.

Sin embargo las aguas que no tengan dureza no son potables - se requiere cierta dureza para que sea potable. La dureza en el agua puede ser de dos formas:

Dureza permanente. Es producida por la presencia de bicarbonato de calcio y magnesio.

Dureza temporal. Es producida por la presencia de bicarbonato de calcio y magnesio, pero desaparece con la ebullición de dichas aguas.

b) Acidez y Alcalinidad. Se dice que un cuerpo tiene cierta acidez cuando presenta un sabor agrio, su acción es destructiva sobre otros cuerpos y a veces produce quemaduras sobre la piel. Un cuerpo es alcalino cuando tiene un sabor urente o lexivioso, su efecto es en cierta forma contrario al de los ácidos a pesar de su fuerte acción destructiva. Los ácidos producen variación de la coloración en la tintura azul de tornasol volviéndola roja, mientras que las bases la vuelven del rojo al azul. Las aguas ácidas o alcalinas participan de estas propiedades respectivamente.

c) Salinidad. Se debe a la presencia de cloruro de Sodio, su presencia no causa enfermedad. La importancia del cloruro de sodio estriba en que puede indicarnos agua contaminada, ya sea de materia fecal o de otro tipo de contaminación.

d) Corrosión. Es la acción destructiva de un material sobre --

otro. La existencia de iones de hidrógeno y oxígeno, produce la corrosión. Si tenemos aguas ácidas estas serán corrosivas.

ESPECIFICACION: Para que las aguas se consideren químicamente - potables: Deberán ser razonablemente suaves o - blandas (con una dureza total hasta de 200p.p.m y una dureza persistente hasta de 100 p.p.m.). No deberán ser corrosivas ni deberán formar incrustaciones. Deberán estar libres de ciertos - gases tales como H_2S , Mn, Fe, NaCl; que le dan - caracter nocivo.

ANALISIS BIOLÓGICO: Consta de dos partes; el microscópico y el bacteriológico. En el primero se observa el agua con el microscopio para ver la vida en el agua de seres que a simple vista - no se ven, generalmente son protozoarios no patógenos. El análisis bacteriológico, consiste en contar las bacterias para que nosotros nos demos cuenta de que existen; comprende fundamentalmente: La numeración total de gérmenes; la investigación y cuantificación de especies patógenas. La numeración total de gérmenes se hace por medio de SIEMBRAS de agua (sea pura, sea diluida o más aun tratándose de aguas muy contaminadas) en placas de petri con gelatina nutritiva; la cuenta se hace a las 24 y - 48 horas; las patógenas se desarrollan de preferencia a $36^{\circ}C$ -- por lo que tiene mas significado el desarrollo a esa temperatura que a la de $21^{\circ}C$. Una cuenta baja indica casi necesariamente que el agua es pura, pues los gérmenes patógenos existen -- siempre en proporción mínima comparados con los saprofitos. Sin embargo la investigación de colibacilos es un complemento indispensable del análisis. La determinación se hace por medio de -- siembras en tubos de fermentación para anaerobios, los medios - son caldos azucarados (lactosas, glucosas). Se tapan estos - tubos el colibacilo fermenta los azúcares y produce gases. La ausencia de colibacilos indica por decirlo así la ausencia de - patógenos. La presencia de colibacilos no indica necesariamente

FACULTAD DE INGENIERIA

la existencia de patógenos pero es un indicio de peligro por significar contaminación. Del análisis anterior se hacen tres pruebas; si en la primera prueba llamada presentiva a las 24 horas no aparecen los gases se procede a la segunda prueba llamada parcialmente confirmada, en ésta se coloca en un medio sólido lactosa de la anterior en sólido verde de paris y si no resulta se hace una tercera prueba se llama totalmente confirmada.

PRESUPUESTO

Para la ejecución de una obra existen dos puntos sumamente importantes, los cuales dan prácticamente la clave para la realización de la misma. El primero es el monto o importe de la construcción, y el segundo, el tiempo de realización, o tiempo de inversión. Del acierto para resolver estos dos factores dependerá el éxito de la obra. El monto o importe es de vital importancia conocerlo de antemano, así se podrán consultar las posibilidades económicas para llevar a feliz término la realización de la misma. El tiempo de terminación de la obra, dará una idea de la conveniencia de tener un capital invertido inactivo por un tiempo, sin que se amortice.

Para resolver éstos dos puntos se tienen que elaborar : un presupuesto de costo y un presupuesto de tiempo.

Presupuesto de Costo. Es el estudio por medio del cual se prevé o se presupone el importe de una obra.

En este estudio queda comprendido el enlistamiento ordenado de todas aquellas cantidades de obra, así como de los materiales necesarios, describiéndolos ampliamente a fin de no dudar de su identificación.

Para llevar a cabo un presupuesto es necesario compenetrarse perfectamente de todos aquellos factores que van a intervenir en el desarrollo de la obra, analizándolos hasta el mínimo detalle.

Como una necesidad imperiosa para poder presupuestar una obra, es necesario compenetrarse de los planos de localización

del proyecto arquitectónico, del estructural, así como los requisitos a los que deberán sujetarse, teniendo a la mano una lista de todas las especificaciones detalladas de la obra, los materiales que deben emplearse, los elementos de las mismas y sus dimensiones.

En un presupuesto influyen en forma directo: La cantidad del material, que en una obra es la misma, cualquiera que sea el lugar donde vaya a llevarse a cabo, y la mano de obra o rendimiento, que es sumamente variable y susceptible de modificarse según el clima, altitud y latitud, y, en general está sujeta a las condiciones propias de cada región y al medio ambiente circundante que modifica al factor hombre.

La mano de obra o rendimiento está sujeta, asimismo, a todas aquellas condiciones sociales de agrupación (sindicatos) disminuyendo o aumentando el rendimiento del operario.

Hay necesidad de vigilar, en cada obra, el rendimiento de los operarios, observando que la actividad que estén ejecutando sea una satisfacción y no una aflicción, dándoles el trabajo de acuerdo con las aptitudes que tenga cada uno .

Cuantificación de la obra. En esta parte del presupuesto, hay necesidad de ir sacando las cantidades de obra, poniendo cada una de ellas en las unidades que les corresponden.

Para obtener las cantidades de obra, lo más práctico es seguir el orden que expongo a continuación; en el tenemos, como partes preponderantes, seis columnas, en las cuales se va anotando lo siguiente:

a).-Partida. En ésta columna es necesario asentar: con la letra que le corresponda, el capítulo que se está atacando, y con la numeración progresiva, para saber el número de partidas que se tomarán en cuenta.

- b).- Concepto. En ésta columna se especifica claramente en qué - consiste la partida, poniendo, así mismo, en forma de columna y ordenadamente, los diferentes números generadores que intervienen.
- c).- Unidad. En ésta columna se asientan los elementos básicos - de medida.
- d).- Cantidad. Practicamente en ésta columna debe anotarse el re resultado de todas aquellas operaciones que han quedado indicados en la segunda columna.
- e).- Precio Unitario. En la quinta columna se anota la cantidad - que ha resultado de incrementar al costo por unidad de medida, el porcentaje que corresponda por gastos generales, - gastos administrativos, más la utilidad.
- f).- Importe. Esta columna es el resultado de multiplicar los -- productos obtenidos en las columnas cuarta y quinta.

Gastos Imprevistos. En todas las obras debe considerarse una par tida especial de gastos imprevistos. Esta partida es de suma importancia, ya que el costo efectivo puede ser más elevado del -- que se ha calculado, si se reduce al mínimo.

La mayor parte del porcentaje que se considera para esta - partida de imprevistos, generalmente es absorbida por aquellas - misiones que se hacen al estar presupuestando una obra. Por esta razón no debe omitirse nunca ninguna partida por pequeña que sea ya que al sumarse éstas, representan un capital en pequeño, pero que afectan muchas veces, no solamente al porcentaje que se considera para la partida de imprevistos, sino muchas veces merma y hace nula la utilidad.

Gastos Generales que Gravan la Utilidad. En los análisis de costos no se incluyen gastos generales ni utilidad alguna, en virtud de ser muy variables; sin embargo, no hay que perder de vista que, los gastos generales, deben formarse con un análisis especial y detallado de todos aquellos gastos indirectos que se ejecutan a fin de organizar una obra. En este análisis deben considerarse principalmente gastos administrativos y de equipo.

Gastos administrativos. En éstos se hace una relación detallada-partiendo, en primer lugar, de gastos como: despacho (renta) y equipo del mismo (restiradores, escritorios, máquinas de escribir, etcétera). En segundo lugar, gastos de personal técnico y administrativo: arquitectos, ingenieros, proyectistas, dibujantes, contadores y empleados en general.

Gastos de equipo. Si la importancia del negocio lo amerita, deben considerarse: palas mecánicas, grúas, revolvedoras, conformadoras, etcétera; sin perder de vista que, la inversión que esto origina, debe amortizarse con un cierto interés; asimismo, deben tomarse en cuenta todos aquellos gastos de conservación del mismo. Como una consecuencia de contar con equipo, se tendrán que tomar en cuenta bodegas para almacenamiento del mismo. En esta relación de gastos que mensualmente se tienen que erogar, no debe omitirse ninguno, por pequeño que sea.

En virtud de que los costos de los materiales así como la mano de obra pueden variar de un día a otro, de tal suerte que precios pagados por un concepto en una fecha determinada varían de un día para otro, consideré lo mas acertado utilizar los precios unitarios que rigen en la Secretaria de Recursos Hidraulicos como base para efectuar el presupuesto del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Alto Lucero Ver. Aclarando que estos precios se reajustarán cuando se vaya a ejecutar la obra, de acuerdo con las condiciones reinantes del mercado .

FACULTAD DE INGENIERIA

PRESUPUESTO: PARA LA OBRA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

UBICADA: EN LA CIUDAD DE ALTO LUGERO, VERACRUZ.

FECHA: 1 de SEPTIEMBRE DE 1965

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
	C - CAPTACION				
C - 1	Desmonte del terreno.	m ²	36	\$2.00	\$ 72.00
C - 2	Demolición const. existente.	m ³	8	\$13.60	\$ 108.00
C - 3	Excavación a mano hasta 1.50 m. de prof., com prendiendo: remoción de tierra, alejamiento a 4 m. nivelación de piso.	m ³	4	\$ 8.15	\$ 32.60
c - 4	Consolidación con plantilla de pedacera de tabique, de 10 cm. de espesor.	m ³	0.4	\$ 20.00	\$ 8.00
C - 5	Cimientos de mampostería de piedra asentada con mortero cemento-arena 1:5	m ³	0.70	\$113.00	\$ 79.00
C - 6	Muro de tabique rojo recocido, de 14 cm. de espesor, asentado con mortero cemento arena 1:5	m ²	16	\$ 35.40	\$ 566.40

FACULTAD DE INGENIERIA

C - 7	Losa de concreto armado de 10 cm. de espesor				
	fc = 140kg/cm ²	m ³	1.6	\$ 242.00	\$ 387.20
C - 8	Armado de fierro por m ³	kg.	89	\$ 3.40	\$ 302.60
C - 9	Valvula de compuerta con brida de 6", inst.	Pza.	1	\$1266.00	\$ 1266.00
	L - LINEA DE CONDUCCION				
L - 1	Tubería de a.c. de 6" de ϕ	m.	6000	\$ 28.90	\$173400.00
L - 2	Excavación cementa a 1 m. de prof.	m ³	3600	\$ 8.15	\$ 29340.00
L - 3	Tendido, colocación, alineamiento, prueba.	m	6000	\$ 5.90	\$ 35400.00
L - 4	Relleno, cepas.	m ³	3600	\$ 3.35	\$ 12060.00
	T - TANQUE DE REGULARIZACION				
T - 1	Demolición, antiguo tanque.	m ³	40	\$ 33.00	\$ 1320.00
T - 2	Acondicionamiento y limpia del terreno.	m ²	216	\$ 2.00	\$ 432.00
T - 3	Losa de concreto de 10 cm. de espesor fc = 175kg/cm ²	m ³	32	\$ 242.00	\$ 7744.00
T - 4	Armado de fierro	kg	89	\$ 3.40	\$ 302.60
T - 5	Mampostería con mortero cemento-arena 1:6	m ³	94.12	\$ 82.43	\$ 7750.00
T - 6	Muro de concreto armado 89kg de f.	m ³	3.6	\$ 618.70	\$ 2227.30

FACILIDAD DE INGENIERIA

T - 7	Zacata corrida de concreto armado y 87 kgde varilla - por m ³ (1' x 1' x 1' kg. cm ³)	m ³	3	\$ 334.81	\$ 1004.40
T - 8	Castillo de con - creto armado.	m	32.5	\$ 12.00	\$ 390.00
T - 9	Aplanado muros y risos con imper - meabilizante .	m ²	310	\$ 11.40	\$ 3534.00
T- 10	Terrado, enladrilla do y escobillado cubierta.	m ²	160	\$ 20.00	\$ 3200.00
	PIEZAS DE ENTRADA				
T - 11	Juntas Gibault 6"Ø	Pza.	1	\$ 48.00	\$ 48.00
T - 12	Extremidades de - f.f.de 6 Ø	*G	28	\$ 5.00	\$ 140.00
T - 13	Tee de f.f. c/b de 6" x 6"	Kg	45	\$ 5.00	\$ 225.00
T - 14	Válvulas de con - puerta.c/b de 6"Ø	Pza.	2	\$1266.00	\$ 2532.00
T - 15	Codos y carretes de f.f. de 6"Ø	Kg.	138	\$ 5.00	\$ 690.00
T - 16	Empaques de plomo	Kg.	5	\$ 4.25	\$ 21.25
T - 17	Contramarcos do - bles de f.f.1.8m.	Pza.	1	\$ 362.00	\$ 362.00
T - 18	Tapas con marco.	Pza.	1	\$ 396.00	\$ 396.00
	PIEZAS DE SALIDA				
T - 19	Coladeras	Pza.	2	\$ 138.00	\$ 276.00
T - 20	Codos de 90°, Tee- de f.f. 6"x6". con - tra brida, carre - tes, de 6" c/b. y Extreidades de 8"	Kg.	273	\$ 5.00	\$ 1365.00
T - 21	Juntas Gibault 6"	Pza.	2	\$ 48.00	\$ 96.00

FACULTAD DE INGENIERIA

	ALPILERIA				
	CAJA DE VALVULAS				
T - 22	losa de concreto - armado de 10 cm de espesor con 89kg - de fierro por m ³	Kg. m ³	89 1.50	\$ 3.40 \$ 242.00	\$ 302.60 \$ 363.00
T - 23	Muros de tabique	Pza	1360	\$ 0.30	\$ 408.00
T - 24	Dala perimetral	m ³	0.40	\$ 242.00	\$ 96.80
T - 25	Apianado 1 cm.de cemento.	m ²	11	\$ 11.40	\$ 125.40
	DEMASIAS				
T - 26	Tramo tubería a.n. 4" c/c 1 extremo	Pza.	2	\$ 400.00	\$ 800.00
T - 27	Codos a.n. 4"c/c.	Pza	2	\$ 85.00	\$ 170.00
T - 28	Tramo de tubería	Pza	2	\$ 700.00	\$ 1400.00
T - 32	Tapones cachucha 4"	Pza	2	\$ 65.00	\$ 130.00
	VENTILAS				
T - 33	Niples a.g., 2"	Pza	4	\$ 25.00	\$ 100.00
T - 34	Codos de 90°x2"	Pza	8	\$ 22.00	\$ 176.00
T - 35	Niples a.g., 2"	Pza	4	\$ 20.00	\$ 80.00
	ACCESO.				
T - 36	Contramarcos	Pza	2	\$ 216.00	\$ 432.00
T - 37	Tapas c/marco f.f.	Pza	2	\$ 396.00	\$ 792.00
T - 38	Escalones varilla	Pza	12	\$ 5.00	\$ 60.00
	R - RED DE DISTRIBUCION .				
	MANO DE OBRA.-				
R - 1	Excavación en tie- rra, cepa de 1.50m	m ³	926	\$ 8.15	\$ 7546.90
R - 2	Excavación en roca suelta, cepa 1.50m.	m ³	227	\$ 11.65	\$ 2644.00
R - 3	Excavación en roca fija, cepa de 1.50m	m ³	113	\$ 41.60	\$ 4700.00
R - 4	Colocación, justeo y prueba de tubería de a.c. de 8" Ø	m	300	\$ 5.85	\$ 1755.00

FACULTAD DE INGENIERIA

R - 5	Colocación, junteo y prueba de tubería - a.c. de 6" Ø	m	597	\$ 5.30	\$ 3164.00
R - 6	Colocación, junteo y prueba de tubería - a.c. de 4" Ø	m	2887	\$ 4.60	\$ 13280.00
R - 7	Colocación, junteo y prueba de tubería de a.c. de 3" Ø	m	7505	\$ 4.00	\$ 30020.00
R - 8	Relleno y apisonamiento de cepas.	m	11289	\$ 3.35	\$ 37718.15
R - 9	Instalación de válvulas c/b de f.f y 130 kg de peso. 8"	Pza	1	\$ 97.20	\$ 97.20
R - 10	Instalación de válvulas c/b de f.f 6" y 80 kg de peso.	Pza	6	\$ 54.00	\$ 324.00
R - 11	Instalación de válvulas c/b de f.f 4" y 30 kg de peso.	Pza	7	\$ 31.70	\$ 221.90
R - 12	Instalación de válvulas c/b de f.f 3" y 28 kg de peso	Pza	40	\$ 25.00	\$ 1000.00
R - 13	Instalación de campanas de f.f para operación de válvulas de 6", 4", 3".	Pza	53	\$ 222.00	\$ 11766.00
R - 14	Instalación de campanas de f.f. para válvulas de 8"	Pza	1	\$ 276.00	\$ 276.00
	MATERIALES				
R - 15	Suministro tub. 8"	m	300	\$ 78.60	\$ 23580.00
R - 16	Suministro tub. 6"	m	597	\$ 57.00	\$ 34029.00
R - 17	Suministro tub. 4"	m	2887	\$ 38.40	\$ 110850.80
R - 18	Suministro tub. 3"	m	7505	\$ 35.00	\$ 262675.00

FACULTAD DE INGENIERIA

R - 19	Suministro de válvu-				
	las de 8"	Pza	1	\$ 2035.00	\$ 2035.00
R - 20	Suministro de válvu-				
	las de 6"	Pza	6	\$ 1212.00	\$ 7272.00
R - 21	Suministro de válvu-				
	las de 4"	Pza	7	\$ 710.00	\$ 4970.00
R - 22	Suministro de válvu-				
	las de 3"	Pza	40	\$ 600.00	\$ 24000.00
R - 23	Instalación y suminis				
	tro de tomas domici -				
	liarias de 12.7 mm				
	(1/2")de cobre flexi-				
	ble y cobre rígido.	Pza	750	\$ 327.00	\$ 245400.00

\$1021796.40

Costo directo = \$ 1,021,796.40
 Costo indirecto (10%) = \$ 102,179.64

\$ 1,123,976.04
 Imprevistos (5%) = \$ 56,198.80

COSTO TOTAL DE LA OBRA . = \$ 1,180,074.84

CUARTA PARTE.

CAPITULO I.

GENERALIDADES

(Ver la segunda parte)

CAPITULO II.

ESTUDIO.

Los puntos que tratan sobre estudios topográficos, geológicos, Incrementos de población, etc., se pueden consultar en la tercera parte.

Tomando en cuenta todo lo que en los citados puntos se dijo, tanto en lo referente a las características de la población de ALTO LUCERC, como en cuanto a los estudios que sobre ella se hicieron, se completa el presente capítulo con lo siguiente:

SISTEMA ELEGIDO.

El alcantarillado es un sistema de ductos, generalmente subterráneos, extendida en toda el área por sanear, para recoger las aguas que en alguna forma afectan la salud de sus habitantes o la salubridad del medio en que viven, desde los lugares que se producen y llevarlos en forma rápida y segura a un lugar escogido de antemano llamado desfogue ó vertido, donde no causa daños ni molestias a la población que los produjo ni a otras circunvecinas ó lejanas.

Estas aguas tienen diferentes orígenes y atendiendo a ello pueden ser:

- 1).- Aguas Negras ya sean Domésticas o Industriales; las

primeras provienen de baños, lavados, etc. y las segundas como su nombre lo indica, de fábricas, instituciones industriales, etc.

2).- Aguas Blancas (pluviales)

3).- Aguas de Infiltración.

Para eliminar estas aguas hay varios procedimientos o sistemas de desagüe que son : Sistema Combinado, Sistema Separado y el Sistema Mixto; este último no es mas que la combinación de los dos anteriores.

Sistema Combinado .También se le llama sistema único, unitario, de una sola canalización. Este sistema recoge las aguas negras y las de lluvia, conduciéndolas juntas. Para ello dispone de las coladeras para recogerlas, o bien se pueden encausar éstas por las superficie de las calles, mediante guarniciones especiales tipo cuneta para coladeras, diseñadas de acuerdo con la pendiente del terreno. Se aconseja este sistema en lugares donde haya precipitación abundante en gran parte del año. Para determinar la capacidad de la tubería por instalar hay que considerar la aportación máxima por concepto de lluvias.

Sistema Separado. Llamado también sistema de doble canalización, Dual ó Divisor. En este como su nombre lo indica las aguas se conducen por medio de dos redes, una para cada objeto. En la actualidad es el recomendable, pues es una necesidad primordial, el recoger y desalojar las aguas residuales, lo más rápidamente posible. En general conviene construir la red de aguas negras inmediatamente y permitir que el agua de lluvia escurra por cunetas y cursos naturales, dejando para más tarde la construcción del alcantarillado pluvial.

Aún cuando el costo del sistema separado es más elevado, que el del sistema combinado, para el proyecto optaré por construir el separado, por las siguientes ventajas y condiciones:

En el sistema separado, en las tuberías de aguas negras se podrá tener una velocidad que permita mayor arrastre y menos azolve de materias sólidas, en cambio en el combinado por tener un diámetro mayor, la corriente es muy lenta, sobre todo en el tiempo de secas. También tenemos que en el separado habrá menor fluctuación en el gasto, ayudando ésto a evitar mayor cantidad de azolves. En el caso de zonas con pendientes pequeñas, cuando se tenga la necesidad de hacer lavado a presión se empleará menor cantidad de agua, siendo en este aspecto más económico. En un conducto de diámetro reducido hay mejor corriente lo cual permite un buen arrastre de los olores desagradables, y hay mejor impermeabilidad, pues los tubos tienen superficies interiores lisas y el junteo es más perfecto.

La construcción de la red en el Sistema Separado, es más-rápida y y fácil, su reparación más sencilla y económica, sobre todo, cuando hay necesidad de reponer piezas.

El sitio de desfogue es conveniente en lugares alejados de la población para evitar contaminaciones. En este caso, las aguas de lluvia se pueden arrojar en las cercanías de la población, continuando con la tubería de aguas negras hasta el sitio elegido, con el cual el Emisor resulta más económico.

El funcionamiento hidráulico es mejor, ya que tiene mayores velocidades mínimas debido a que es fácil darle mejores pendientes, y la fluctuación del gasto es mínima.

En poblaciones como Alto Lucero donde la topografía presenta buenas pendientes, las aguas de lluvia pueden eliminarse superficialmente evitando el costo del alcañterillado pluvial.

Las aguas pluviales se podrán usar en la irrigación.

Teniendo en cuenta las ventajas anteriores y observando las condiciones que imperan en la población de Alto Lucero -- Veracruz llegué a la conclusión de que el Sistema Separado -- (aguas negras, exclusivamente) es el que mejor se adapta a ellas. •

APORTACION Y GASTOS.

Es muy importante conocer la cantidad de agua que se -- tendrá que eliminar, pues es el medio de que se dispone para fijar las dimensiones de los elementos de la red, colectores, atarjeas etc.

Los gastos que tenemos en la red de aguas negras son -- provocados por dos clases distintas de aportaciones: Una prácticamente determinada, constituida por las aguas negras, y otra que es la que entra en la red por filtraciones del terreno debido a defectos de construcción, juntas, etc. Las primeras registran variaciones horarias, diarias, mensuales y anuales, en tanto que las segundas podemos decir que son constantes.

Las aguas negras provienen especialmente de las aguas -- de abastecimiento y llevan los residuos de la vida doméstica e industrial, aunque haya casos en que las aportaciones tengan otra procedencia como manantiales, norias o ríos.

Como antes quedó indicado la Red -- de Distribución de agua potable para Alto Lucero Ver. fue proyectada considerando una dotación de 200lts/hab/día. Sin embargo, esa cantidad no pasa íntegra a la red de atarjeas ya que

parte se pierde por fugas en la red de distribución y parte - por ser empleada en otros usos como en el riego de jardines - y calles etc., Estimo para este caso particular 85% llega a - la red, de suerte que la aportación es de 170 lts/ hab/ día . con esta aportación obtenemos un gasto medio de :

$$Q_m = \frac{170 \times 6000}{86400} = 11.8 \text{ lts/ seg.}$$

La experiencia demuestra que el regimen de las aportaciones no es precisamente el que marca el gasto -- medio, sino que varía en la hora del día, con el consumo de - agua que se haga.

El consumo de el agua en los usos domésti - cos es muy irregular; siendo casi nulo durante la noche. Sin- embargo aunque pequeño, siempre existe un cierto gasto moti- vado por fugas, desperdicios, etc., durante el día presenta - fluctuaciones, alcanzando un máximo que corresponde a las ma- yores actividades domésticas.

La relación que existe entre el gasto máxi- mo y el medio es variable. Por la experiencia de sistemas ya- construidos, se llegó a la conclusión que para poblaciones pe- queñas o de reducido número de habitantes, como es el caso de Alto Lucero, la relación antes mencionada es mayor que para- poblaciones densamente pobladas. Siendo explicable ya que las concentraciones en tramos de gran longitud, en estos últimos, las aportaciones se distribuyen formando una lámina de agua - a lo largo de toda la tubería, siendo la consecuencia de que- el gasto máximo horario se reduzca.

Este principio se refleja en muchos de los - procedimientos empíricos que han sido establecidos para obte-

F A C U L T A D D E I N G E N I E R I A

ner el gasto máximo para el proyecto de atarjeas.

Se ha encontrado que para el coeficiente M encontrado por la fórmula de Harmon nos dá resultados que se acercan bastante a la realidad y es la que empleare:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \left(\frac{P L}{1000}\right)^{1/2}}$$

en que :

M = Relación del gasto máximo instantáneo al gasto medio de -
aportación .

P¹ = Densidad media de habitantes por kilómetro segun pobla --
ción futura.

L = Longitud tributaria al punto considerado en kms.

En el caso en que queramos calcular el -
gasto máximo instantáneo en el desfogue tendremos que P L es -
la población entre 1000, por tanto la fórmula se modifica --
para este caso como sigue :

$$M = 1 + \frac{14}{4 + (P L)^{1/2}} \quad \text{v aquí :}$$

P L = Población en miles .

Sustituyendo valores se tiene :

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \left(\frac{6000}{1000}\right)^{1/2}} = 3.17$$

Así pues el gasto máximo instantáneo es :

$$Q_{IF} = M \times Q_M$$

$$Q_M = 3.17 \times 11.80 = 37.40 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_M = 37.40 \text{ lts/seg.}$$

Las infiltraciones provienen de las aguas freáticas; encontrándose el nivel freático muy abajo de la superficie del terreno, aunque la red quedará gran parte -- alojada a profundidades menores, consideré que la infiltración se realiza en toda la longitud y con esto abarcaré el caso de que las fugas en la red de distribución e infiltración del regado de calles y predios pasen a la red de atarjeas, adoptando así un margen amplio de seguridad.

La experiencia aconseja que la mínima infiltración debe ser de 15 a 25 m³/día/km. de alcantarilla y como máximo de 50 x 100 m³/día/km.

No habiendo estudios para Alto Luce-ro opté por tomar como valor el de 25 m³/km/día. queda un gas-to de :

$$Q_I = \frac{25000 \times 10.201}{86400} = 2.95 \text{ lts/seg.}$$

El gasto máximo maximorum en el mis-mo punto antes dicho es de :

$$Q_T = Q_M + Q_I = 37.40 + 2.95$$

$$Q_T = 40.35 \text{ lts/seg.}$$

DESFOGUE O DESAGUE ;

Es el lugar de vertido donde entrega su caudal el emisor y deben ser desintegradas, y sometidas al ciclo transformador-que las vuelve inofensivas para la vida humana.

Se recurre a los procesos bioquímicos naturales como -- procedimiento más económico, cuando se dispone de grandes masas de agua o de buenas tierras de irrigación. Cuando se carece de ese recurso, se utilizan métodos que producen una actividad artificial de esos procesos naturales, los que se realizan en una superficie más restringida. En algunos casos se sustituyen por procedimientos de índole no biológica.

Cuando se dispone de ríos, lagos o de bahías próximas, es muy ventajoso utilizarlos como lugar de vertimiento. El conocido proceso de " autodepuración " se encarga de su higienización paulatina, pero en el punto de evacuación las aguas toman aspecto turbio y olor desagradable, debiendo considerarse la dirección de las corrientes y de los vientos, como tambien el efecto de las mareas, con el fin de evitar que se produzcan depósitos en las orillas. Para la desembocadura del emisor debe elegirse la zona mas profunda y tratar de lograr una dilución rápida por medio de un buen sistema dispersor.

La única salida con que cuenta Alto Lucero, son los ríos-Grande y Seco al oeste, el Capitán, el Limón, el Cedros y el -Trapiche por el oriente, todos tributarios del río Actopan que desemboca en el Golfo de México, son poco caudalosos y distan del pueblo dos kilómetros, considero que sea el rio Capitan el punto de desfogue por estar mas cerca de la ciudad y tener mas gasto que los anteriores además de que los vientos dominantes soplan del norte y NW alejando las emanaciones pestilentes.

FACULTAD DE INGENIERIA

TRATAMIENTO .- En cualquier proyecto de alcantarillado es indispensable si se requiere ó no el tratamiento, averiguar la naturaleza y propiedades de las aguas negras que se van a eliminar, así como el poder de depuración que tienen las aguas que la reciben, ya se trate de arroyos, ríos, etc.

Para hacer estas investigaciones se requerirán análisis físico-químicos, aforos y otros muchos estudios que en nuestro caso resulta sumamente difícil llevar a cabo ya que en la actualidad ni siquiera se han terminado totalmente los estudios topográficos y en cuanto á las aguas del río tampoco se cuenta con datos. Ante esta carencia, aceptaremos como una norma para nuestro juicio, las escasas experiencias hechas en nuestro país, ya que se refiere a la constitución de las aguas negras de pequeños poblados .

Esta constitución en promedio es la siguiente:

Solidos Totales		900	P.P.M.
Materia orgánica	350	P.P.M.	
Materia mineral	550	P.P.M.	

Solidos en suspension		200	P.P.M.
Materia orgánica	140	P.P.M.	
Materia mineral	60	P.P.M.	

D.O.B (Demanda de oxígeno Bioquímico) 200 P.P.M.

El oxígeno disuelto probablemente se encuentre en proporciones tan bajas que no lo tomaré en cuenta.

Por lo que hace al gasto en estiaje del río probablemente ande alrededor de unos 2000 lts/seg., y para esti-

mar el oxígeno disuelto, tendré en cuenta la experiencia que -- tenemos en nuestro país al respecto, así como el promedio que -- marca el " Standard Methods for the examination of Water and Se -- wage " que aunque son para las condiciones y características de los ríos de Estados Unidos nos da una idea del O.D.

Para éstos se ha encontrado un promedio de 8 p.p.m de oxígeno disuelto para una temperatura ambiente de 27°C y una presión barométrica de 760 m.m. teniendo en cuenta que esta can -- tidad disminuye con el grado de salinidad y que estos ríos de -- Veracruz que desembocan al Golfo de México son algo salinos te -- niendo sus fluctuaciones. Esto es motivo de que ningún pueblo -- ribereño utilice sus aguas como fuente de abastecimiento de --- aguas potables.

De estos 8 P.P.M. se considerará que 4 son los -- indispensables para sostener la vida de peces, moluscos, etc., -- en el seno del río quedando sólo 4 P.P.M. para satisfacer la de -- manda de las aguas vertidas.

La velocidad del río como término medio puede -- estimarse en 0.5 m/seg. , la absorción del oxígeno del aire es -- a razón de 1kg por cada 100m de superficie y por día .

Estudiaré, con estas bases las condiciones resul -- tantes; en nuestro caso:

I).- PARA EL CASO ACTUAL .

a).- Poblacion :	Actual	3747
Suponiendo un 15% por Industrias		562
		4307

FACULTAD DE INGENIERIA

b).- D.B.C (Demanda Bioquímica de Oxígeno)

$$\begin{aligned} \text{Gasto de aguas negras} &= 4307 \times 200 = 861400 \text{ lts/día} \\ &= 861.4 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

D.B.O. descargado por la población :

$$861.4 \times 0.200 = 172.28 \text{ kg/día}$$

Considerando que el 30% se considera rápidamente putrescible : $172.28 \times 0.3 = 51.684 \text{ kg.}$ como urgente.

Posterior en 24 horas: El resto de D.B.O. faltante debe ser satisfecha por el río en su recorrido.

$$172.28 - 51.684 = 120,596 \text{ kg.}$$

c).- O.D. (Oxígeno Disponible).

El volumen de agua del río que pasa en un día por el lugar de vertido es :

$$2 \times 86400 = 172,800 \text{ m}^3/\text{día.}$$

El oxígeno libre ,contenido en este volumen es:

$$0.008 \times 172,800 = 1380 \text{ kgs.}$$

Suponiendo que solo se aproveche un 75%

$$1380 \times 0.75 = 1035 \text{ kg.}$$

d).- Balance (comparación entre el D.B.O. y el O.D.)

$$172.28 \text{ kg.} < 1035 \text{ kg.}$$

Se puede contar con que la dilución se verifique con el agua que pase por el lugar de vertido. No se requiere -- tratamiento.

FACULTAD DE INGENIERIA

II).- CONDICIONES FUTURAS DE PROYECTO.

a) -Población.

Futura estimada	6000
por Industrias 30%	<u>1800</u>
Total	7800 habitantes

b) -D.B.O. (Demanda Bioquímica de Oxígeno).

Gasto de aguas negras	7800 x 200	=	1560000	lts/dia
		=	1560	m ³ /dia

D.B.O. Descargada por la población.

Total	1520 x 0.20	=	3120.00	kg.
Urgente	312 x 0.30	=	93.60	kg.
Posterior en 24 horas		=	<u>218.40</u>	kg.

c) -O.D. (Oxígeno disponible)

El mismo que el anterior 1035 kg.

d) -Balance (comparación de la D.B.O. con el O.D.)

1035 kg	>	312 kg	Hay dilución inmediata
1035 kg	>	93.6 kg	No se requiere tratamiento

De lo anterior se concluye que aún cuando la población llegue a tener el número de habitantes para el que fue hecho el proyecto, no habrá necesidad de darles a las aguas negras - tratamiento alguno.

Podría dárseles sin embargo un tratamiento primario que consistiría en colocar una reja con aberturas de 5 cm., que se instalaría en la desembocadura del emisor en el río, esto tendría por objeto evitar depósitos de cieno aguas abajo del desagüe que sin duda depreciarían las propiedades ribereñas.

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO:

Resumiendo todo lo consignado en párrafos anteriores, el proyecto estará constituido por lo siguiente:

Una red de Atarjeas que captará todas las -- aguas servidas y que estará localizada en la totalidad de las calles de la población. Esta red vertirá sus aguas en un colector que va de norte a sur cuyo conjunto forma una especie de peine. Este colector se unirá al Emisario que conducirá -- sus aguas hasta el punto de vertido o desfogue.

PROYECTO:

A).- Trazo de Atarjeas.

Dada la configuración topográfica de la población de Alto Lucero fué difícil seguir un sistema definido en cuanto al trazo de la red, lo que se hizo fue ir estudiándola por pequeñas zonas independientes unas de otras y dibujando los sentidos de escurrimiento, buscándose la unión de unas zonas con las otras, llegando a la solución completa al trazar un colector que sale por la parte sur de la población.

No obstante lo antes dicho, se puede notar perfectamente dos tipos de trazo de atarjeas, uno completamente irregular utilizando a veces tramos de bayonetas o bien tramos de peines, otras veces mixtos, esto lo hago con el fin de poder -- dar salida a las aguas de zonas bajas.

En la mitad de la población que queda al oriente del eje N-S se puede apreciar un trazo mas regular formado solamente por peines .

Ademas se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para lograr un trazo lo más correcto posible.

- 1^o Aunque no se logró tener uniformidad en las pendientes del conjunto y en las particulares del el colector y sus alcan-
tarillas tributarias, se procuró mantener como pendiente -
gobernadora la que se veía común a varios tramos y por con-
siguiente a mayor longitud de atarjea; Esto lo hice con -
el fin de no tener cambios muy frecuentemente que impiden-
un escurrimiento regular; como ineludiblemente en el pro-
yecto estos cambios se presentan, busqué la forma de al --
hacerlos , pasaran de pendiente menor a mayor a fin de fa-
vorecer las condiciones hidráulicas en caso de obstruccio-
nes en las atarjeas, ya que de taparse éstas, el agua afloraría en los pozos de visita. Los cambios obligados de pen-
diente mayor a menor se resolvieron dándoles a éstas valo-
res tales que se lograra un escurrimiento eficiente a una-
velocidad tal que impida el azolve de las cañerías y para-
evitar rupturas bruscas del régimen de escurrimiento se --
procuró que no fueran cambios de pendiente bruscos.
- 2^o Dí a todas las atarjeas un colchón mínimo de tierra de ---
0.80 cm., ésto con el fin de amortiguar los efectos destruc-
tores de vehículos y demas cargas exteriores.
- 3^o Evité el que se hicieran trazos de atarjeas con quiebres -
que formaran ángulos mayores de 90°, para facilitar el es-
currimiento, pues un cambio brusco en su dirección origina
serios trastornos en el régimen; En el caso de calles con
cambios bruscos de dirección se pusieron dos pozos de visi-
ta repartiendose entre ellos la deflexión angular. Lo mis-
mo se hizo para el caso de calles que no estaban perfecta-
mente alineadas sino que tenían cierto descentramiento en-

sus bocacalles, se pusieron dos pozos de visita correspondientes cada uno de ellos al alineamiento de cada tramo de calle.

B) .- Trazo de el Colector.

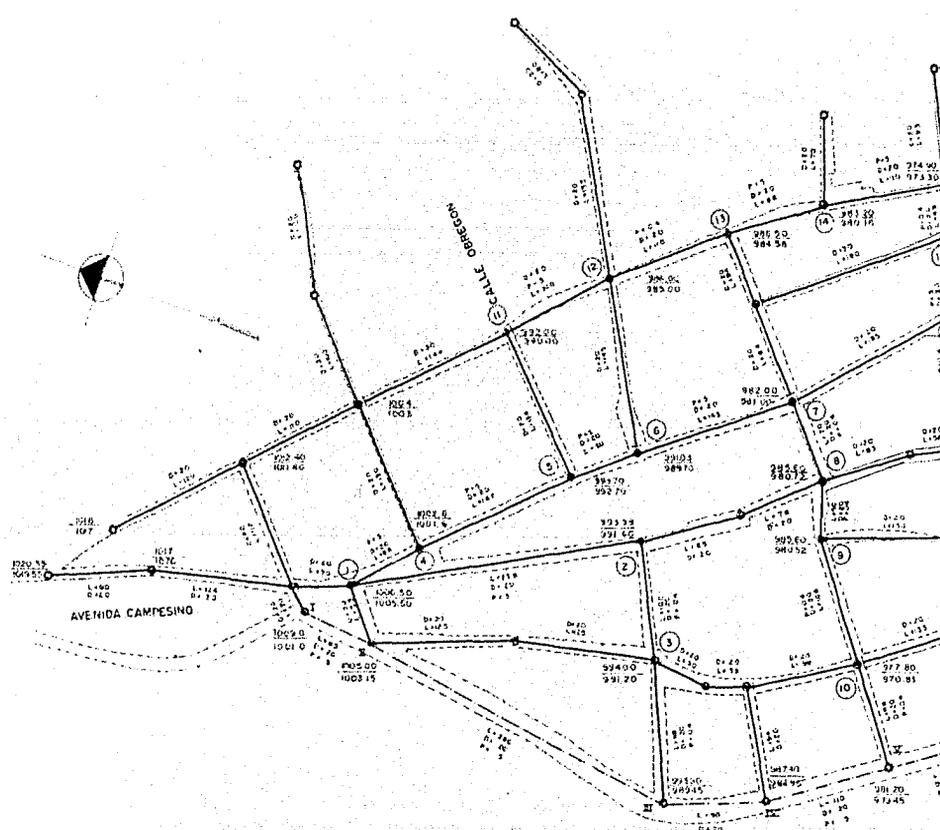
El colector parte del crucero donde comienzan la avenida Central y la calle Campesino con la calle Naranjos y continúa por ésta última hacia el sur cruzando las calles, Carranza, Republica, Miguel Aleman, Isabel la Católica y terminando en la calle de Insurgentes.

Este va recibiendo las aportaciones de las atarjeas en toda su longitud y aún en los puntos donde termina.

Debido a la topografía de el terreno se dió al colector la maxima pendiente y me ví en la necesidad de poner un pozo de caida en el cruce con la calle Miguel Aleman y otro en el cruce con la calle Isabel la Católica, este último es un pozo de caida que comunica la atarjea con el colector.

En cuanto al Emisor se carece completamente de datos topográficos para proyectarlo y aunque se estima que hay suficiente desnivel para hacer el desagüe por gravedad habrá necesidad de al trazarlo darle una pendiente tal que nos permita llegar al río con cota superior al nivel medio de sus aguas ya que por otra parte las lluvias no afectan el régimen del río conservándose en este un nivel y un gasto constantes.

Creo en la conveniencia de entubar las aguas del Emisor pues aunque encarecería mas el proyecto, el hacer un canal abierto tendría serias dificultades tanto en lo que se refiere a la conservación como a las contaminaciones que pudiera

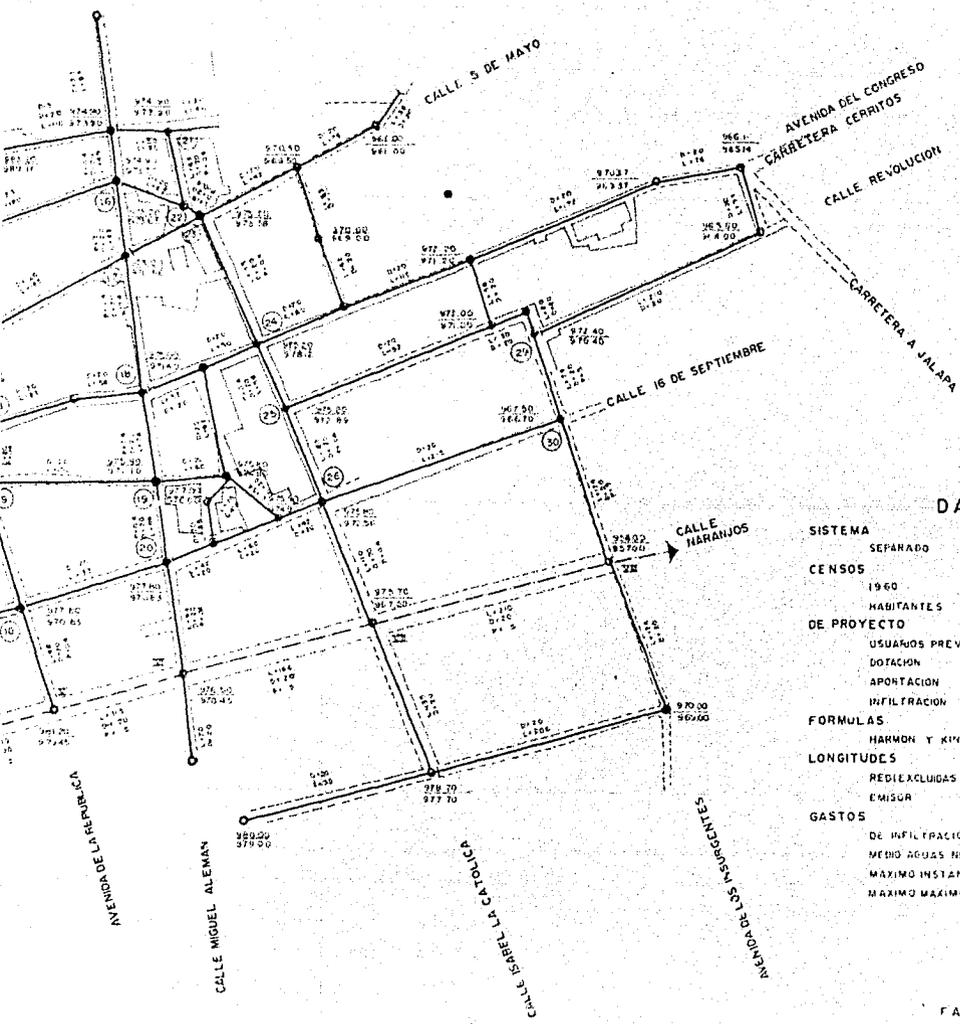


SIGNOS

- | | |
|--------------------------|--------------------|
| ⊙ POZO DE VISITA | —— CARREZA |
| 957.00 COTA DE PLANTILLA | —— COTA DE TERRENO |
| P = PENDIENTE | —— COLLECTOR |
| L = LONGITUD | D = DIAMETRO |

CALLE VESTUARIO CARRANZA

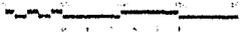
AVENIDA DE LA REPUBLICA



DATOS

SISTEMA	SEPARADO	AGUAS NEGRAS
CENSOS	1960	
	HABITANTES	3747
DE PROYECTO	USUARIOS PREVISTOS	6000
	DOTACION	200 l/m ³ /hab/día
	APORTACION	170 m ³ /hab/día
	INFILTRACION	25 m ³ /m ² /día
FORMULAS	HARMON Y KING	
LONGITUDES	RED (EXCLUIDAS LAS CONEXIONES DE ALBANAL)	10 200 m
	EMISOR	62 000 m
GASTOS	DE INFILTRACION	2 35 m ³ /seg
	SEBEO AGUAS NEGRAS	11 m ³ /seg
	MAXIMO INSTANTANEO	37 4 m ³ /seg
	MAXIMO MAXIMORUM	45 35 m ³ /seg

ESCALA 1 2000



FACULTAD DE INGENIERIA
 U. N. A. M.
 ALTO LUCERO VER
 RED DE ALCANTARILLADO
 TESTES PROFESIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA

originar en los campos de cultivo por donde atravesará, pues como he mencionado anteriormente la mayoría de los habitantes de Alto Lucero viven de la agricultura.

El emisor tendrá un gasto total de 7.9 lts/seg. y con las pendientes que se determinen al hacer el levantamiento topográfico, podrá calcularse el diámetro de éste.

Extensión de la Red.

La longitud de la red está integrada:

Atarjeas:	9158 m.
Colector:	1043 m.
Emisor: (long. aproximada)	2000 m.
	<hr/>
Total	12201 m.

12.201 km longitud total incluyendo longitud probable del emisor.

Cálculo de la Red de Atarjeas:

Aportación. Se tomó en cuenta la misma que para el colector ; - para el Gasto Máximo y Mínimo, la misma fórmula y secuela que seguimos en el caso del colector, con las que obtengo el gasto en las atarjeas.

Pendientes. Para dar a las atarjeas pendientes que permitieran un buen funcionamiento de la red, Tuve que elegir las en tal forma que con ellas se obtengan velocidades de escurrimiento que no erosionen las atarjeas por ser estas muy fuertes. El criterio para elegir las pendientes esta basado en la fórmula de -

King, que relaciona las pendientes con las velocidades y los diámetros.

Esta fórmula es:

$$S = 0.001097 \frac{V}{d^{1.25}} \quad ; \text{ en donde:}$$

S = pendiente hidráulica.

V = velocidad del agua en el tubo.

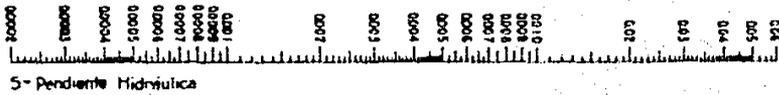
d = Diámetro del tubo.

Teniendo a la vista el nomograma de dicha fórmula, fijando un diámetro para las atarjeas de 20 cm. como mínimo -- aceptable determiné entre qué límites puede variar la pendiente para lograr tener velocidades mínimas de 45 cm/seg. y máximas de 2.50 m / seg. tales velocidades ni erosionan las tuberías ni permiten que haya asentamientos. Estos valores recomendables han dado buenos resultados en algunos proyectos ya construidos.

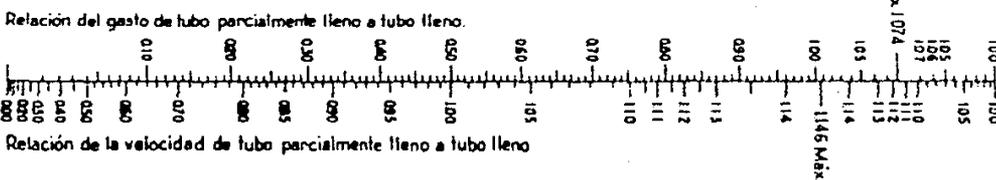
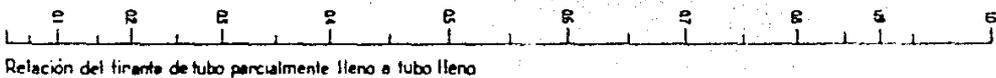
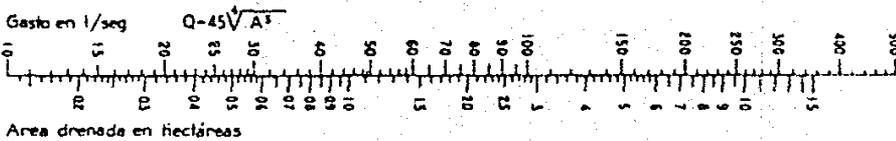
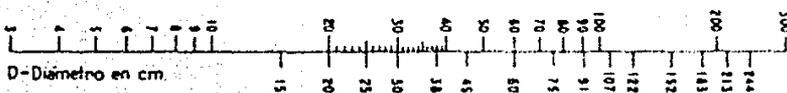
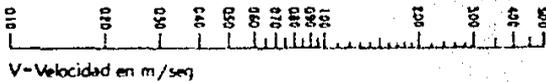
Con una pendiente de 0.004 y un tubo de 20 cm. de diámetro se puede dar paso a 22.1 lts/seg.; en ningún caso el -- gasto acumulativo de una atarjea fué mayor que éste, por tal motivo bien podrán trabajar con la pendiente mínima indicada, sin peligro de que no alcancen a dar paso a las aguas.

Ahora bien para conocer la pendiente máxima debemos -- basarnos en la resistencia del tubo que vamos a usar, determinando también la velocidad a la cual el tubo empieza a erosionarse.

En pruebas de experimentación de ha encontrado que a



$$S = 0.001097 \frac{V^2}{D^{1.486}}$$



ESCUOLA NACIONAL DE INGENIEROS
UNAM

NOVENO AÑO:
de las Facultades de Ingeniería y Arquitectura. Parte
teórica de las Estructuras y Mecánica del Suelo y Cimentación

YESS PROYECTORAL

MIGUEL FERNANDEZ SANAYIA

una velocidad de 3 m/seg. ya se alcanza a percibir la erosión en las tuberías.

En nuestro caso podemos adoptar una velocidad -- máxima de 2.5 m/seg. como había ya dicho y con ésta y un diámetro de 20 cm. el nomograma nos da una pendiente de 0.05, que es la que utilice como máxima en el proyecto; en la Dirección de Ingeniería Sanitaria de la Secretaría de Recursos Hídricos, han adoptado como pendientes máximas hasta 20% aduciendo que el utilizar pendientes así de elevadas no se han visto que se presenten graves problemas por erosión en las tuberías.

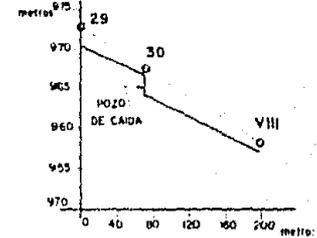
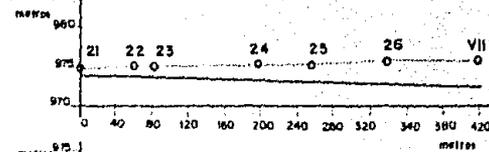
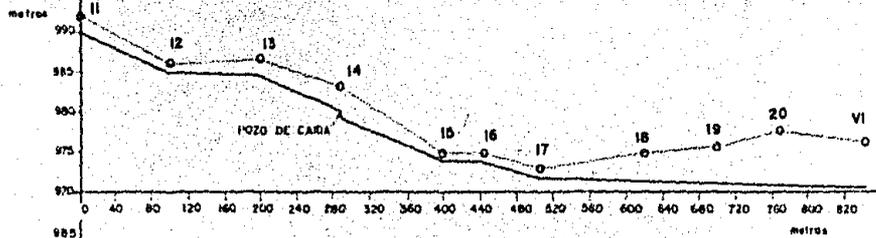
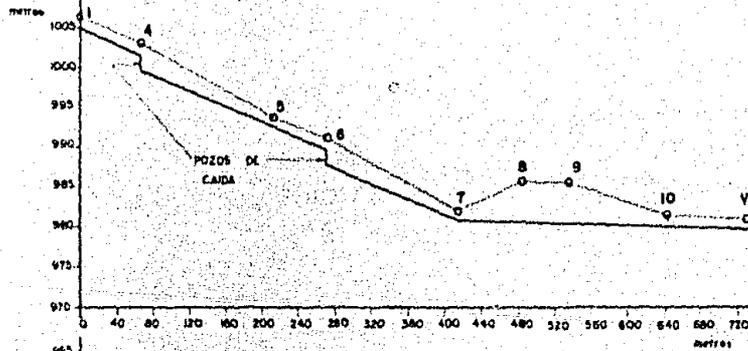
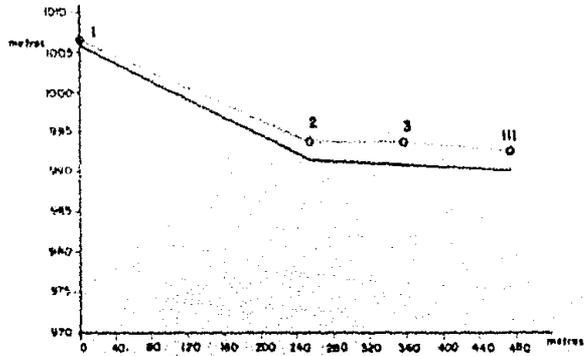
Diametros. Adopté como diámetro mínimo en atarjeas 20 cm. y luego con la pendiente mínima de 0.004 ví que longitud alcanzaba a servir, ésta la determiné como sigue:

$$Q \times \text{km.} = \frac{Q_{\text{Tot}}}{\text{Long. tubo}} = \frac{40.35}{10.261} = 3.95 \text{ lts/seg/km.}$$

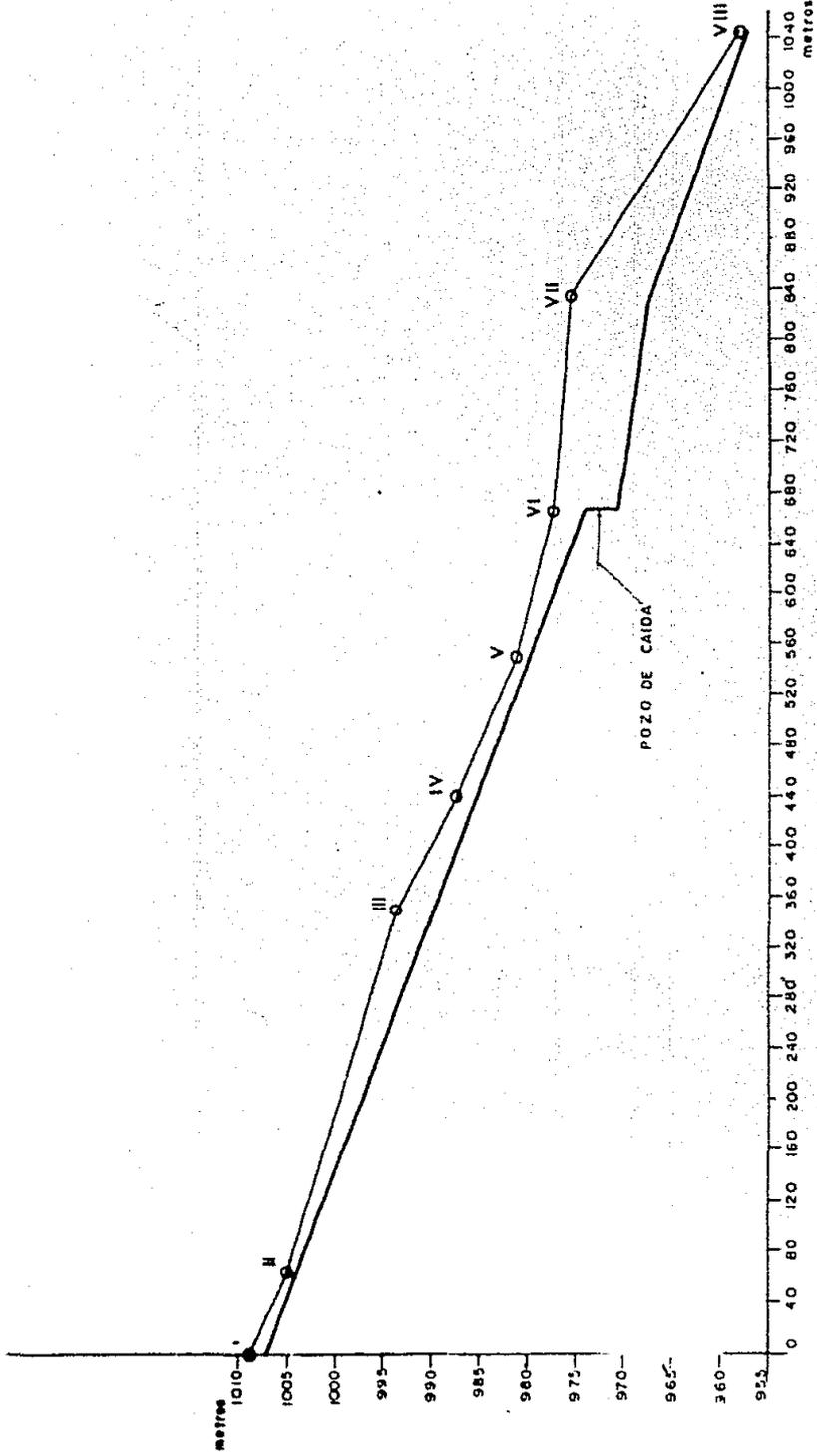
$$\text{Numero de km} = \frac{22.1 \text{ lts/seg}}{3.95 \text{ lts/seg/km}} = 5.57 \text{ km.}$$

Ninguna de las atarjeas llegó a superar esta long.

Otro procedimiento es el de construir un nomograma tomando como datos la longitud de la red, la densidad de población futura por km. y obtener así el valor del coeficiente de Harmon para cada longitud determinada de tubería, -- éste coeficiente multiplicado por el gasto medio en cada -- caso y al conocerlo con el nomograma de King, en función de él y la pendiente se determinaría el diámetro.



FACULTAD DE INGENIERIA
 U. N. A. M.
 ALTO LUCERO VEM
 PERFIL DEL TERRENO Y TARJAS
 CALCULADAS
 TESIS PROFESIONAL
 MUEL FERNANDEZ SANABIA



FACULTAD DE INGENIERIA

U. N. A. M.

ALTO LUCERO VER

PERFIL DEL TERRENO Y COLECTOR

CALCULADO

TESIS PROFESIONAL

MIGUEL FERRNANDEZ SAHAGUA

TESIS PROFESIONAL

PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PARA LA CIUDAD DE ALTO LIKERO VER

ENTRE CORRENTES	LONGITUD (m.)			COTAS (m.)			REFUERZOS			GAS - NIVEL (m)	PEN- SIVILITE	COSTO ACUMULATIVO (L/seg)			DIA- METRO (mm)	MATERIAL			TIPO DE TUBO	V.M. /L/seg
	Recta	Curva	Total	Terrazo	Normal	Profundo	Medio	Inicio	Fin			Inicio	Mínimo	Máximo		Mínimo	Máximo	Módulo		
1-2	25	--	25	1044.50	1044.50	1.00	1.00	14.90	0.05	0.075	0.1195	0.2231	1.020	20	--	--	80	1.5		
2-3	160	--	160	984.00	984.00	2.00	1.50	0.40	0.001	0.1015	0.2060	0.3098	1.412	20	--	1.41	22	0.72		
3-111	114	252	72	993.50	993.73	1.90	2.15	0.47	0.004	0.2110	0.425	0.630	2.865	20	--	0.50	22	0.72		
4-4	68	--	68	1006.50	1006.00	1.50	0.75	3.60	0.005	0.0197	0.0391	0.0588	0.288	20	--	--	80	2.50		
4-5	147	410	485	1002.60	1001.60	1.00	1.00	8.90	0.005	0.190	0.3775	0.5675	2.580	20	--	1.125	80	2.50		
5-6	60	278	893	993.70	992.70	1.10	1.165	3.61	0.005	0.208	0.416	0.624	1.920	20	0.75	1.30	80	2.50		
6-7	142	--	142	981.00	981.00	1.00	1.165	8.70	0.005	0.330	0.6625	0.995	4.480	20	0.67	1.35	80	2.50		
7-8	70	--	1206	985.60	980.62	4.88	2.98	0.28	0.004	0.320	0.6425	1.0425	6.780	20	0.37	0.57	22	0.72		
8-9	50	163	1410	985.60	980.52	5.08	4.98	0.20	0.004	0.432	0.8150	1.2270	3.660	20	0.39	0.60	22	0.72		
9-10	106	--	1525	981.40	980.10	1.30	3.14	0.42	0.004	0.442	0.8775	1.3205	6.030	20	0.40	0.61	22	0.72		
10-V	88	98	1711	981.20	979.75	1.45	1.378	0.35	0.004	0.456	0.9850	1.441	6.75	20	0.42	0.61	22	0.72		
11-12	160	--	100	932.00	930.00	2.00	1.50	3.1	0.005	0.020	0.15	0.144	0.395	20	--	--	80	2.50		
12-13	110	280	590	966.50	965.50	1.00	1.47	0.44	0.004	0.171	0.339	0.310	2.330	20	0.30	0.44	22	0.72		
13-14	86	149	827	983.20	980.16	3.04	2.49	4.40	0.005	0.240	0.478	0.716	1.270	20	--	1.27	80	2.50		
14-15	130	70	1007	974.90	973.90	1.00	2.02	6.26	0.005	0.292	0.5775	0.8695	1.570	20	0.80	1.32	80	2.50		
15-16	44	93	1144	974.90	974.72	1.18	1.09	0.18	0.004	0.331	0.6375	0.9985	1.520	20	0.37	0.56	22	0.72		
16-17	62	180	1266	973.00	971.66	1.34	1.16	1.86	0.02	0.402	0.795	1.137	3.470	20	0.77	1.25	60	1.50		
17-18	114	163	1665	975.00	971.40	3.60	2.37	0.46	0.004	0.463	0.9575	1.4405	6.570	20	0.40	0.62	22	0.72		
18-19	76	141	1892	975.90	971.10	4.80	4.20	0.30	0.004	0.546	1.061	1.627	7.41	20	0.42	0.63	22	0.72		
19-20	68	150	2100	977.80	970.83	6.97	5.88	0.27	0.004	0.610	1.110	1.620	1.80	20	0.43	0.64	22	0.72		
20-V1	94	132	2327	976.00	970.45	5.73	6.35	0.38	0.004	0.675	1.340	2.015	9.20	20	0.45	0.66	22	0.72		
21-22	63	96	159	974.90	973.90	1.00	1.275	0.25	0.004	0.046	0.0215	0.1376	0.628	20	0.18	0.32	22	0.72		
22-23	18	62	239	975.20	973.85	1.75	1.565	0.009	0.004	0.064	0.1375	0.2669	0.945	20	0.22	0.37	22	0.72		
23-24	115	277	631	972.20	973.58	1.62	1.89	0.46	0.004	0.793	0.3625	0.5455	2.460	20	0.30	0.47	22	0.72		
24-25	58	103	1722	975.20	973.12	2.08	2.195	0.23	0.004	0.590	0.960	1.480	6.76	20	0.41	0.62	22	0.72		
25-26	83	800	2105	975.80	972.56	3.24	2.775	0.33	0.004	0.612	1.1160	1.772	6.33	20	0.44	0.66	22	0.72		
26-V11	110	116	2533	975.70	972.12	3.58	3.41	0.44	0.004	0.735	1.46	2.165	10.60	20	0.46	0.67	22	0.72		
29-30	74	--	74	972.40	970.40	2.00	2.40	3.70	0.005	0.0214	0.0425	0.0639	0.292	20	--	0.37	80	2.50		
30-V11	126	215	415	967.50	966.70	2.80	1.90	6.30	0.005	0.117	0.2395	0.4555	1.640	20	0.70	0.94	80	2.50		
3-11	65	466	531	1007.00	1007.00	2.00	1.625	3.25	0.005	0.154	0.305	0.459	2.10	20	0.62	1.05	80	2.50		
11-111	161	103	928	1002.90	1003.78	1.25	2.85	11.30	0.002	0.266	0.530	0.796	3.64	20	0.80	1.38	80	2.50		
111-11	50	728	1738	987.40	984.05	2.45	2.08	1.50	0.005	0.304	1.000	1.504	8.86	20	0.62	1.25	80	2.50		
11-1	110	180	2028	981.20	975.45	1.75	2.10	5.50	0.005	0.588	1.185	1.753	8.02	20	1.00	1.66	80	2.50		
1-11	116	1711	3655	977.50	973.65	3.85	2.80	5.80	0.005	1.115	2.215	3.380	15.20	20	1.25	1.92	80	2.50		
11-111	161	2357	4118	975.70	969.70	6.00	3.73	2.50	0.015	1.860	3.68	5.54	25.40	20	0.58	1.04	45	1.17		
11-111	161	2357	4118	975.70	969.70	6.00	3.73	2.50	0.015	1.860	3.68	5.54	25.40	20	0.58	1.04	45	1.17		

Cuadros de Cálculo.

Se adjuntan a la presente los cuadros de cálculo de el Colector y de las Atarjeas.

El procedimiento que se siguió para el cálculo fué el siguiente:

Se determinó el gasto específico de :

$$q_I = \frac{25000 \times 10201}{86400 \times 10201} = 0.00029 \text{ lts/m/seg.}$$

$$q_m = \frac{11.80}{10201} = 0.00115 \text{ lts/m/seg.}$$

$$q_{T\bar{o}\bar{t}} = \frac{40.35}{10201} = 0.00395 \text{ lts/m/seg.}$$

En las tres primeras columnas de la tabla (2,3 y 4) se hizo la agrupación de longitudes obteniendo finalmente la acumulada hasta cada crucero, ésta se multiplicó por los gastos específicos anteriores y se obtubieron los gastos de infiltración, gasto mínimo ($Q_{\min.} = Q_{\text{infiltr.}} + 0.5 Q_{\text{medio}}$) y el gasto maximo (columnas 11,12,13 y 14) .

Teniendo los gastos reales entramos al nomograma de King. y encontramos los gastos y velocidades a tubo lleno que se anotan en sus respectivas columnas --- (18 y 19). Luego determiné la relación del gasto de tubo lleno a tubo parcialmente lleno, con esta relacion se entra nuevamente al nomograma y determiné la relación de velocidades que es la que nos interesa, ésta relación encontrada se multiplica por la velocidad a tubo lleno y nos dá la velocidad real, en el cuadro vienen claramente definidos todos los elementos.

FACULTAD DE INGENIERIA

OBRAS CONEXAS A LA RED DE ALCANTARILLADO.

FOZO DE VISITA. Obra accesoria ubicada sobre la tubería, con - siste en una especie de chimenea de forma tronco cónica, de am - plitud suficiente para que un hombre pueda entrar y maniobrar - en su interior para la inspección y limpia de atarjeas

Son obligados en los cruceros de las calles, lugares de - intersección de tuberías, cambios de pendiente, diámetros y di - rección de los tramos de atarjea.

Aunque normalmente y tomando en cuenta los métodos de -- limpieza a seguir los pozos de visita se deben colocar cada -- 100 mts. como máximo, en el presente proyecto solo fueron colo - cados en las esquinas de las calles, pues se trata de cuadras - pequeñas y las que son grandes tienen varios quiebres que redu - cen su longitud y en estos si se pusieron pozos en todos los - casos.

POZO DE VISITA ESPECIAL. Son de dimensiones mayores que los an - teriores; por lo general, son de tabique y concreto, van sobre los colectores y se utilizan, en las mismas circunstancias que los anteriores. Estos elementos comprenden: pozos de paso, po - zos de quiebre, a 45° y pozos de caja de concreto reforzado.

POZO DE CAIDA. Obra auxiliar empleada cuando la topografía de - algunas calles, no sea conveniente llevar la tubería a la pen - diente exterior del terreno ó por razones de economía en exca - vación. En el presente proyecto debido a la topografía en la - que tenemos zonas con pendientes muy fuertes, hubo necesidad - de poner varios pozos de caida en los cruceros de las calles - Emiliano Zapata y avenida Central; avenida Central y Venustia - no Carranza, 16 de Septiembre e Insurgentes y en la calle de - Panteon; la situación de estos corresponde a pozos de caida en atarjeas. En el colector se pusieron dos, uno en el cruce de -

FACULTAD DE INGENIERIA

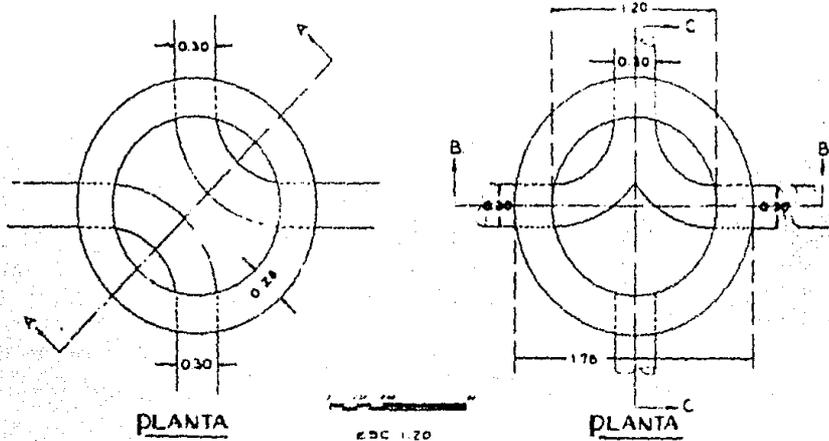
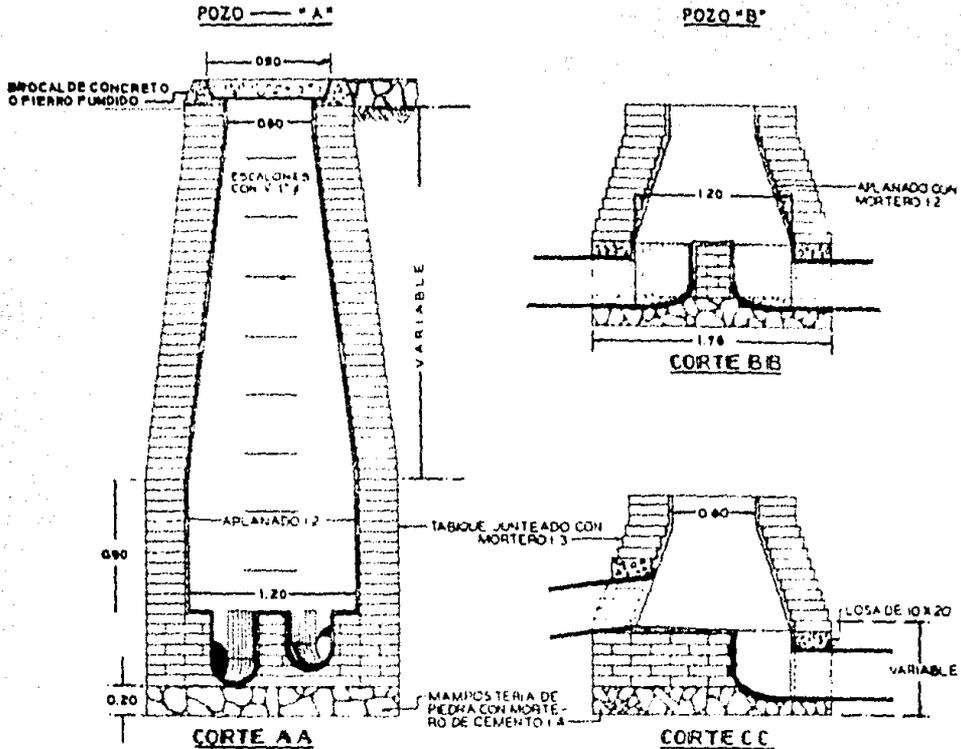
las calles Naranjos y Miguel Aleman, y otro que une la atarjea con el colector en el cruce de las calles Isabel la Católica y Naranjos.

COLADERAS PLUVIALES. Son elementos que por los cuales tienen acceso las aguas pluviales a las atarjeas. Consisten en un enrejado de fierro, un compartimiento con tapa de acceso y el conducto albañal pluvial. Pueden ser de piso, de banquetta o las llamadas con ó sin pozo de decantación. Su localización está obligada en los lugares de concentración de las aguas; en general se ponen con una separación de 40 m.

SUB DRENES. Red de tuberías que tienen por objeto controlar las aguas friáticas, para prevención de la estabilidad de las estructuras.

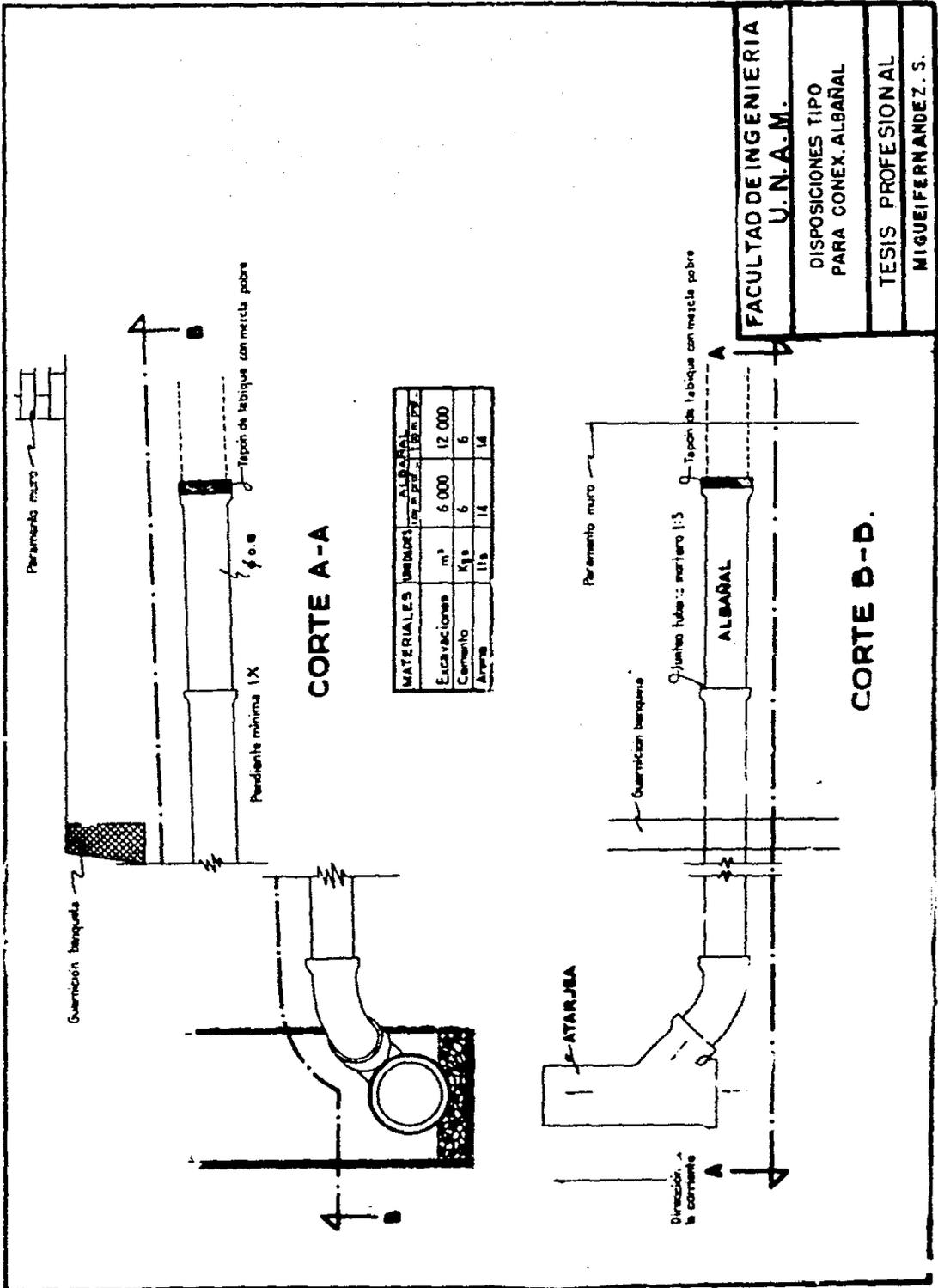
Encontramos además, en un Sistema de alcantarillado, otras instalaciones como: Tanques lavadores para control de azolves y obstáculos en las alcantarillas, colocados generalmente en las cabezas de atarjea; equipo para elevar agua negra entre alcantarillas a diferentes niveles.

CONEXIONES. Accesorios mediante los cuales los escurrimientos se unen en forma tangencial y siguen uniformes, evitándose remolinos y disturbios de las aguas. Tienen diámetros hasta de 25 cm. y entre ellos se construyen las siguientes piezas: Ramal T, ramal Y y codo de 22.5° , 45° y 90° .



NOTA - EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUN-
 DIDADES MAYORES DE 2.50M
 EL POZO TIPO "B" " " " "
 " " " " " " " " MENORES DE 2.50M

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
PROYECTO DE POZO DE VISITA TIPO
MIGUEL FERNANDEZ.S.



FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M.

DISPOSICIONES TIPO
PARA CONEX. ALBAÑAL

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL FERNANDEZ, S.

FACULTAD DE INGENIERIA

PRESUPUESTO: PARA LAS OBRAS DE ALCANTARILLADO.

UBICADA; EN LA CIUDAD DE ALTO LUCERO VERACRUZ.

FECHA: 1 de SEPTIEMBRE de 1965.

PARTIDA	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMFORTE
	R - RED DE ATARJEAS				
R - 1	Ruptura de pavimen- to .	m ²	521	\$13.38	\$ 6970.00
R - 2	Ruptura de empedra- do.	m ²	4579	\$ 0.54	\$ 2472.00
R - 3	Ruptura de banque - tas de losas.	m ²	1000	\$ 0.60	\$ 600.00
R - 4	Excavacion en tie - rra hasta 2 m de -- profundidad.	m ³	6686	\$ 8.15	\$ 54400.00
R - 5	Excavación en tie - rra hasta 3 m. de - profundidad.	m ³	4950	\$10.35	\$ 51200.00
R - 6	Excavación en tie - rra hasta 4 m. de - profundidad.	m ³	5640	\$10.35	\$ 58400.00
R - 7	Excavación en tie - rra hasta 5 m. de - profundidad.	m ³	7770	\$12.55	\$ 97600.00
R - 8	Excavación en roca- suelta hasta 2 m. de profundidad.	m ³	2890	\$11.65	\$ 33600.00
R - 9	Relleno, apisonado- de excavaciones en- tierra (incluyendo - 30 cm. sobre la clave)	m ³	15300	\$10.15	\$155000.00

FACULTAD DE INGENIERIA

R - 10	Rezaga apisonada con relleno de excava -- ción en roca fija.	m ³	1000	\$ 21.00	\$ 21000.00
R - 11	Instalación de tube- ría de concreto sim- ple, de diámetro de- 20 cm. incluyendo, des- carga y maniobras lo- cales para su bajada a la cepa, junteo con mortero de cemento - arena 1:3 .	m	10200	\$ 4.40	\$ 44880.00
R - 12	Suministro de tube- ría de 20 cm de dia- metro de concreto -- simple.	m	10200	\$ 10.10	\$103020.00
P - POZOS DE VISITA					
P - 1	Pozos de visita des- plantados a profundi- dad no mayor que 1m.	Pza	46	\$662.00	\$ 30452.00
P - 2	Pozos de visita des- plantados a profundi- dad entre 1 y 1.5 m.	Pza	12	\$826.00	\$ 9912.00
P - 3	Pozos de visita des- plantados a profundi- dad entre 1.5 y 2 m.	Pza	6	\$908.00	\$ 5448.00
P - 4	Pozos de visita des- plantados a prof. en tre 2.00 y 2.50 m.	Pza	2	\$990.00	\$ 1980.00
P - 5	Pozos de visita des- plantados a prof. en tre 2.50 y 3.00 m.	Pza	4	\$1072.00	\$ 4288.00
P - 6	Pozos de visita des- plantados a prof. en tre 3.00 y 350 m.	Pza	4	\$1236.00	\$ 4944.00
P - 7	Pozos de visita des- plantados a prof. en tre 4.00 y 450 m.	Pza	5	\$1564.00	\$ 7820.00

FACULTAD DE INGENIERIA

P - 8	Pozos de visita des- plantados a prof. no mayor que 6.50 m.	Pza	1	\$ 2220.00	\$ 2220.00
P - 9	Fabricación e insta- lación de brocales y tapas de concreto, in- cluyendo el suminis- tro de todos los ma- teriales, y la mano- de obra correspon -- diente	Pza.	80	\$ 112.00	\$ 8960.00
P - 10	Caja de caída adoza- da al pozo de visita de 1.50 m.	Pza	2	\$ 300.00	\$ 600.00
P - 11	Caja de caída adoza- da al pozo de visita de 2.50 m.	Pza	1	\$ 345.00	\$ 345.00
P - 12	Caja de caída adoza- da al pozo de visita de 3.50 m.	Pza	2	\$ 377.00	\$ 754.00

SUMA = \$ 706865.00

Costo Directo	\$ 706,865.00
Costo Indirecto (10%).....	\$ 70,686.50
	<u>\$ 777,551.50</u>
Imprevistos (5%).....	\$ 38,877.57
COSTO TOTAL DE LA OBRA	\$ 816,429.07

PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

En el programa general de trabajo que presento a continuación están consideradas las actividades en una forma global dentro de las actividades mas importantes.

Para la elaboración de éste programa consideré los siguientes puntos:

- a) -Utilización de la mano de obra de la región.
- b) -Métodos de construcción de acuerdo con los recursos humanos, económicos, de equipo, de espacio, de materiales, etc. disponibles en la región.
- c) -Los tiempos exigidos para la terminación de cada una de las fases del proceso.

El programa general de trabajo que presento a continuación puede estar sujeto a cambios, dependiendo de las condiciones en las que se desarrolle la construcción de la obra.

Generalmente no es posible elaborar el plan y el programa definitivos de un proceso en un primer intento; sino que hecho éste, hay necesidad de someterlo a revisión por los diferentes departamentos ó personas involucradas en su formación, y modificarlo, si es necesario, con el objeto de satisfacer mejor las condiciones de la empresa encargada de realizar el proceso.

FACULTAD DE INGENIERIA

Enumeración de las actividades consideradas en el programa general de trabajo.

AGUA POTABLE.

- A .-Construcción del campamento y organización y contratación.
- B .-Limpia y acondicionamiento del terreno.
- C .-Construcción de la caja de captación.
- D .-Excavación, tendido, colocación, unión, prueba y relleno - de la tubería de conducción.
- E .-Construcción del tanque de regularización.
- F .-Excavación, tendido, colocación, unión, prueba y relleno - de la tubería de alimentación.
- G .-Colocación de las tomas domiciliarias.

ALCANTARILLADO.

- H .-Excavación, tendido, colocación, unión, prueba y relleno - de la tubería del emisor.
- I .-Construcción de pozos de visita para el colector.
- J .-Construcción de pozos de visita para las atarjeas.
- K .-Excavación, tendido, colocación, unión, prueba y relleno - de la tubería del colector.
- L .-Excavación, tendido, colocación, unión, prueba y relleno - de la tubería de las atarjeas.
- M .-Colocación de las conexiones domiciliarias.
- N .-Construcción del desfogue

PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO

ACTIVIDAD	1966												1967											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	█																							
B	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█
C	█	█																						
D		█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█												
E							█	█	█	█	█	█												
F								█	█	█	█	█												
G															█	█	█	█	█	█	█	█	█	█
H																								
I																								
J																								
K																								
L																								
M																								
N																								

Con un programa como el anterior, se tiene resuelto la planeación y programación del conjunto de trabajos que son necesarios efectuar para producir la obra. Sin embargo, para evitar el incumplimiento de ésta por causas ajenas al proceso, se hace necesario derivar de él todos los programas secundarios.

Entre los programas secundarios se pueden anotar en primer término, el de mano de obra. En este se marcará claramente la cantidad y clase de personal requerido, así como las erogaciones que se originan semanalmente para su pago.

Otro programa no menos importante es el que determina la cantidad de material y las fechas de entrega de éstos. Con esto se podrá conocer a su vez los pagos que se harán por este concepto, así como la zona destinada a almacenamiento.

Habrán otros programas secundarios muy importantes. Estos en cada caso serán diferentes, ya que cada proceso tiene en sí sus propios requerimientos.

FINANCIAMIENTO.

El objeto del estudio del financiamiento es el de comparar si las erogaciones que van a hacerse, para la construcción y operación de las obras de Abastecimiento de agua potable y Alcantarillado, con las aportaciones de parte de los usuarios, sean capaces estas últimas de hacer que se recuperen las primeras en un plazo determinado. El resultado de esta comparación determinará si el proyecto es o no financiable.

Los municipios son los encargados de proporcionar, administrar y conservar los Servicios Públicos, pero generalmente dichos municipios no cuentan con recursos necesarios para que por sí solos hagan erogaciones en esta clase de obras. Por lo que el Gobierno Federal, coopera con las autoridades locales mediante inversiones no recuperables disminuyendo en esta forma las erogaciones de los municipios y dando lugar a que se puedan realizar este tipo de obras.

No obstante la obra puede llevarse a cabo por iniciativa privada, recurriendo a instituciones bancarias, aportando el capital necesario mediante prestamos a largo plazo

El capital aportado por el municipio, ya sea que se obtenga por préstamo o por medio de ingresos propios, deberá ser recuperado para poder utilizarlo en otros servicios públicos. Para recuperar este capital, los usuarios que reciben los beneficios de la obra deberán pagar, a mi manera de ver, una cantidad, que se aportará mensualmente hasta cubrir el capital invertido, siendo esto más sencillo que el tener que efectuar una contribución única.

FACULTAD DE INGENIERIA

Con base en la "LEY DE COOPERACION DE AGUA POTABLE A LOS MUNICIPIOS" publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de Diciembre de 1956, el Gobierno Federal otorga, por conducto de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, aportaciones irrecuperables hasta por el 50% del costo de la obra, si la población es menor de 30000 habitantes y hasta la tercera parte si excede de esa cantidad la población, condicionándose en estos casos el ejercicio de los créditos que conceden los bancos para cubrir el porcentaje restante de dicho costo, a que el Gobierno Federal manifieste su conformidad con efectuar la aportación y que, la inversión de ésta se haga previa o simultáneamente con la del crédito, a fin de asegurar la conclusión de la obra.

En vista de que las necesidades de la población de Alto Lucero Veracruz obligan a la realización de las obras de Abastecimiento de Agua Potable, así como a las correspondientes de Alcantarillado, y en virtud de que tanto el municipio como el gobierno estatal no podrían ayudar mediante sus capitales a la realización de ambas obras. Creo que dicha población si desea averser a los beneficios que establece el artículo anterior, deberá solicitarlo a la Secretaría de Recursos Hidráulicos, manifestando su disposición para aportar la parte que le corresponda.

Con base en lo anterior propongo la siguiente forma de financiamiento.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE:

- 1.-La aportación del Gobierno Federal no será recuperable.
- 2.-La aportación de recursos locales se efectuará mediante un préstamo bancario, que se amortizara en un plazo de 10 años al interés del 4.5% semestral

La construcción se debe llevar a cabo en 1 año y el primer pago se hará 1 año después de terminadas las obras.

FACULTAD DE INGENIERIA

Costo Total de la obra :	\$ 1.180,074.84
Aportación del Gobierno Federal (50%).....	\$ 590,037.42
Cooperaciones Locales (50%)	\$ 590,037.42
 MONTO DEL CREDITO	 \$ 590,037.42
Gastos Legales (3%).....	\$ 17,701.12
	\$ 607,738.54

Interes durante el período de inversión al 9% anual, sobre el 60% del monto total del crédito

607,738.54 x 0.09 x 2 x 0.6 =	\$ 65,635.76
	\$ 673,374.30

AMORTIZACION : \$ 673,374.30

Amortización semestral al 4.5% semestral, de acuerdo con la fórmula de los intereses compuestos en pagos iguales.

$$A = c \times r \times \frac{(1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

donde:

- A = Amortización semestral.
- c = Capital
- r = Interés
- n = Número de semestres

$$A = 673,374.30 \times 0.045 \times \frac{2.411714}{1.411714}$$

$$A = 51,200$$

$$\text{Amortización anual} = 51,200 \times 2 = \$ 102,400.00$$

CUOTA MENSUAL POR HABITANTE

Se considera por seguridad, la población actual y no la de proyecto.

FACULTAD DE INGENIERIA

Ademas el volumen de agua vendible se determina estimando un 40% de fugas, cuotas no cobrables, etc.

Habitante por servir 3747

Volumen de agua vendible .

$$3747 \times 0.2 \times 365 \times 0.6 = 164119 \text{ m}^3$$

COSTO DEL METRO CUBICO DE AGUA.

a).- Por gastos de administración, conservación e imprevistos.

$$\frac{\$ 10,000.00}{164119} = \$ 0.06$$

b).- Por amortización del crédito.

$$\frac{\$ 102,400.00}{164119} = \$ 0.62$$

$$\$ 0.68/\text{m}^3$$

CUOTA APLICABLE.

Contribución mensual por habitante:

$$0.68 \times 0.2 \times 30 = \$ 4.08$$

FACULTAD DE INGENIERIA

SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Costo de la obra	<u>\$ 816,429.07</u>
Aportación del Gobierno Federal (50%)	\$ 408,214.53
Aportación del Gobierno Estatal (30%)	\$ 244,928.72
Aportación del Municipio (20%).....	<u>\$ 163,285.81</u>
	\$ 816,429.06

La contribución mensual de los usuarios en un periodo de recuperación de 20 años;

$$\text{Cantidad por año} = \frac{163,285.81}{20} = \$ 8,164.29$$

$$\text{Cantidad / mes} = \frac{8,164.29}{12} = \$ 680.00$$

$$\text{Cuota mensual por habitante} = \frac{680}{3747} = \$ 0.18$$

$$\text{Cuota mensual por habitante} = \$ 0.20$$

BIBLIOGRAFIA:

1. Apuntes de clase Prof. Ing. Anastasio Guzman M.
2. INGENIERIA HIDRAULICA en México Tomo I - 1958
3. ABASTECIMIENTOS DE AGUA.
José Maria Paz Maroto.
José Maria Paz Casane.
Tomo I.