



U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

“PROYECTO EJECUTIVO DEL
SISTEMA DE AGUA POTABLE
EN PUERTO ESCONDIDO, OAX.”

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A

ANTONIO PEREZ ROSALES

MEXICO, D. F.

1987

127
2ej.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE GENERAL.

PAGINA

INTRODUCCION.

I.-	ANTECEDENTES.	2
1.1.-	Desarrollo Integral de una Zona, Creación de un Nuevo Polo o Centro de Desarrollo Turístico.	2
1.2.-	Causas que Generan la Necesidad del Servicio.	3
II.-	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LOCALIDAD Y MUNICIPIO.	4
2.1.-	Localización	4
2.2.-	Vías de Comunicación	4
2.3.-	Clima	5
2.4.-	Suelos	7
2.5.-	Vegetación	8
2.6.-	Cultivos	8
2.7.-	Hidrografía	9
2.8.-	Topografía	9
2.9.-	Fisonomía	10
2.10.-	Economía	10
2.11.-	Salud	10
2.12.-	Educación.	10

2.13.-	Servicios Públicos	11
2.14.-	Servicios Turísticos	11
2.15.-	Información Básica	12
III.-	DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS ACTUALES.	16
3.1.-	Agua Potable	16
3.1.1.-	Fuentes de Abastecimiento	16
3.1.2.-	Obra de Captación	17
3.1.3.-	Conducción	18
3.1.4.-	Regularización	18
3.1.5.-	Potabilización	20
3.1.6.-	Red de Distribución	21
3.1.7.-	Tomas Domiciliarias	22
3.1.8.-	Estaciones de Bombeo	23
IV.-	DATOS BASICOS DEL PROYECTO.	26
4.1.-	Población del Proyecto	28
4.2.-	Consumos	29
4.3.-	Dotación	32
4.4.-	Coefficientes de Variación Diaria y Horaria	33
V.-	EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS.	35
5.1.-	Descripción de Alternativas	35

5.2.-	Cálculo Hidráulico	42
5.3.-	Selección de la Alternativa Más Económica	77
VI.-	PROYECTO EJECUTIVO.	103
6.1.-	Descripción del Proyecto	104
6.1.1.-	Captación	104
6.1.2.-	Conducción	104
6.1.3.-	Regularización	106
6.1.4.-	Potabilización	126
6.1.5.-	Red de Distribución	136
6.1.6.-	Tomas Domiciliarias	151
VII.-	PRESUPUESTOS.	164
VIII.-	PLANOS	189
IX.-	CONCLUSIONES.	209

INTRODUCCION.

Para la elaboración de cualquier proyecto se debe considerar en -- forma destacada la situación social y económica de las regiones o zonas que serán afectadas por el proyecto mismo.

Este conocimiento permitirá establecer las necesidades básicas de la población y las pautas más adecuadas para un mejor desarrollo.

En este caso se encuentra bajo estudio una zona de vital importancia en el desarrollo de una Entidad tradicionalmente pobre y escasamente desarrollada.

Puerto Escondido contará próximamente con la infraestructura básica, para el desarrollo turístico a nivel nacional e internacional.

Con la dotación de estos servicios bien planeados y diseñados, se podrá aprovechar a su máxima capacidad los recursos naturales más ventajosos de la región, haciendo posible además, que se integren al mercado laboral un número mayor de habitantes de la localidad, lo que redundará en un beneficio para la región en general.

I.- ANTECEDENTES.

1.1.- Desarrollo Integral de una Zona, Creación de un Nuevo Polo de Desarrollo Turístico.

El impulso a la actividad turística nacional, se ha visto reforzado en los últimos años a causa de los efectos de la crisis generalizada que vive el País y que ha golpeado fuertemente al sector -- turismo, que es actualmente una importante fuente de divisas. En este renglón es necesario desarrollar, proporcionar y financiar -- los diversos puntos turísticos ya existentes de la República Mexicana, así como aquellos lugares que por su ubicación geográfica y sus características naturales, pueden desarrollarse como lugares -- turísticos.

Puerto Escondido, constituye hoy en día uno de los proyectos turísticos más recientes que ha puesto en marcha el Fondo Nacional de Fomento al Turismo, FONATUR, en el cual se pretende implementar un desarrollo urbano-turístico.

Las características naturales del sitio aseguran un éxito turístico de la zona. Puerto Escondido tiene un clima cálido, semiseco, cuenta con aguas templadas y playas atractivas para los deportes acuáticos. En el Estado de Oaxaca, existen numerosos sitios históricos e indicios de culturas prehispánicas, que unidas a su extraordinaria comida típica y a su folklore, hacen de esta localidad -- un atractivo de gran importancia.

La terminación del aeropuerto, la iniciación de obras de mejora---
miento urbano, el apoyo a la capacitación de mano de obra regional,
el inicio de la acción de desarrollo de la comunidad y el desarro-
llo de infraestructura básica turística. Significará sin duda una-
contribución al desarrollo turístico de México.

1.2.- Causas que Generan la Necesidad del Servicio.

Puerto Escondido ha venido experimentando, a partir de los últimos
años, un acelerado ritmo de crecimiento demográfico, consecuen-
cia-
lógica de los movimientos migratorios originados por el desarrollo
turístico que se está generando en la localidad. Es bien conocido
que con la llegada de población inmigrante, las autoridades se ven
en la necesidad de facilitar los servicios indispensables para su-
desarrollo; un indicador apremiante de tales servicios lo --
constituye el agua potable y alcantarillado, y como consecuencia -
se realizó el presente proyecto.

II.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LOCALIDAD Y MUNICIPIO.

2.1.- Localización.

El Estado de Oaxaca se encuentra en la porción sur de la República Mexicana, entre los paralelos $15^{\circ}38'30''$ y $18^{\circ}41'30''$ de latitud norte y los meridianos $93^{\circ}38'30''$ y $98^{\circ}30'30''$ de longitud oeste, del meridiano de Greenwich; colindando al norte con los Estados de -- Puebla y Veracruz; hacia el sur con el Océano Pacífico; hacia el este con el Estado de Chiapas, y hacia el oeste con el Estado de -- Guerrero.

Su territorio cubre un área de 95,364 kilómetros cuadrados. Puerto Escondido pertenece al Municipio de San Pedro Mixtepec, uno de -- los 570 Municipios que conforman el Estado de Oaxaca, en el lito-- ral del Océano Pacífico, a 240 kms., aproximadamente de la capital del Estado.

2.2.- Vías de Comunicación.

a) Carreteras:

Para llegar a Puerto Escondido por tierra, existen 3 carreteras -- que son las siguientes:

- Oaxaca-Miahuatlán-Pochutla-Puerto Escondido.

Camino que tiene aproximadamente 350 kms. de longitud y se encuentra en perfectas condiciones, totalmente pavimentada, actualmente es la que se utiliza para ir de Oaxaca a Puerto Escondido.

- Oaxaca-Sola de Vega-Puerto Escondido.

En longitud es el camino más corto de Oaxaca a Puerto Escondido, pero es el más tardado debido a que entre Sola de Vega y Puerto Escondido se tiene que cruzar la Sierra Madre del Sur, por medio de un camino de terracería.

- Acapulco-Puerto Escondido.

Mejor conocido como Costera del Pacífico y que tiene una longitud de aproximadamente 400 kms., totalmente pavimentada y en perfectas condiciones.

b) Aviación.

Para llegar a Puerto Escondido por aire se usa actualmente una pista que tiene capacidad para aviones tipo DC-3, y cualquier tipo de avionetas. Cabe mencionar que actualmente, se está terminando de construir el aeropuerto para recibir cualquier aeronave, con lo que tendrá un mayor auge de turistas en el Puerto.

2.3.- Clima.

Para su estudio el Estado de Oaxaca, se dividió en 8 zonas climatológicas, quedando Puerto Escondido dentro de la Zona Costa, que la

comprenden los siguientes Distritos:

DISTRITO	SUPERFICIE
Jamiltepec	423,711 Ha.
Putla	324,952 Ha.
* Juquila	423,573 Ha.
Pochutla	402,905 Ha.
Miahuatlán	375,220 Ha.
Yautepec	477,158 Ha.
TOTAL	2'427,519 Ha.

* Distrito de Puerto Escondido.

El Distrito de Juquila se sitúa entre los meridianos $96^{\circ}02'$ y $97^{\circ}30'$ y los paralelos $15^{\circ}39'$ y $17^{\circ}10'$, colinda al noroeste con los Valles Centrales, al este con la Zona del Istmo, al norte con la Zona Mixteca, al oeste con el Estado de Guerrero y al sur con el Océano Pacífico.

El clima es de tipo tropical y seco a subhúmedo, el invierno y la primavera son secos, el verano húmedo y el otoño de transición. La temporada de lluvias es de mayo a octubre, siendo la distribución irregular, mientras que en la proximidad de la sierra se alarga de abril a noviembre.

La temperatura promedio anual en la zona de estudio oscila entre los 23° y 33°C , con una temperatura mínima de 21°C durante el mes

de enero, hasta un máximo de 33.4°C en el mes de mayo.

Las precipitaciones medias anuales en las zonas bajas, fluctúan -- entre 1,000 y 1,500 milímetros.

La evaporación mínima es de 1,174 a 3,878 milímetros, la media de 1,279 a 3,880 milímetros, y la máxima de 1,493 a 3,948 milímetros.

La humedad relativa se puede considerar entre el 60% y 70%.

2.4.- Suelos.

Los suelos planos son generalmente de tipo aluvial. Son suelos mi gajones, limosos, permeables, profundos, con buena cantidad de materia orgánica, con posibilidades positivas agricolamente hablando, pudiéndose mejorar con riego y fertilización.

La franja costera comprende desde dunas marinas, material aluvial, arenosos-limosos, permeables, profundos, pobres en materia orgánica, ligeramente alcalinos, de color gris claro. Los hay también - de arena feldespática.

Los suelos de transición del área agrícola, van de ferrolíticos a lateríticos, permeables, profundos, ácidos, de color amarillento a rojo, con limitada fertilidad.

Las áreas de lomerío fuerte y de montaña, son esencialmente -----

lateríticos, profundos, que se agrupan sobre rocas calcáreas o sobre cascajo de feldespatos.

2.3.- Vegetación.

Con base a la elevación se tiene vegetación abundante, dominante de pináceas con Quercus, pino y ayacahuite.

En elevaciones de 1,000 a 1,500 metros, se encuentran todavía pinos intercalados a encinos, donde el pino domina, amates, Inga sp, Mangúifera índica, Anona sp, y Psidium sp.

Entre elevaciones de 600 a 1,000 metros, se desarrollan todavía los pinos, guamachas, cedros y sobre todo dependientes del talchicón, arbustos de 4 a 5 metros.

Pastizales con bosques, ramoneo en lomerío fuerte y suave y en las zonas planas y semiplanas se encuentran pastizales.

2.6.- Cultivo.

En el Distrito de Juquila, los principales cultivos que se dan en la región son de pastos de corte, caña de azúcar, plátano, maíz, arroz, frijol, algodón, tabaco, café, cocotero, limón mexicano y frutales.

2.7.- Hidrografía.

La zona en estudio se encuentra en la región hidrológica número -- 21, comprendiendo parte de la región costera, desde el parte aguas del Río Verde hasta Salina Cruz.

La principal red hidrográfica para la zona de la costa, la constituyen los Ríos La Cucaracha, Purificación, Copala, La Hacienda, Zapote, Colotepec, Yogondoy, Cosolotepec, Tonameco, Cocula, Copalita, - Chapala, Verde y Chila.

En Puerto Escondido se encuentran 2 Ríos, Chila y Colotepec, 2 --- cuerpos de agua superficiales como son la Laguna de Manialtepec y el Estero de Colotepec, y 2 arroyos interminentes que son El Pita- y El Chiquito.

Siendo la principal corriente el Río Colotepec, con una área de -- cuenca en su desembocadura de 1,725 km²., y una longitud de cauce de 75 kms., iniciándose en las estibaciones de la Sierra Madre del Sur, en los poblados de Reforma y Paso Ancho. El Río Colotepec, - está formado por los escurrimientos de los Ríos de la Rana y Salto de Agua, los que dan origen al Río El Potrero, el cuál se une al - Río de La Lana y que aguas abajo recibe el nombre de Río Colotepec, para desembocar finalmente al Océano Pacífico.

2.8.- Topografía.

La localidad se encuentra asentada en lomeríos con pendiente media,

alcanzando desniveles de 300 metros aproximadamente, que van desde el nivel del mar hasta la sierra.

2.9.- Fisonomía.

Puerto Escondido es un poblado de aspecto humilde, pero agradable, no cuenta con ninguna calle pavimentada a excepción de la carretera Costera del Pacífico que cruza la localidad; el tipo de construcciones que prevalecen son de tabique con techos de lámina y piso de tierra o cemento pulido; existen también construcciones de cemento y tabique con losa de concreto, pero que son un 30% aproximado del total de las construcciones.

2.10.- Economía.

El nivel de vida de los pobladores es bajo, teniendo como fuentes de trabajo la pesca, el turismo y el cultivo de maíz, café y ----- cacahuete.

2.11.- Salud.

Existe un centro periférico perteneciente al ISSSTE, una clínica -- particular y un centro médico de la zona militar, que en total suman 24 camas de servicios asistenciales.

2.12.- Educación.

Se cuenta con 10 escuelas con un total de 50 aulas, 50 maestros y --

5,000 alumnos, impartiendo solamente educación primaria y secundaria, para recibir educación superior es necesario acudir a la capital del Estado.

La distribución de los Planteles Educativos es:

2	Jardines de niños
6	Escuelas primarias
1	Escuela Secundaria
1	Conalep.

2.13.- Servicios Públicos.

En la localidad se cuenta con los servicios de energía eléctrica, telégrafo, teléfono, correo y radio transmisor.

La cobertura del servicio de agua potable es del orden del 70% -- aproximadamente; en lo referente al alcantarillado sanitario se encuentran actualmente realizando obras que podrán ofrecer una cobertura de servicio de un 60%.

2.1.4.- Servicios Turísticos.

Se cuenta con 15 hoteles en operación, con un total de 400 cuartos, además existen 3 trailers park, existen además servicios de restaurantes, bares, bancos, discoteca y tiendas. La mayoría de estos -- servicios se encuentran sobre la calle Pérez Gazca.

2.15.- Información Básica.

Puerto Escondido ha sido un polo de atracción para los habitantes de la región, es decir que en la zona se ha venido dando un desarrollo poblacional basado en la búsqueda de los medios de subsistencia y que los flujos migratorios, no solamente deben contemplar a habitantes de la propia región, sino de otras regiones más apartadas.

El mayor índice de crecimiento se observa en la década de 1960 a - 1970 período en el cuál se inician las obras más destacadas en el renglón turismo, dentro del Municipio. Esto sin lugar a dudas generó fuentes extras de trabajo atrayendo a familias no solamente de las regiones cercanas, sino también de la costa chica del Estado de Guerrero.

La tasa de crecimiento de 70-80 retornó a sus niveles promedio desde 1940-1950. Lo cuál nos indica que se ha controlado el crecimiento con respecto a la década de los 60.

Desafortunadamente, la localidad de Puerto Escondido no aparece en los Censos anteriores, muy probablemente debido al número tan escaso de Habitantes, con los que en tales períodos contaba, tal parece que empezó a desarrollarse a partir del Sector Turismo, ya que ni siquiera a nivel Pesca tuvo importancia relativa dentro de la Entidad.

El crecimiento de Puerto Escondido reflejado en sus tasas de crecimiento, es todavía más acelerado que el que presenta el Municipio, y por supuesto a la media Estatal. Esto nos indica una migración - muy importante hacia la zona, ya que los programas de FONATUR para la región, sin lugar a dudas, han generado fuentes extras de trabajo, atrayendo a la población de todas las regiones.

TASA DE CRECIMIENTO MEDIA ANUAL

PUERTO ESCONDIDO, OAX.

1950-1960 = 10.51

1960-1970 = 17.54

1970-1980 = 12.05

Debido a los programas implementados por FONATUR para Puerto Escondido, la situación del crecimiento de la localidad presenta características tales que, requerirán de grandes esfuerzos e inversiones para que los programas lleguen a la meta propuesta.

2.15.1.- Zonas Socioeconómicas.

La población de Puerto Escondido, se encuentra prácticamente concentrada en una área de 200 Has. que comprende el casco urbano, teniendo extensiones de terreno con poca densidad según se muestra - en el Cuadro No. 1.

CUADRO No. 1

USO DEL SUELO (ZONAS)	USO ACTUAL	DEL	SUELO	DENSIDAD ACTUAL	POBLACION ACTUAL
URBANO ACTUAL					
1	129			85	10,965
URBANO ALTO					
2	48			65	3,120
4	35			15	525
5	20			15	300
6	25			10	250
URBANO BAJO					
7	25			15	375
8	15			15	225
MILITAR					
11	49			25	1,225
HOTELERA					
12	18			140	2,520
T O T A L	364			54	19,505

Las clasificaciones de las zonas de suelo se podrán observar en el Plano No. 3 de Uso de Suelo Futuro.

Con base a los proyectos turísticos realizados por FONATUR y las - necesidades propias de la localidad, se elaboró el Plan de Desarrollo Urbano de Puerto Escondido. En el cual se contempla el desarrollo a futuro de la localidad, a continuación se presenta en el Cuadro No. 2 las Areas de Crecimiento y las Densidades Medias Propuestas para las mismas, según se podrá observar en el Plano de -- Uso de Suelo Futuro de la localidad (Plano No. 3).

CUADRO No. 2
USO DEL SUELO FUTURO.

USO DEL SUELO (ZONAS)	AREA (ha.)	DENSIDAD (Hab/ha.)	POBLACION (Hab.)
URBANO ACTUAL 1	129	100	12,900
URBANO ALTO 2	48	80	3,840
3	80	80	6,400
4	35	80	2,800
5	15	80	1,200
6	14	80	1,120
URBANO BAJO 7	89	75	6,675
8	35	75	2,625
REFORESTACION 9	21	-	-
INDUSTRIAL 10	17	-	-
MILITAR 11	49	25	1,225
HOTELERA 12	18	140	2,520
TURISTICA* 13	109	-	-
T O T A L	659	63	41,305

*.- Fraccionamiento Turístico de FONATUR.

III.- DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS ACTUALES.

El presente estudio comprende en lo que respecta a agua potable, - el casco urbano de Puerto Escondido, el Fideicomiso de Puerto Escondido de FONATUR, la Zona Militar, Fraccionamientos "Playa Azucena" y "Lomas del Puerto" pertenecientes al Instituto de la Vivienda de Oaxaca, la Colonia Lázaro Cárdenas y los futuros asentamientos que se prevén de acuerdo al impulso turístico.

Es indispensable conocer la infraestructura sanitaria con que cuenta la localidad, para poder desarrollar los servicios públicos necesarios, mismos que darán la pauta para el desenvolvimiento de las nuevas ampliaciones.

3.1.- Agua Potable.

3.1.1.- Fuentes de Abastecimiento.

El casco urbano, la Zona Militar y la Col. Lázaro Cárdenas, tienen como fuente de abastecimiento el Río Colotepec, los Fraccionamientos "Playa Azucena" y "Lomas del Puerto", contemplan su abastecimiento de esta misma fuente.

La obra de toma se localiza 5 kilómetros aguas arriba, a partir de la desembocadura al mar, y consiste en una galería filtrante diseñada para captar hasta 300 l.p.s., sin embargo en la actualidad se explotan aproximadamente 65 l.p.s.; lo que representa apenas el -

21.7% de la capacidad de diseño, es decir existe una subutilización de la obra.

Por falta de datos hidrométricos fué necesario aforar el cauce del Río Colotepec y en noviembre de 1981 se registró un gasto de 56 -- $m^3/s.$, lo cual es representativo para el período de estiaje; como se podrá observar, el gasto cuantificado es óptimo para las necesidades de nuestro proyecto.

Por otra parte el desarrollo turístico de FONATUR, mejor conocido como Fraccionamiento Bacocho, cuenta con 2 pozos activos, teniendo una capacidad conjunta de 18 l.p.s. El primer pozo tiene 62.0 m. de profundidad, un ademe de 12", de donde se extraen 8 l.p.s. durante dos horas diarias, hacia un cárcamo de bombeo que alimenta al aeropuerto; este pozo se integrará al desarrollo turístico. El segundo pozo tiene 70.0 m. de profundidad y cuenta con un ademe de 20", de donde se extraen 10 l.p.s., durante 8 horas al día, mandándolos al tanque elevado del Fraccionamiento Bacocho mediante una línea de conducción de 75 mm. (3") de diámetro, de fierro galvanizado. En la misma zona se tiene un tercer pozo de 91.0 m. de profundidad, pero que actualmente está azolvado.

3.1.2.- Obras de Captación.

Como se mencionó anteriormente, la obra de captación consiste en una galería filtrante, que se localiza sobre la margen derecha del Río Colotepec, a una distancia aproximada de 7.0 km. de la población.

La galería se construyó con 41 tubos de concreto reforzado de 1.30 m. de diámetro interior por 0.90 m. de longitud, lo cual dió una longitud total de 37.0 m., cubierta con material clasificado con volumen de $2,500 \text{ m}^3$.

Para proteger a la obra de las crecientes del Río, fué necesario construir un bordo formado por $7,000 \text{ m}^3$. de material granular y $1,500 \text{ m}^3$. de roca, (ver Croquis No. 1).

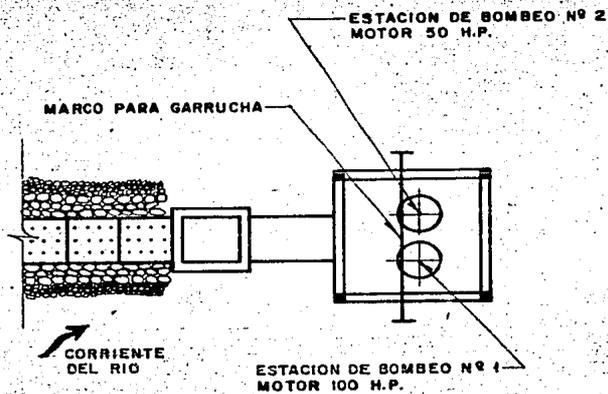
3.1.3.- Conducción.

El gasto captado en la galería filtrante es conducido mediante dos líneas de conducción, una de ellas construída hace aproximadamente 14 años de 150 mm. (6") de diámetro, de asbesto-cemento, con una longitud de 5,300 m. y que conduce 15.3 l.p.s., teniendo una derivación de 6.0 l.p.s., a la Zona Militar en el punto 2+580, continuando con 9.3 l.p.s., hasta un tanque de 150 m^3 .

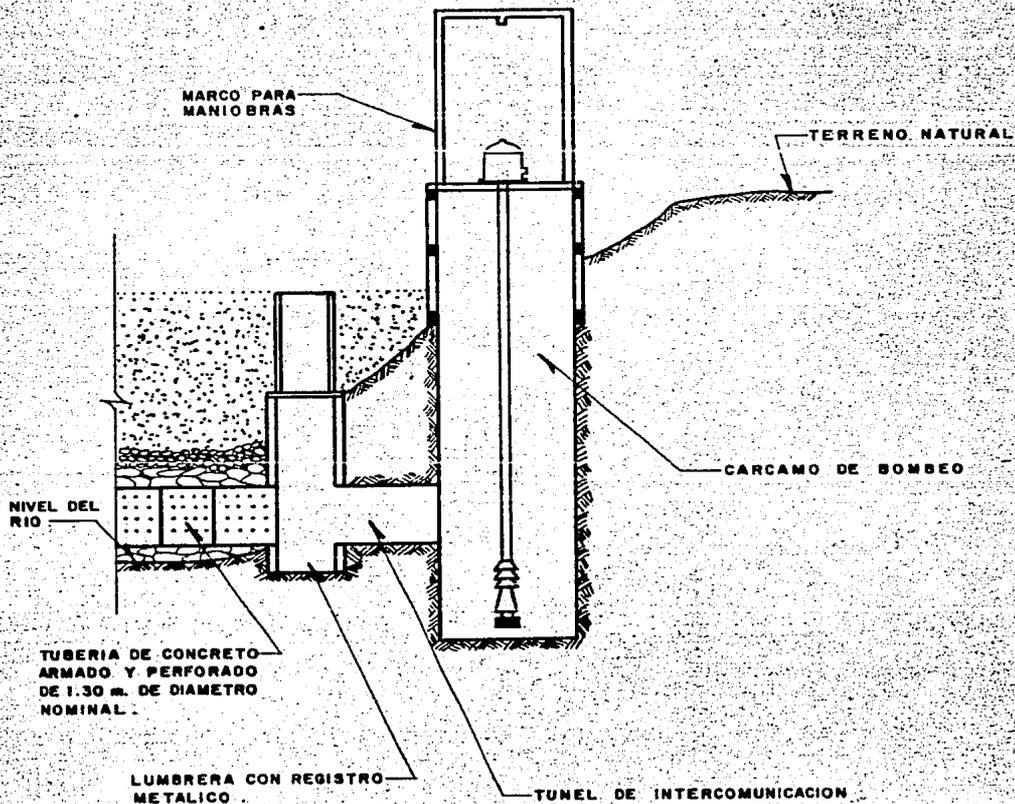
La segunda línea es de 200 mm. (8") de diámetro y conduce un gasto aproximado de 50.0 l.p.s., a través de 5.0 km. de recorrido en línea recta; esta línea es de construcción reciente y actualmente llega también al tanque de 150 m^3 , en un futuro próximo alimentará al tanque de 450 m^3 que está en proceso de construcción.

3.1.4.- Regularización.

El sistema de agua potable de la localidad cuenta para su - - - -



P L A N T A



S E C C I O N

CROQUIS GALERIA FILTRANTE
RIO COLOTEPEC

regularización con un tanque de mampostería de 150 m^3 , ubicado en la calle 6a. Norte, a la altura de la 10 de Mayo, en la cota ---- 81.00 m. Este tanque regulariza actualmente toda el agua que surte a la localidad.

Se está construyendo a unos 500.0 m., en línea recta y sobre la calle 5 de Mayo, un tanque de mampostería de 450 m^3 de capacidad.

La Zona Militar, cuenta con un tanque elevado de 10 m^3 de capacidad, que regulariza el agua para esta zona.

El Fraccionamiento "Bacocho", tiene un tanque elevado de aproximadamente 20 m^3 de capacidad, el cual solamente da servicio a dicho fraccionamiento.

3.1.5.- Potabilización.

Se hizo un estudio de la calidad del agua, encontrándose los siguientes resultados: se observaron en promedio 30 colonias bacterianas por cada 100 ml. de muestra con máximos de 35 y mínimos de 25 colonias.

Esta contaminación es consecuencia de las descargas de aguas negras de los asentamientos humanos localizados aguas arriba, lo cual se podría evitar implementando algún tratamiento primario, como fosas sépticas en estas localidades.

Debido a la calidad del agua del Río Colotepec, es necesaria la -

aplicación de cloro para la purificación de la misma. Años atrás se cloraba el agua, pero por problemas de abastecimiento del material químico tal procedimiento ya no se lleva a cabo.

Se cuenta con todas las instalaciones para la cloración del agua, encontrándose en condiciones satisfactorias.

El agua suministrada al Fraccionamiento "Bacocho", recibe aplicaciones de cloro en el pozo. Sin embargo, se ha visto que el tanque no cumple con los requisitos de higiene indispensables, por lo que se recomienda la aplicación se haga a la salida del tanque.

3.1.6.- Red de Distribución.

Con la información recopilada en Puerto Escondido referente a la red existente, incluyendo las ampliaciones efectuadas hasta el momento, se obtuvo el Plano Actualizado de la Red de Distribución. (Ver Plano No. 2).

Según el organismo operador, toda la red que se encuentra trabajando está en buen estado.

La longitud de la red de distribución existente es de 10,400.0 m., la que se desglosa de la siguiente manera:

5,530 m. de 2" Ø de P.V.C.

170 m. de 2.5" Ø de A.C.

1,023 m. de 3" Ø de A.C.

2,123 m. de 4" Ø de A.C.

1,554 m. de 6" Ø de A.C.

3.1.7.- Tomas Domiciliarias.

El sistema de agua potable cuenta actualmente con un total de ----
1,239 de las cuales 1,132 son domésticas, 65 comerciales y 42 in--
dustriales, y de ellas 1,062 tiene medidor.

Las tarifas mensuales que se aplican (1983) son:

Servicio Doméstico.

Hasta 10 m ³	(consumido ó no)	\$ 200.00/10 m ³
Hasta 20 m ³		\$ 22.00/ m ³
Hasta 30 m ³		\$ 24.00/ m ³
Hasta 40 m ³		\$ 26.00/ m ³
Hasta 50 m ³		\$ 28.00/ m ³
Hasta más de 50 m ³		\$ 30.00/ m ³
Cuota fija toma sin medidor		\$ 300.00

Servicio Comercial.

Hasta 10 m ³	(consumidos ó no)	\$ 250.00/10 m ³
Hasta 20 m ³		\$ 28.00/ m ³

Hasta 30 m ³	\$ 31.00/ m ³
Hasta 40 m ³	\$ 34.00/ m ³
Hasta 50 m ³	\$ 37.00/ m ³
Hasta más de 50 m ³	\$ 40.00/ m ³

Servicio Industrial.

Hasta 10 m ³ (consumidos ó no)	\$ 300.00/10 m ³
Hasta 20 m ³	\$ 35.00/ m ³
Hasta 30 m ³	\$ 40.00/ m ³
Hasta 40 m ³	\$ 45.00/ m ³
Hasta 50 m ³	\$ 50.00/ m ³
Derecho de Conexión	\$ 10,000.00

3.1.8.- Estaciones de Bombeo.

Para elevar el agua desde la fuente de abastecimiento a los tanques de regularización, se cuenta con dos equipos de bombeo, que llamaremos 1 y 2, cuyas características son las siguientes.

Equipo No. 2.

BOMBA:

Marca

Peerles Tissa

Modelo

7H X B

Velocidad	3,600 R.P.M.
Gasto	15.3 l.p.s.
Numero de Pasos	7
Eficiencia	83%

MOTOR:

Marca	Peerles Tissa
Potencia	50 H.P.
Voltaje	220/440 Volts.
Velocidad	3,600 R.P.M.
Frecuencia	60 ciclos
Corriente	75 Amperes
Numero de Fases	3

Equipo No. 1.

BOMBA:

Marca	Peerles Tissa
Modelo	10 M A
Velocidad	1,800 R.P.M.
Gasto	50.0 l.p.s.
Numero de Pasos	7
Eficiencia	88%

MOTOR:

Marca	Peerles Tissa
Potencia	100H.P.
Voltaje	220/440 Volts.
Velocidad	1,800 R.P.M.

Frecuencia	60 ciclos
Corriente	75 Amperes
Numero de Fases	3

La estación de bombeo cuenta con 3 subestaciones eléctricas --- completas de, 112.5 KVA., 13,200-440/220/127 Volts., 3 fases, --- 60 c.p.s. para servicio a intemperie.

IV.- DATOS BASICOS DEL PROYECTO.

Tomando como base el Plan de Desarrollo Urbano para la Ciudad de - Puerto Escondido Oax., se obtuvieron los datos básicos de proyecto los que se describen a continuación.

DATOS DE PROYECTO

Población Actual	19,505 hab.
Población Proyecto	41,305 hab.
Area de Proyecto	659 Ha.
Dotación Media Zona Habitacional	200 lts/hab/día
Dotación Media Zona Hotelera	300 lts/hab/día
Q. med. diario	131 l.p.s.
Q. máx. horario	235 l.p.s.
Q. máx diario	
Area Urbana	157 l.p.s.
Zona Turística	<u>110 l.p.s.</u>
	267 l.p.s.
Coeficiente de Variación	
Diario	1.2
Horario	1.5
Fuente de Abastecimiento	Río Colotepec
Tipo de Captación	Galería Filtrante
Conducción	Bombeo
Capacidad de Regularización	2,300 m ³
Distribución	Gravedad

TABLA DE DISTRIBUCION DEL USO DE SUELO Y GASTOS POR ZONAS DE REGULARIZACION.

Zona	USO DE SUELO	Superficie Ha.	Densidad Hab./Ha.	Población Hab.	Dotación Media lts/Hab/día	Q Medio Diario l.p.s.	Q Máximo Diario l.p.s.	Q Máximo Horario l.p.s.	Regulariza- ción. m ³
Zona Alta "A"	Urbano Actual 1	1.5	100	150	200	0.4	0.5	0.7	7
	Urbano Alto 2	43	80	3,440	200	8.0	9.6	14.4	140
	Urbano Alto 3	60	80	4,800	200	11.1	13.3	20.0	194
	Urbano Alto 4	10.8	80	864	200	2.0	2.4	3.6	35
	Urbano Bajo 7	44	75	3,300	200	7.6	9.1	13.7	133
	Militar 11	36.4	25	910	200	2.1	2.5	3.8	37
	SUMA	195.7	69	13,464	200	31.2	37.4	56.2	546
Zona Baja "B"	Urbano Actual 1	14.7	100	1,470	200	3.4	4.1	6.2	60
	Urbano Alto 2	5.0	80	400	200	0.9	1.1	1.6	16
	Urbano Alto 3	20	80	1,600	200	3.7	4.5	6.7	66
	Urbano Alto 4	10.8	80	864	200	2.0	2.4	3.6	35
	Urbano Bajo 7	9.0	75	675	200	1.6	1.9	2.8	28
	Militar 11	12.6	25	315	200	0.7	0.9	1.3	13
	Turística 13	62.1	-	-	0.1 l/Ha.	6.8	8.2	12.3	120
SUMA	154.2	34	5,324	310	19.1	23.1	34.5	338	
Zona Baja "B"	Urbano Actual 1	24.5	100	2,450	200	5.7	6.7	10.2	99
	Urbano Alto 4	13.4	80	1,072	200	2.5	3.0	4.5	44
	Urbano Alto 5	12.0	80	960	200	2.2	2.7	4.1	40
	Urbano Bajo 7	36.0	75	2,700	200	6.2	7.5	11.3	109
	Urbano Bajo 8	9.0	75	675	200	1.6	1.9	2.8	28
	Reforestación 9	21.0	-	-	0.5 l/Ha.	8.8	10.5	15.8	154
	Hotelería 12	18.0	140	2,520	300	8.8	10.6	15.8	153
Turística 13	21.5	-	-	0.1 l/Ha.	1.8	2.2	3.3	32	
SUMA	155.4	67	10,377	313	37.6	45.1	67.8	659	
Zona Media	Urbano Actual 1	35.6	100	3,560	200	8.2	9.9	14.7	143
	Urbano Alto 5	3.0	80	240	200	0.6	0.7	1.0	10
	Urbano Alto 6	5.0	80	400	200	0.9	1.1	1.6	16
	Urbano Bajo 8	15.0	75	1,125	200	2.6	3.1	4.3	45
	Turística 13	5.4	-	-	0.1 l/Ha.	0.5	0.5	0.8	7
	SUMA	64.0	83	5,325	208	12.8	15.3	22.9	221
Zona Alta "B"	Urbano Actual 1	23	100	2,300	200	5.3	6.4	9.6	93
	Urbano Alto 6	9	80	720	200	1.7	2.0	3.0	29
	Urbano Bajo 8	1	75	75	200	0.2	0.2	0.3	3
	FORATUR *	-	-	-	-	-	11.0	-	-
	Industrial 10	17	-	-	1.0 l/Ha.	14.2	17.0	25.5	248
SUMA	50.0	62	3,095	597	21.4	135.6	38.4	373	
Zona Alta	Urbano Actual 1	29.7	100	2,970	200	6.9	8.3	12.4	121
	Urbano Bajo 8	10	75	750	200	1.7	2.1	3.1	30
SUMA	39.7	94	3,720	200	8.6	10.4	15.5	151	
TOTAL		659.0	63	41,305	273.4	130.7	266.9	235.3	2288

4.1.- Población del Proyecto.

Como ya se mencionó la población del proyecto fué obtenida del Plan de Desarrollo Urbano, mismo que contempla un desarrollo acelerado, ocasionando con ello una fuerte migración hacia esta localidad.

En caso de que la localidad en estudio carezca de un Plan de Desarrollo Urbano, la población de proyecto podrá calcularse por los métodos tradicionales, mediante la proyección de su población actual y conforme a su desarrollo histórico de la misma.

Existen varios métodos para el cálculo de población futura, entre los cuales se pueden mencionar los Métodos Gráficos y los Métodos Analíticos como son:

-Métodos Gráficos

Extensión de la curva a ojo

Extensión por comparación con el crecimiento de poblaciones similares, mayores que la que se considera.

-Métodos Analíticos

Incremento Aritmético

Incremento Geométrico

Incrementos Diferenciales

Método Logístico

Método del Banco de México.

El método del Banco de México, es probablemente uno de los más utilizados y aceptados actualmente, ya que en este método se involucran las tasas de crecimiento y mortandad, proyectándose estos mismos según el período que se desea analizar.

Es bien sabido que todos estos métodos proyecciones de población, resultan bastante inciertos, si desconocemos las políticas de desarrollo tanto a nivel municipal, estatal y federal. Por tal motivo resulta de vital importancia, para la obtención de la población de proyecto, que la localidad en estudio cuente con un Plan de Desarrollo Urbano aprobado por todas las autoridades competentes, ya que de no ser así podría incurrirse en los casos de que nuestro proyecto sea rebasado, en un lapso de tiempo menor al estimado, resultando obsoleto para las necesidades de la localidad, o en caso contrario podría suceder un sobre diseño del sistema, el cual trabajaría en condiciones sobradas y elevando enormemente sus costos de construcción y mantenimiento.

4.2.- Consumos.

Generalmente el consumo de agua de una población comprende los siguientes servicios:

- a) Bebida
- b) Comida
- c) Aseo Personal
- d) Limpieza de Utensilios

- e) Lavado de Ropa
- f) Equipos de Aire Acondicionado.
- g) Usos en Establecimientos Comerciales
- h) Usos Industriales
- i) Edificios Municipales
- j) Riego de Parques y Jardines
- k) Protección Contra Incendios
- l) Usos Recreativos y de Ornato
- m) Pérdidas y Fugas

Podemos considerar como consumos mínimos domésticos por persona -- los siguientes:

Bebida, cocina y limpieza	20	a	30	lt/día
Muebles sanitarios	30	a	45	lt/día
Baño con regadera	20	a	30	lt/día
	<hr/>			
T o t a l	70	a	105	lt/día

Considerándose un promedio de 100 lt/hab/día.

Estos consumos se ven incrementados, según las características sociales de la población y el tipo de clima de la región.

Muchos son los factores que afectan el consumo de agua de las comunidades, unos de orden general y otros específicos, es decir - - -

relacionados con el propio abastecimiento de agua, entre estos factores destacan:

- Tamaño de la Ciudad.

En las grandes ciudades donde generalmente un estrato social importante disfruta de un nivel de vida elevado, el consumo por habitante es mucho mayor que en pequeñas localidades, en las cuales el uso del agua se limita a atender necesidades primarias de uso doméstico.

-Clima.

Este factor es de suma importancia, ya que influye directamente en los consumos y hábitos de la población, teniéndose que en comunidades situadas en zonas cálidas y secas, su tendencia es a elevar sus consumos de agua, en cambio en regiones templadas o frías, los consumos disminuyen.

- Hábitos Higiénicos.

Es evidente que en una población sanitariamente educada, el consumo será mayor, ya que el agua es un elemento fundamental para la higiene individual y del medio ambiente.

- Disposición de los Líquidos Residuales.

Si la población cuenta con sistemas de alcantarillado, el consumo de agua es más elevado que en otras localidades, donde no cuentan con este servicio, debido a la dificultad de

la disposición del agua servida.

- Servicio Domiciliario.

La población que tiene instalada toma domiciliaria en su propio predio, tenderá a realizar mayores consumos que las que - tengan que acudir a tomas públicas o hidrantes.

- Calidad del Agua.

Cuando la calidad del agua es mejorada por medio de trata--- miento, se observa un inmediato aumento de consumo.

- Presión en la Red.

La presión en la red, afecta grandemente el consumo a través de los derroches y las pérdidas.

4.3.- Dotación.

Para determinar la cantidad de agua que se requerirá para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad, se recomienda adoptar los siguientes valores para la dotación, en función del clima- y el número de habitantes considerados como población de proyecto.

POBLACION DE PROYECTO (Habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado lts/hab/día	Frío
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	250	125
De 30,000 a 70,000	250	200	175
De 70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 o más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice en cada localidad.

4.4.- Coeficientes de Variación Diaria y Horaria.

Hay que tener en cuenta que la dotación representa al promedio anual de consumo y que dicho consumo, no se realiza de una forma uniforme durante el día, ni en forma similar durante todos los días del año, sino siguiendo una variación horaria y estacional.

Las variaciones diarias reflejan las actividades domésticas, comerciales e industriales.

Las fluctuaciones de hora a hora, producen un máximo cercano al --

mediodía y un mínimo en las primeras de la mañana y por la noche.

Deben conocerse las variaciones normales de consumo, para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, los tanques de regularización y las líneas de distribución.

Cuando no sea posible obtener la información estadística de consumos, que permita determinar los coeficientes de variación, se podrá recurrir a información en localidades de características similares. Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 y 1.5 para variación diaria y horaria respectivamente. Sin embargo el ámbito de variación puede ser de:

Coeficiente de variación diaria 1.2 a 1.5

Coeficiente de variación horaria 1.5 a 2.0

V.- EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS.

5.1.- Descripción de Alternativas.

De acuerdo a las características topográficas de la localidad y en base a las necesidades presentadas con las nuevas demandas de servicios tanto actuales como futuras, se realizó el análisis de tres alternativas de conducción en las cuales se propone el mejor funcionamiento y aprovechamiento de las tuberías existentes.

En la actualidad, Puerto Escondido cuenta desde su captación localizada en el Río Colotepec con dos líneas de conducción de asbesto-cemento con diámetro de 150 mm. (6") y 200 mm. (8") con una longitud de 5.3 km. y 5.0 km. respectivamente, encontrándose en buenas condiciones de operación.

Para las nuevas demandas a futuro la capacidad de las tuberías existentes resulta insuficiente por tal motivo se hace necesario el diseño de otra línea por lo menos que refuerce al sistema y satisfaga las demandas a futuro.

Por otra parte existe un convenio con FONATUR y el Municipio de realizar una entrega en bloque de $Q_{\text{máx.}} \text{ diario} = 110 \text{ l.p.s.}$ a la nueva zona turística, comprometiéndose FONATUR a realizar todas las instalaciones hidráulicas y sanitarias de la misma.

Debido a las características topográficas de la localidad para el planteamiento de las alternativas, las redes de distribución serán

iguales para todas, por tal motivo no influirán al seleccionar la alternativa más adecuada. Solamente las variaciones estarán en el planteamiento de las conducciones.

Conforme a lo anterior, se realizará el análisis de tres alternativas de conducción describiéndose a continuación.

ALTERNATIVA I.

En esta primera alternativa (croquis # 1), se plantea la utilización de 2050 m. de la línea de conducción existente de 150 mm. (6") de diámetro, misma que tiene su origen en la captación y será seccionada para derivar hacia el tanque superficial propuesto No. I, con un $Q_{\text{máx.}} \text{ diario} = 23.2 \text{ l.p.s.}$

Por otro lado la otra tubería existente de 200 mm. (8") de diámetro, funcionará sin servicio en ruta hasta el tanque existente No. V con un gasto de operación de $Q_{\text{máx.}} \text{ diario} = 30.0 \text{ l.p.s.}$

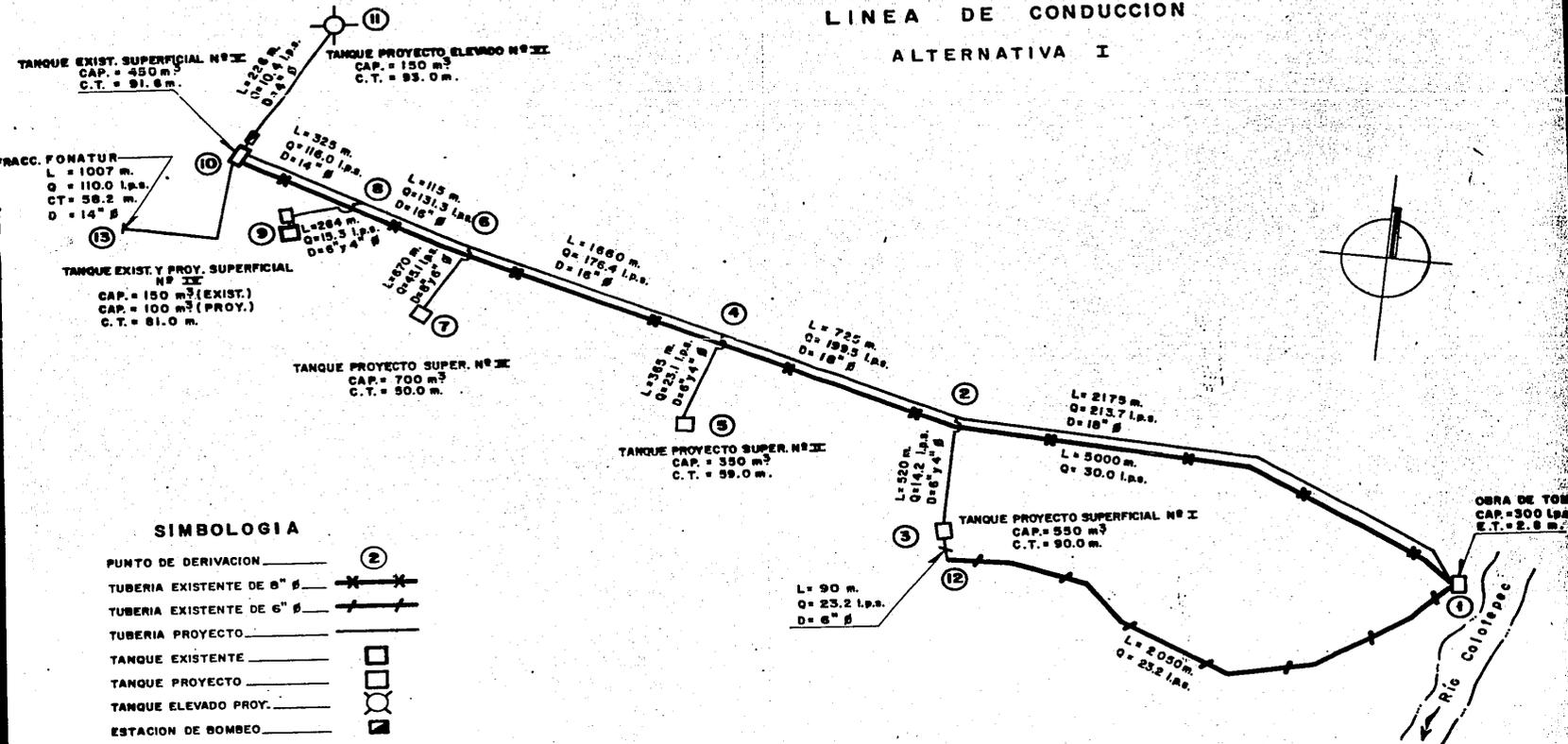
Como anteriormente se mencionó la capacidad de éstas dos tuberías es insuficiente, requiriéndose una nueva línea de conducción, la cual tendrá su origen en la zona de captación y un desarrollo total de 5.0 km. aproximadamente, localizándose paralela a la existente de 200 mm. (8").

Esta nueva tubería iniciará su recorrido con un diámetro de 18" y un $Q_{\text{máx.}} \text{ diario} = 213.7 \text{ l.p.s.}$, durante los primeros 2175 m.

donde se efectuará la primera derivación (nodo 2) al tanque de proyecto No. I, derivando un gasto de 14.2 l.p.s. La línea continúa el recorrido 725 m. para efectuar una nueva derivación (nodo 4) de $Q_{\text{máx. diario}} = 23.1$ l.p.s. al tanque de proyecto superficial No. II. Después de esta derivación la tubería se reducirá a 16" de diámetro, conduciendo un $Q_{\text{máx. diario}} = 176.4$ l.p.s., durante una distancia de 1660 m. hasta la derivación (nodo 6) al tanque Superficial No. III, donde se descargará un gasto de 45.1 l.p.s. Posteriormente a 115 m. habrá una nueva derivación (nodo 8) con un $Q_{\text{máx. diario}} = 15.3$ l.p.s. hacia el tanque de proyecto No. IV, mismo que se interconectará con el tanque existente para regularizar en esta zona un total de 250 m^3 . En el último tramo de este recorrido la línea de conducción tendrá una nueva reducción de diámetro quedando en 14" y descargando finalmente un $Q_{\text{máx. diario}} = 116.0$ l.p.s. en el tanque existente Superficial No. V.

A un lado del tanque existente Superficial No. V, se propone la instalación de un cárcamo de rebombeo, el cual mediante una línea de conducción de 100 mm. (4") y una longitud de 226 m. bombeará hasta un tanque elevado No. VI de proyecto con un $Q_{\text{máx. diario}} = 10.4$ l.p.s. cubriendo la demanda de las zonas más altas de la localidad, a su vez desde el tanque existente No. V, saldrá la línea de conducción sin servicio en ruta para cubrir las demandas del fraccionamiento FONATUR.

PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
 LINEA DE CONDUCCION
 ALTERNATIVA I



SIMBOLOGIA

- PUNTO DE DERIVACION 
- TUBERIA EXISTENTE DE 8" φ 
- TUBERIA EXISTENTE DE 6" φ 
- TUBERIA PROYECTO 
- TANQUE EXISTENTE 
- TANQUE PROYECTO 
- TANQUE ELEVADO PROY. 
- ESTACION DE BOMBEO 

CROQUIS DE LOCALIZACION N° 1

ALTERNATIVA II.

Al igual que la Alternativa I, la nueva línea de conducción tendrá las mismas características de diámetro y longitud, variando únicamente en el gasto inicial que será de 199.5 l.p.s., ya que en esta alternativa se propone además conducir paralelamente a la tubería existente de 150 mm. (6") otra nueva línea de conducción de diámetro equivalente para conducir entre las dos un gasto de 37.4 l.p.s., cubriendo con ello el total de las demandas de regularización del tanque superficial de proyecto No. I, aprovechando al máximo la capacidad de la tubería instalada. (croquis # 2).

En lo referente a la demanda de la zona alta en esta alternativa, se propone que dentro del predio donde se encuentra ubicado el tanque superficial existente No. V, sean instalados el cárcamo de bombeo y el tanque elevado de proyecto.

ALTERNATIVA III.

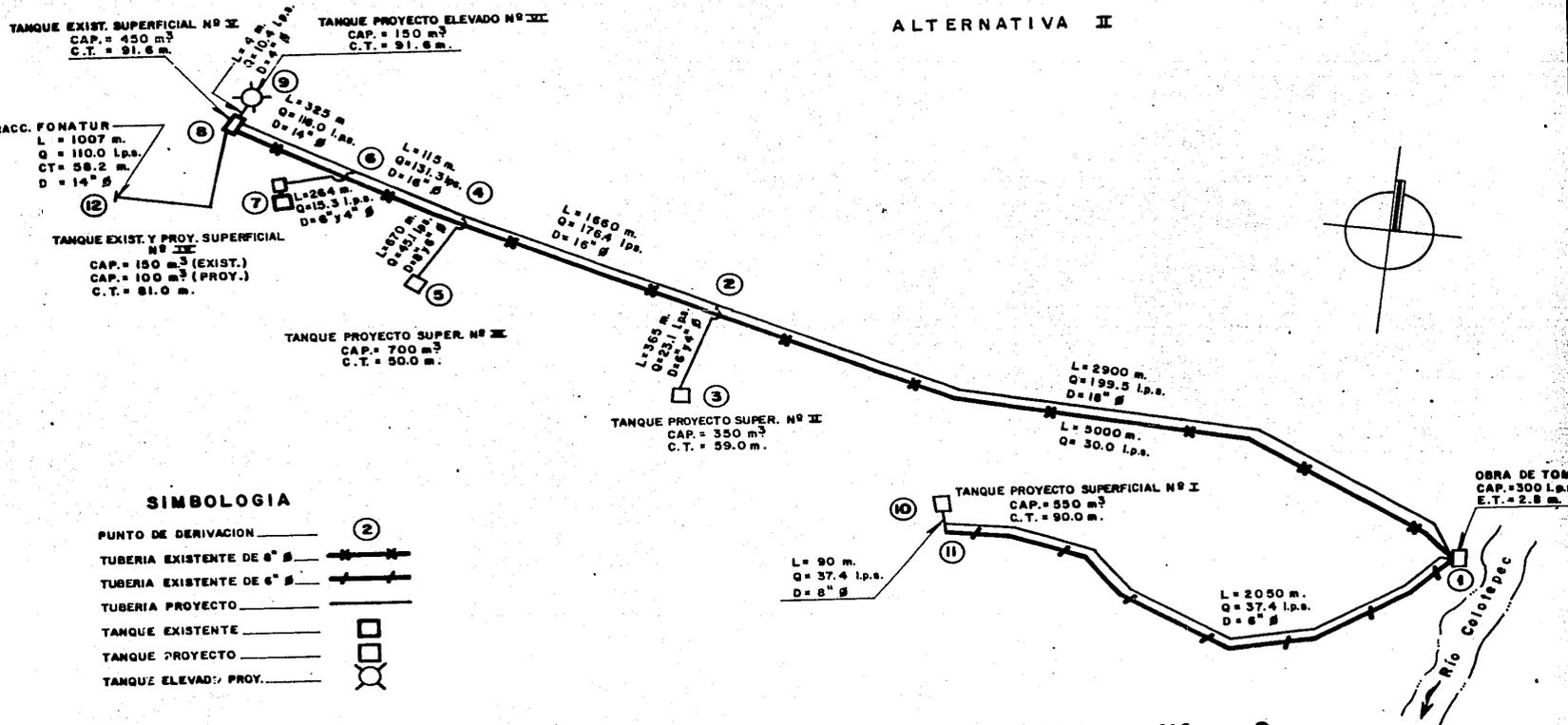
En esta Alternativa, se propone la utilización de la línea de conducción existente de 150 mm. (6") en su totalidad para conducir un $Q_{\text{máx. diario}} = 15.3$ l.p.s., con una longitud de 5300 m. aproximadamente (croquis # 3), la cual abastecerá al tanque existente No. IV y la interconexión con el tanque de proyecto.

Para cubrir el resto de la demanda al igual que las anteriores --

PUERTO ESCONDIDO, OAXACA

LÍNEA DE CONDUCCION.

ALTERNATIVA II

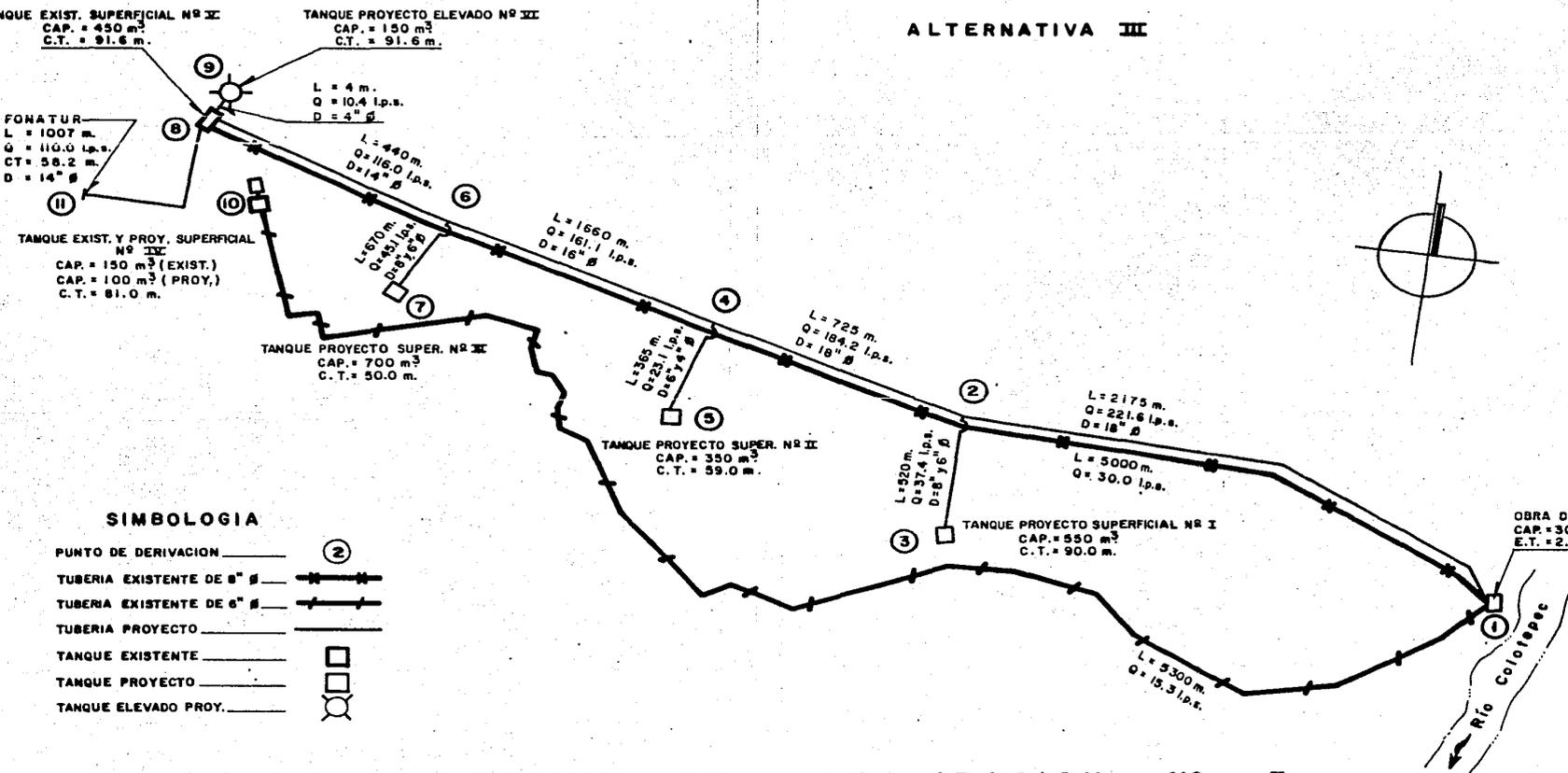


SIMBOLOGIA

- PUNTO DE DERIVACION 
- TUBERIA EXISTENTE DE 6" φ 
- TUBERIA EXISTENTE DE 8" φ 
- TUBERIA PROYECTO 
- TANQUE EXISTENTE 
- TANQUE PROYECTO 
- TANQUE ELEVADO: PROJ. 

CROQUIS DE LOCALIZACION N° 2

PUERTO ESCONDIDO, OAXACA
LINEA DE CONDUCCION
ALTERNATIVA III



CROQUIS DE LOCALIZACION Nº 3

alternativas, se propone la utilización de la tubería existente de 200 mm. (8") con un gasto de 30.0 l.p.s., desde la captación hasta el tanque superficial existente No. V.

Diseñándose paralelamente la nueva línea de conducción pero con un gasto inicial de 221.6 l.p.s., derivando hacia el tanque de proyecto No. I, un $Q_{\text{máx. diario}} = 37.4$ l.p.s., posteriormente se derivará a los tanque II, III y V los gastos demandados para cada regularización. Por lo que respecta a la zona alta aplicaremos el mismo criterio que en la alternativa II.

5.2.- Cálculo Hidráulico.

El análisis de los escurrimientos en un sistema de conducción, se hace aplicando los principios básicos de la hidráulica de los canales y de los conductos a presión:

Cuando un líquido circula por una tubería sufre pérdidas en su energía debido a la fricción y a los cambios geométricos (pérdidas locales), siendo las causas principales generalmente las de la entrada y salida, súbito ensanchamiento del tubo, súbita contracción del tubo, obstrucciones en el tubo (válvulas, etc.), o cambios de dirección en la circulación. Generalmente la pérdida más importante es la debida a la fricción, aunque en ciertos casos algunas otras pérdidas pueden ser de importancia o no existir, llamándoles a las de fricción pérdidas principales y a las que --

tiéñen valores pequeños que pueden despreciarse se les llama pérdidas secundarias.

Pérdida de carga por fricción.

Cuando la tubería es de gran longitud, esta pérdidas es la principal y llega a ser tan grande que a veces pueden despreciarse las demás por ser relativamente pequeñas. Las pérdidas por fricción dependen del material de que está construido el tubo, el estado de la tubería, la longitud, el diámetro y la velocidad de circulación del líquido en la tubería.

Existen infinidad de fórmulas para el cálculo de tuberías, de las cuales por resultar más prácticas y usuales se utiliza normalmente las fórmulas empíricas de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

Fórmula de Darcy-Weisbach.

De acuerdo a las leyes de Chezy y considerando además que las pérdidas por fricción dependen también del material y del estado de la tubería podemos decir que:

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

donde:

f = Factor de fricción, sin dimensiones.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

d = Diámetro, en m.

L = Longitud, en m.

V = Velocidad media, en m/s.

H_f = Pérdida por fricción, en m.

El factor de fricción f , es función de la rugosidad relativa y el número de Reynolds para régimen turbulento, que es el que comúnmente se maneja en ingeniería. La rugosidad relativa es la relación entre la rugosidad absoluta "e" del material y el diámetro de la tubería.

A pesar de la simplicidad conceptual de la ecuación, no se utiliza en la práctica del diseño de líneas de conducción debido a que el diámetro se tiene que calcular por tanteos.

Fórmula de Hazen-Williams.

En 1920 Hazen y Williams publicaron los resultados de un estudio de todos los experimentos que tuvieron disponibles sobre escurrimientos en tuberías. Los diámetros de las tuberías analizadas variaron desde 1 pulgada hasta 15 pies y se usaron diferentes materiales. Como resultado de sus investigaciones, los autores propusieron la siguiente fórmula:

$$Q = 405 \text{ Cd}^{2.63} \text{ S}^{0.54}$$

donde:

Q = Gasto en gal/día.

C = Coeficiente de la capacidad hidráulica del conducto.

d = Diámetro del conducto, en pulg.

S = Pendiente hidráulica (H_f/L).

Para el sistema métrico la fórmula se transforma en:

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} \text{ Cd}^{2.63} \text{ S}^{0.54}$$

donde:

Q = Gasto en l.p.s.

d = Diámetro del conducto, en mm.

En un sistema mixto:

$$Q = 0.0177435938 \text{ Cd}^{2.63} \text{ S}^{0.54}$$

donde:

Q = Gasto en l.p.s.

d = Diámetro en pulg.

Valores de C.

Fierro fundido.

Nuevo _____	130
5 años de Edad _____	120
10 años de Edad _____	110
20 años de Edad _____	100
30 años de Edad _____	90
40 años de Edad _____	80

Acero revestido con juntas soldadas.

Nuevo _____	140
Edad incierta _____	100

Acero revestido con juntas remachadas.

Nuevo _____	110
Edad incierta _____	90
Concreto nuevo _____	140
Edad incierta _____	130

Asbesto y Cemento Plástico.

Nuevo _____	140
Edad incierta _____	130
Barro vitrificado _____	110
Duela de Madera _____	140

Fórmula de Manning.

En 1890 Manning, basándose en la fórmula de Chezy, llegó a la siguiente ecuación:

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

esta fórmula pensada originalmente para canales, es aplicable también a tuberías.

donde:

V = Velocidad del flujo en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad.

R = Radio Hidráulico en m.

S = Pendiente del gradiente de energía.

El principal elemento de duda en todos los métodos, es la selección del coeficiente de rugosidad. A continuación se mencionarán algunos coeficientes que han sido aceptados por todas las dependencias relacionadas con el campo del abastecimiento de agua.

Asbesto-Cemento	0.010	Cloruro de Polivinilo (PVC)	0.009
Concreto liso	0.012	Tubería con interior a base de resina apoxica	0.011
Concreto áspero	0.016	Barro Vitrificado	0.014
Acero galvanizado	0.014	Tabique	0.016

Fierro fundido	0.013	Metal corrugado	0.022
Acero soldado sin re- vestimiento.	0.014	Tierra uniformemente satu- rada	0.025

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas, debido principalmente a que se utilizan velocidades bajas. En estas condiciones, cualquier fórmula para calcular pérdidas por fricción en régimen turbulento podrá utilizarse, empleándose comúnmente la siguiente fórmula.

$$h_f = KLQ^2$$

Donde:

h_f = Pérdida por fricción en m.

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

L = Longitud de la conducción en m.

Q = Gasto en m^3/s .

n = Coeficiente de rugosidad.

D = Diámetro interior de la tubería en m.

La deducción de la constante K se obtuvo:

$$K = \frac{hf}{LQ^2} \quad \text{donde} \quad S = \frac{hf}{L}$$

$$\text{Tenemos que } K = \frac{S}{Q^2} \quad (1)$$

Por fórmula de continuidad $Q = AV$
 y de Manning $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

sustituyendo en (1)

$$K = \frac{S}{\left(A \times \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}\right)^2} \quad (2)$$

$$\text{Por otro lado } R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$K = \frac{S}{\left[\frac{\pi d^2}{4} \times \frac{1}{n} \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}\right]^2} = \frac{1}{\frac{\pi^2 d^4}{16} \times \frac{1}{n^2} \left(\frac{d}{4}\right)^{4/3}} =$$

$$\frac{1}{\frac{\pi^2 d^{16/3}}{101.6 n^2}} = \frac{101.6 n^2}{\pi^2 d^{16/3}} = \frac{10.3 n^2}{d^{16/3}}$$

$$K = \frac{10.3 n^2}{d^{16/3}}$$

Golpe de Ariete.

Es un fenómeno que frecuentemente se presenta en los sistemas de conducción de agua potable, que de manera sencilla se puede definir en estos términos. El cierre de una válvula o el paro de una bomba, producen un movimiento hacia atrás y un paro de la columna de agua. Las fuerzas que se producen por esta desaceleración se transmiten radialmente de la columna de agua en movimiento a la pared del tubo. Inversamente, el agua ejerce una presión adicional sobre el tubo y se incrementa por esta razón el esfuerzo circunferencial del tubo, con respecto al valor de la presión normal de operación. Estos esfuerzos se incrementan con la rapidéz con que la columna de agua se lleve al reposo.

Los esfuerzos en la pared del tubo se desarrollan y aumentan en proporción directa a la presión interna, que crece cuando la columna de agua se desacelera.

La lentitud de la desaceleración, el incremento menor de la presión y el menor incremento del esfuerzo en la pared del tubo son de gran importancia. Es por tanto, vital para el diseñador, conocer el control de la variación de la velocidad y consecuentemente, la magnitud de las variaciones de presión durante los períodos transitorios.

El agua, siendo un líquido, actuará de una manera imparcialmente-compleja cuando esté bajo aceleración o desaceleración. Las ondas

de presión aumentan cuando se mueven a lo largo de la tubería, dependiendo del material de la pared del tubo. Estas ondas siguen hasta que encuentran una condición de borde, tal como en un depósito, una válvula cerrada o un cambio de diámetro de tubo, y entonces se reflejan en dirección opuesta. El movimiento de la onda oscilará hacia atrás y hacia adelante, hasta que se amortigue totalmente por el efecto de la fricción sobre la pared del tubo.

Las dos causas principales de la onda oscilatoria o golpe de ariete son:

- 1.- El cierre o abertura total o parcial de una válvula en un sistema de tubería. La válvula puede estar en la línea por un sinnúmero de propósitos. Pueden ser válvulas de compuerta, flotador, reductora de presión, etc.
- 2.- El arranque o paro de una bomba (Interruptor o falla de energía).

En ambos casos se producen un cambio en la velocidad y consecuentemente en la cantidad de agua que fluye dentro de la tubería.

Si se ignora en el diseño de la tubería, los efectos de la onda oscilatoria, se pueden provocar dificultades posteriormente cuando la línea esté en operación. Las ondas de oscilación pueden dañar seriamente una tubería de capacidad reducida.

Análisis del Golpe de Ariete.

Este fenómeno ha sido estudiado ampliamente dando lugar a muchos criterios, de los cuales se ha establecido empíricamente como correcta, la teoría de la onda elástica para el análisis de esta sobrepresión. Su aplicación a problemas de tuberías produjo resultados muy satisfactorios.

Las presiones de golpe de ariete, son una función del valor máximo del cambio de flujo. Cuando se cierra una válvula o se para una bomba, se propaga una onda de presión a lo largo de la tubería. La velocidad de esta onda es la misma que la velocidad del sonido dentro del agua, modificada por las características físicas de la tubería y está dada por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{C_s}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}}$$

Donde:

a = Velocidad de propagación de las ondas en (m/s.). ("celeridad")

Cs = Velocidad del sonido en el líquido (m/s.)

Ea = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 kg/cm².

D = Diámetro interior de la tubería en (m.).

E = Módulo de elasticidad del material de la tubería.

e = Espesor de la pared de la tubería.

En donde la velocidad del sonido en el agua resulta de

$$C_s = \sqrt{\frac{E_a}{w/g}} = \sqrt{\frac{E_a}{\rho}} = 1,425 \text{ m/s}$$

Donde:

E_a = Módulo de elasticidad del agua

ρ = Densidad específica del agua (a la presión atmosférica y la aceleración estandar de la gravedad).

w = Peso específico del agua

Si la onda de presión se refleja contra una condición de borde, -- tal como un depósito, y alcanza su posición inicial después que el flujo en la línea se ha parado completamente, resultará para estas condiciones la máxima presión del golpe de ariete.

El paro del flujo puede afectarse con el cierre de una válvula o por el paro de una bomba. La máxima sobre presión está dada por la formula de Joukovsky que es la siguiente:

$$h = \frac{av}{g}$$

Donde:

h = Presión oscilatoria en metros de agua

v = Velocidad del agua en la tubería en condiciones normales (m/s.)

a = Celeridad de la onda (m/s.)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s.)

La onda máxima de presión ocurre si el tiempo de cierre de válvula o paro de bomba es igual o menor al tiempo de cierre crítico (período).

$$T = \frac{2L}{a}$$

Donde:

T = Tiempo crítico en (s)

L = Longitud de la tubería (m)

a = Celeridad de la onda (m/s.)

Para condiciones en que el tiempo crítico es menor que el de cierre de válvula, podrá aplicarse la fórmula de Michaud.

$$h = \frac{2LV}{gT_*}$$

donde:

V = Velocidad inicial del fluido (m/s.)

L = Longitud de la tubería (m)

T_{*} = Tiempo de cierre (s)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s.)

La sobre presión máxima alcanzada para las condiciones en que $T \leq \frac{2L}{a}$ podremos expresarla de la siguiente manera:

$$h = \frac{2LV}{gT_*}$$

Si $T_* < T$, se trata de un cierre brusco y la presión debida al golpe de ariete se puede calcular haciendo $T_* = T$, sustituyendo el valor de T en la expresión anterior tenemos:

$$h = \frac{2LV}{g \frac{2L}{a}} = \frac{av}{g} \quad (\text{presentada anteriormente})$$

siendo que $a = \frac{Cs}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}}$

sustituyendo a en la fórmula anterior

$$h = \frac{Cs V}{g \sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}} \quad \text{donde } Cs = 1,425$$

$$h = \frac{1,425 V}{9.81 \sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}} = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}} \quad (\text{cierre brusco})$$

Para el cierre lento ($T_* > T$)

Las más recientes investigaciones realizadas para el fenómeno de golpe de ariete, indican que la utilización de la fórmula de -----

Michaud es exacta para cierre lento, si cumple la condición analizada por Allievi (criterio aproximado) para $\frac{\rho}{\theta} = 2$ (Referencia I).

Donde:

$$\rho = \frac{av}{2gho}$$

$$\theta = \text{Tiempo relativo de maniobra} \left(\theta = \frac{T_*}{T} \right)$$

ho = Carga estática (desnivel entre la superficie del agua en la toma y la válvula de control).

Sin embargo, estos estudios señalan que la validez de la fórmula está supeditada a que se cumpla la condición:

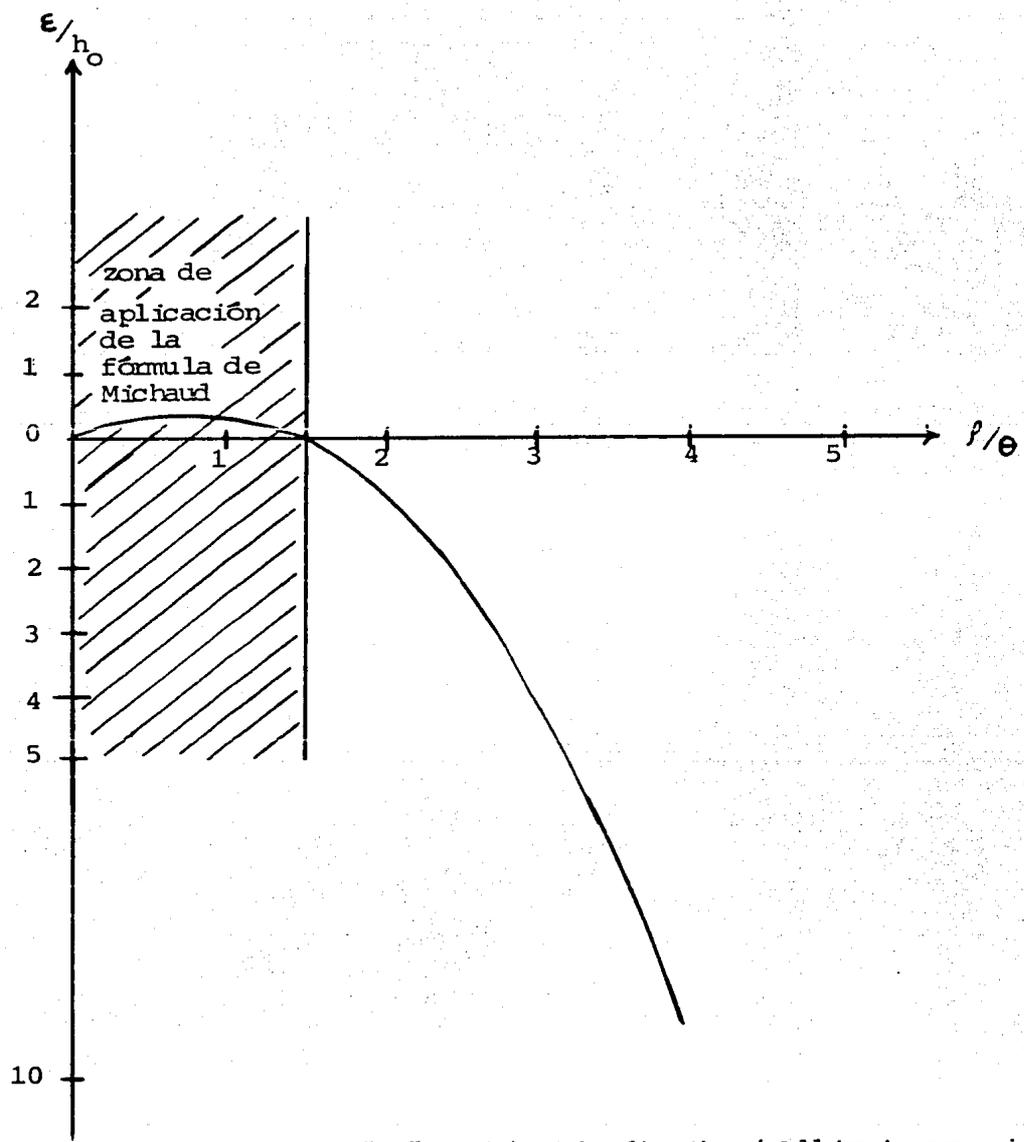
$$\frac{\rho}{\theta} \leq 2 \quad (\text{Referencia II})$$

En la Gráfica 1, se indica la relación ϵ/ho para diferentes valores de $\frac{\rho}{\theta}$. Observándose en ella los siguientes resultados:

- Para $\rho/\theta = 1.5$ hay concordancia total entre la fórmula de Michaud y la fórmula aproximada de Allievi (5).
- Para valores de $\rho/\theta \neq 1.5$ hay discrepancia entre las fórmulas y el error es proporcional a la "carga estática" "ho".
- Si $\rho/\theta < 1.5$ la fórmula de Michaud da valores mayores que los reales, siendo el error máximo $\epsilon = 0.418 ho$ y se presenta

para la relación $\rho/\theta = 0.8$. En esta zona los resultados de la fórmula están del lado de la seguridad.

- d) Si $\rho/\theta > 1.5$ el valor calculado por Michaud es menor que el real y el error aumenta en forma muy notoria, al crecer dicha relación tal como se ve en la Gráfica 1. En esta zona no es aplicable la fórmula de Michaud.
- e) Siendo que los valores " h_m " calculados con el criterio de Allievi (5), son generalmente inferiores a los máximos obtenidos rigurosamente con las ecuaciones del mismo autor. El error cometido al aplicar la fórmula Michaud en la zona $\rho/\theta < 1.5$ es menor que el que se cometería con los valores de " h ", por lo que, en esta zona los resultados de Michaud resultan de mejor calidad que el criterio aproximado de Allievi.



error "ε" = Δh(Michaud) - Δh_m (Allievi, aproximada)

GRAFICA 1

Energía en las Líneas de Conducción.

La energía total del líquido en una sección dada de una línea de conducción es igual a la suma de las cargas de posición h , de presión P/w y de velocidad $V^2/2g$ (Teorema de Bernoulli). Al circular el agua se va perdiendo energía por fricción, entre las partículas de agua y las paredes del conducto, y por el paso a través de accesorios o cambios de dirección en la línea (Figura 1).

Si en el punto (1) medimos la presión, veremos que es igual a P_1/w . Si lo hacemos en el punto (2) situado a una distancia L adelante de (1), veremos que es igual a P_2/w , es decir la energía total en (2) es menor que en (1), puesto que no ha habido variación en la carga de velocidad y de posición, en cambio la carga de presión ha disminuido, o sea existe una pérdida de carga debida a la fricción.

A la recta formada entre los niveles de la carga de presión, se le llama línea del gradiente hidráulico. El cociente h_f/L es la pendiente de la línea del gradiente hidráulico y se le llama pendiente hidráulica de la tubería.

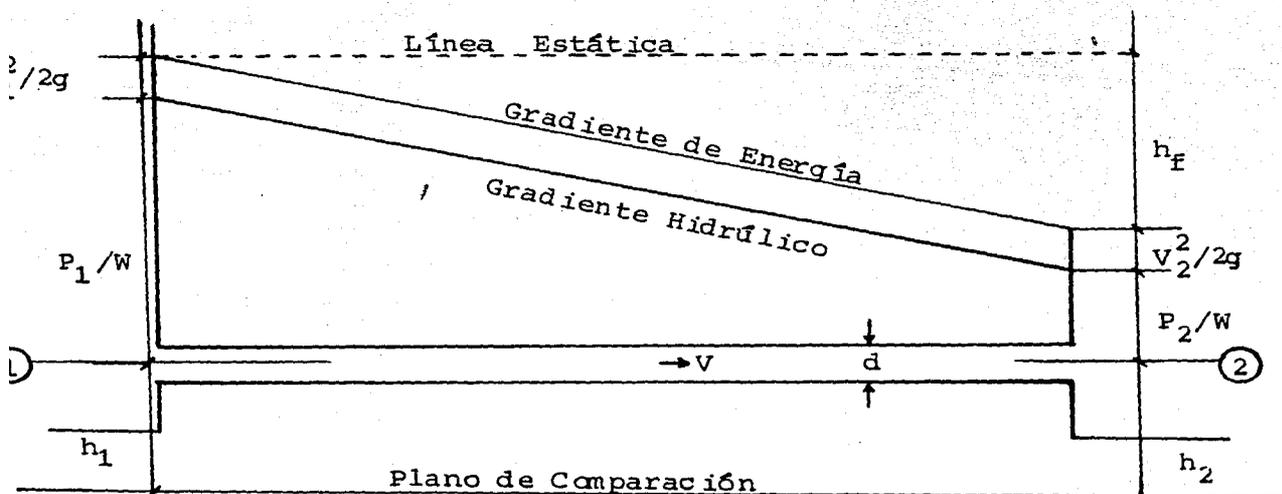
En los sistemas de conducción, las pérdidas de carga por fricción son predominantes cuando $L > 400r$, siendo L la longitud de conducción y r el radio del conducto, llamándose largas las líneas de conducción y siendo despreciables las pérdidas locales.

Cuando $400r > L > 4r$, las líneas se clasifican como medias y las pérdidas por fricción y locales se toman en cuenta. Las líneas de conducción son cortas cuando se tiene $L \leq 4r$, siendo despreciables las pérdidas por fricción comparadas con las pérdidas locales.

En condiciones de flujo turbulento ($Re > 4000$) las pérdidas locales se expresan como una función de la carga de velocidad, siendo ---
 $Re = \frac{VD}{\nu}$ (número de Reynolds), en que " ν " es la viscosidad cinemática del fluido.

En un sistema por gravedad

FIGURA 1.



Donde:

$$h_1 + P_1/W + v_1^2/2g = h_2 + P_2/W + v_2^2/2g + h_f$$

En un sistema a presión

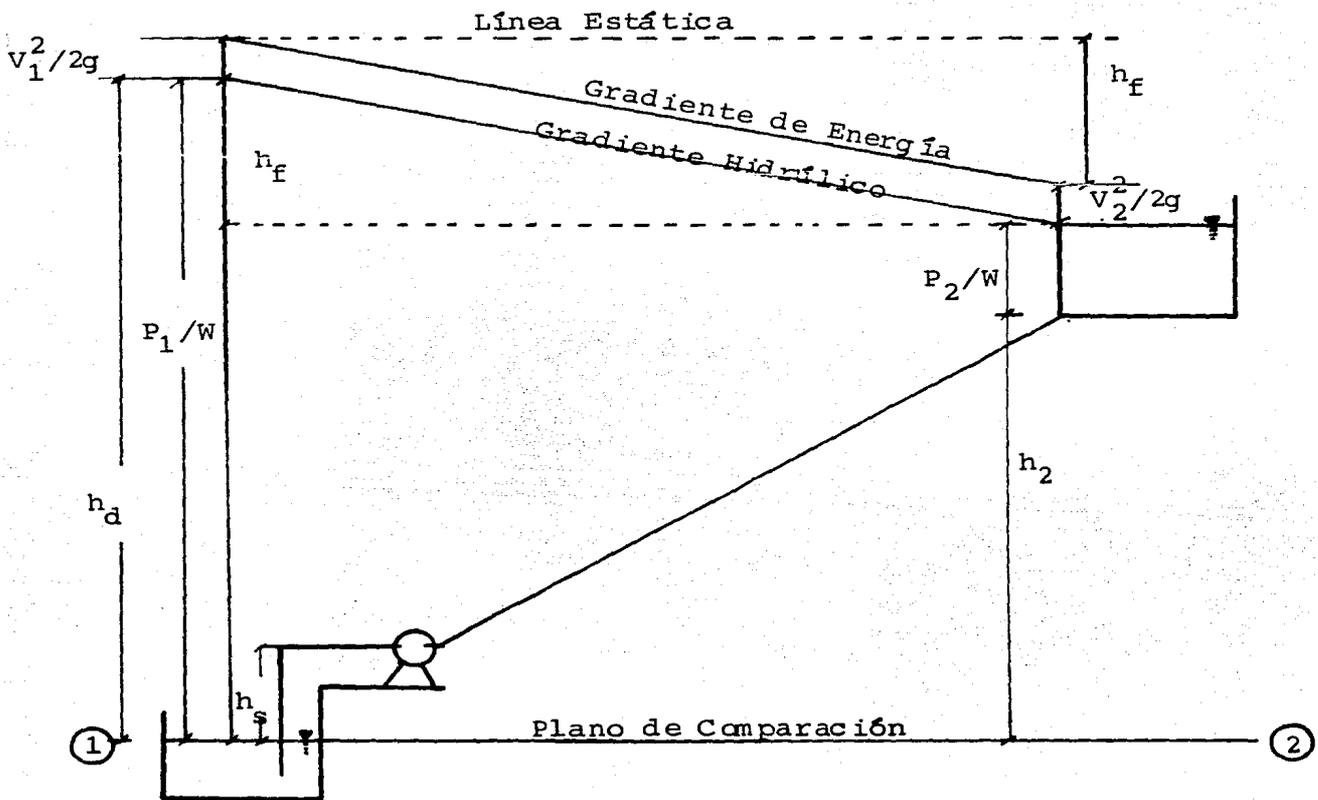


FIGURA 2.

se tiene

$$h_1 = 0 \quad \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

en líneas largas se puede despreciar $\frac{V_2^2}{2g}$ por lo tanto tendremos:

$$\frac{P_1}{W} = h_2 + \frac{P_2}{W} + h_f$$

Carga dinámica de bombeo: h_{fs} = pérdida por fricción en la succión.

$$h_d = \frac{P_1}{W} + h_{fs} + \frac{V_s^2}{2g} \quad \frac{V_s^2}{2g} = \text{carga de velocidad en la succión.}$$

También se puede despreciar $V_s^2 / 2g$

$$H = z_2 + \frac{P_2}{W} + h_f + h_{fs}$$

La potencia del equipo de bombeo está dada por la siguiente fórmula

$$P = \frac{QH}{76N}$$

Donde:

P = Potencia del equipo de bombeo en Horse-Power (HP)

Q = Gasto en lts/s.

H = Carga dinámica de bombeo en m.

N = Eficiencia del equipo de bombeo, la cual es proporcionada por el fabricante.

Pérdidas Locales o Menores.

Se valúan considerando que el flujo es turbulento; su magnitud se expresa como una proporción de la carga de velocidad media aguas abajo o aguas arriba de donde se produce la pérdida. La fórmula general para valuar las pérdidas está dada por

$$h_1 = K_1 \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

h_1 = Pérdidas locales o menores (m)

K_1 = Coeficiente experimental sin dimensiones, que depende en general del tipo de pérdida que se trate, número de Reynolds y rugosidad de la tubería.

A continuación se mencionarán algunas de las pérdidas locales más importantes, que suelen presentarse en el diseño de una línea de conducción.

Pérdida por entrada

Pérdida por ampliación

Pérdida por reducción

Pérdida por cambio de dirección

Pérdida en uniones y bifurcaciones

Pérdida por salida

Pérdida por válvulas.

Como anteriormente se mencionó, en el diseño de líneas de conducción este tipo de pérdidas locales puede ser despreciado, debido a las grandes longitudes de las mismas, considerándose exclusivamente el valor de las pérdidas por fricción ocasionadas por la tubería.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, recomienda en el cálculo del diámetro económico de una línea de conducción se considere un porcentaje de 5% de las pérdidas por fricción en la tubería.

Por otra parte en lo referente a las pérdidas por válvulas, los coeficientes varían de acuerdo con el tipo; para distintas posiciones, deben ser proporcionadas por los fabricantes.

Para válvulas de compuerta tanto los coeficientes de pérdida " K_1 ", así como la relación del área abierta, al área total del conducto varían de acuerdo con la Tabla 1, válida para $D = 50$ mm, la Tabla 2 sirve para seleccionar el coeficiente K_1 de pérdida

T A B L A 1.

Diámetro Igual a 50 mm.

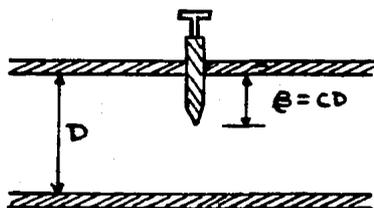


FIGURA 3.

C	K_1	A/A_0
1/8	0.07	0.949
2/8	0.26	0.856
3/8	0.81	0.740
4/8	2.06	0.609
5/8	5.52	0.466
6/8	17.00	0.315
7/8	97.80	0.159
31/32	159.00	-----

T A B L A 2.

Diámetro Menor o Mayor de 50 mm.

D mm		25	100	150	300	900
Valores de C	0.95	-	-	850	680	-
	0.90	-	-	215	165	-
	0.80	-	-	47	35	28
	0.75	32	16	-	-	-
	0.70	-	-	16	12	9
	0.60	-	-	7	5.5	4.0
	0.50	4.1	2.6	3.3	2.7	1.8
	0.40	-	-	1.7	1.3	-
	0.30	-	-	1.05	0.65	-
	0.25	0.23	0.14	-	-	-
	0.20	-	-	0.68	0.29	-
	0	0.23	0.14	-	-	-

Para válvulas esféricas, se requiere estimar el ángulo de abertura (Tabla 3). Para válvulas de mariposa K_1 se obtiene de la Tabla 4. Si está completamente abierta, el coeficiente se deduce de:

$$K_1 = \frac{t}{D} = \frac{\text{Espesor de la Hoja}}{\text{Diámetro}}$$

T A B L A 3.

θ	K_1	A/A_0
5	0.05	0.926
10	0.29	0.850
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.10	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.30	0.385
45	31.20	0.315
50	52.60	0.250
55	106.00	0.190
60	206.00	0.137
65	486.00	0.091
82	-	0.

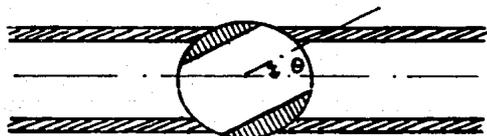


FIGURA 4.

T A B L A 4.

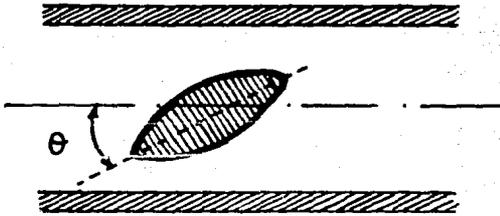


FIGURA 5.

θ	K_1	A/A_0
5	0.24	0.913
10	0.52	0.826
15	0.90	0.741
20	1.54	0.658
25	2.51	0.577
30	3.91	0.500
35	6.92	0.426
40	10.80	0.357
45	18.70	0.293
50	32.60	0.234
55	58.80	0.181
60	118.00	0.124
65	256.00	0.094
70	751.00	0.060
90	∞	0

Para compuerta radial en una tubería, que controle la descarga a presión, el coeficiente de pérdida, según Abeljew, es función de la relación ϕ/ϕ_0 o de b/w (mostrada en la Tabla 5).

Para compuertas deslizantes, el coeficiente de pérdida es función

TABLA 5.

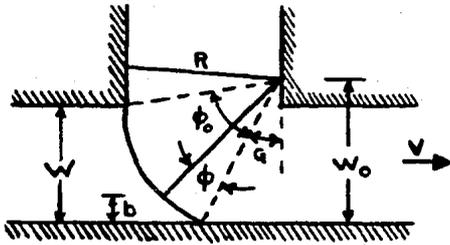
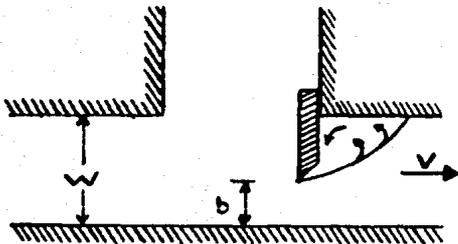
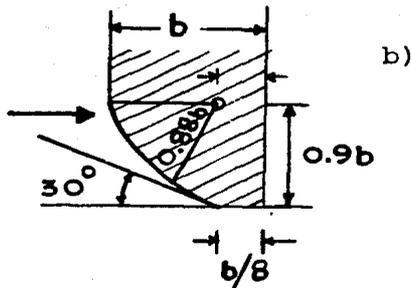


FIGURA 6.

ϕ/ϕ_0	b/W	K_1
0.10	0.07	128.00
0.20	0.15	30.20
0.30	0.24	12.20
0.40	0.34	6.03
0.50	0.43	3.23
0.60	0.54	1.79
0.70	0.65	0.99
0.80	0.77	0.56
0.90	0.86	0.36
0.95	0.94	0.31
1.00	1.00	0.30



a)



b)

TABLA 6.

b/W	K Canto Afilado	K Canto Redondo
0.1	186.50	-
0.2	44.10	23.20
0.3	17.80	10.60
0.4	8.68	4.95
0.5	4.57	2.70
0.6	2.48	1.48
0.7	1.31	0.96
0.8	0.68	0.58
0.9	0.38	0.36
1.0	0.30	0.24

FIGURA 7.

TABLA 7.

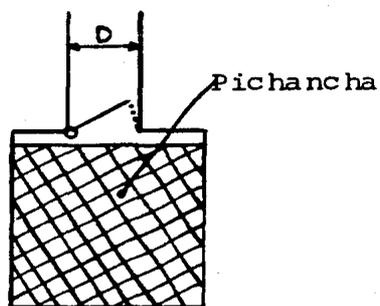


FIGURA 8.

D, en m	K	D, en m	K
0.040	12.9	0.20	5.2
0.050	10.0	0.25	4.4
0.065	8.8	0.30	3.7
0.080	8.0	0.35	3.4
0.100	7.0	0.40	3.1
0.125	6.5	0.45	2.8
0.150	6.0	0.50	2.5

TABLA 8.

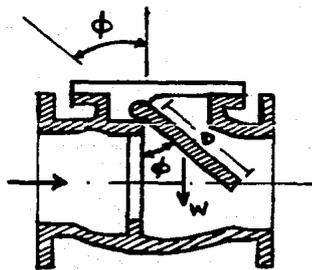
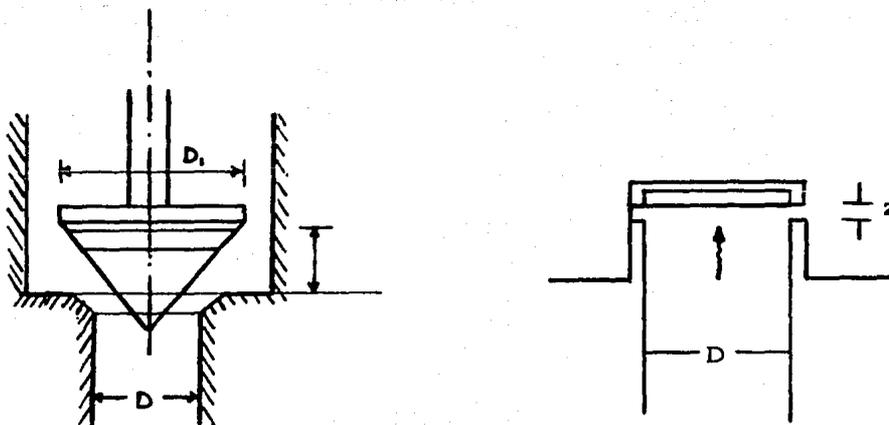


FIGURA 9.

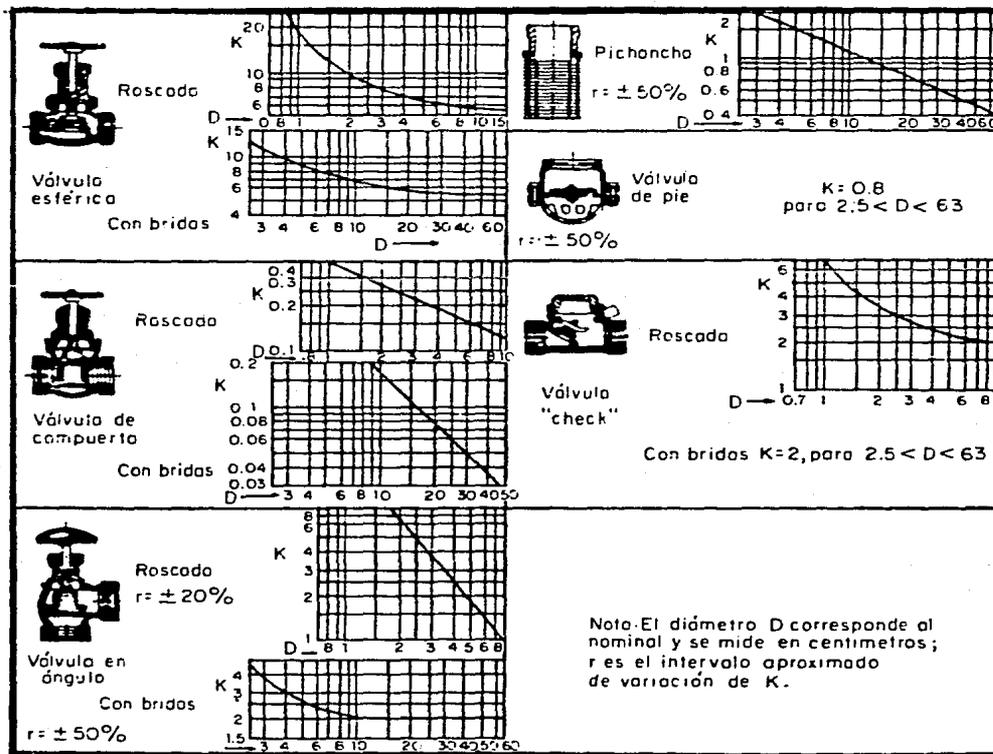
D en m	K
0.050	18.0
0.075	11.0
0.100	8.0
0.150	6.5
0.200	5.5
0.250	4.5
0.300	3.5
0.350	3.0
0.400	2.5
0.500	0.8



Cónica

Plana

FIGURA 10.



Coefficientes de pérdida para válvulas completamente abiertas.

FIGURA 11.

de la relación b/w y de la forma del lado inferior de la compuerta (Tabla 6).

Para válvulas de pies, con pichanca completamente abierta, el coeficiente se valúa en función del diámetro. El valor del coeficiente correspondiente en la pichanca, se estima con:

$$K_1 = (0.675 \text{ a } 1.575) \left(\frac{A}{A_c}\right)^2$$

donde A corresponde al área del tubo y A_c al área neta (únicamente las perforaciones de la pichanca) (Tabla 7).

Para válvula check o de retención completamente abierta o parcialmente abierta, el coeficiente de pérdida es función del diámetro o de la abertura (como se indica en la Tabla 8)

Para válvulas de alivio se emplea la ecuación

$$K_1 = 2.6 - 0.8 \frac{D}{z} + 0.14 \left(\frac{D}{z}\right)^2$$

donde z = apertura de la válvula.

Si la válvula de alivio es plana, se utiliza

$$K_1 = 0.6 + 0.15 \left(\frac{D}{z}\right)^2$$

Para válvulas de pequeño diámetro totalmente abiertas, los coeficientes de pérdida son los mostrados en el Cuadro No. 1. Para válvulas de aguja, en posición abierta total, se utiliza la ecuación

$$Q \text{ Máx.} = C_d \frac{D^2}{4} \sqrt{2gH}$$

Donde:

C_d = Coeficiente de gastos, igual a 0.58

D = Diámetro a la entrada de la válvula, en m.

H = Energía total antes de la válvula

Si el diámetro de la válvula de aguja (del lado de la descarga) es $0.833D$ el valor de $C_d = 0.503$.

En el cálculo de la sobrepresión por Golpe de Ariete, para la selección del diámetro económico de una línea de conducción, la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología y algunos fabricantes de tubería (Asbestolit), consideran que la válvula de alivio absorberá el 80% de la sobrepresión, ocasionada por el fenómeno de Golpe de Ariete, mientras que la tubería tendrá que absorber el otro 20% restante.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), ha implementado una tabla para el cálculo del diámetro económico para líneas de conducción, de la cual daremos una descripción del proceso de cálculo:

La determinación del diámetro económico en una tubería, consiste en balancear el costo de la energía de bombeo anual, con el costo anual de las instalaciones, en las que se incluyen los gastos de conservación, interés de capital y amortización. Se debe realizar el estudio para una serie de diámetros, entre los que se presume se encuentra el buscado.

Para reducir el número de cálculos, puede utilizarse como guía el análisis de diámetros mayores y menores del que resulte de considerar una velocidad de 1 m/s, para el caudal de diseño o mediante la fórmula $d = 1.5 \sqrt{Q}$.

Cada uno de los diámetros así fijados nos dará un costo de instalación, en el que se incluye el costo de tubería, excavaciones, rellenos, etc., y un costo de energía eléctrica, que al comparar cada uno de los diámetros, nos dará que el del menor costo es el diámetro económico.

Procedimiento para determinar el Diámetro Económico

- 1.- Cálculo de los diámetros posibles entre el que se encuentra el diámetro económico, en base a considerar una velocidad de 1 m/s, o mediante la fórmula $d = 1.5 \sqrt{Q}$ en l.p.s., en base al diámetro obtenido se hacen los cálculos para éste y para el diámetro inmediato superior e inferior.
- 2.- Conocidos el gasto y la longitud de la línea, se escoge el ---

tipo de tubería a emplearse (asbesto-cemento, P.V.C., acero, etc.) y se calculan las pérdidas por fricción para cada uno de los diámetros escogidos, mediante la fórmula de Manning y la carga dinámica total ($h_f + 5\% h_f +$ desnivel topográfico + tirante + etc.).

- 3.- Conocido el gasto, la carga dinámica total y la eficiencia (N) del equipo de bombeo escogido, se calcula el caballaje o potencia de éste, para cada uno de los diámetros escogidos, mediante la fórmula

$$P = \frac{QH}{76N}$$

- 4.- Se escoge la capacidad de carga a presión interior de la tubería en base a la presión estática de la tubería.
- 5.- Se calcula la sobrepresión por Golpe de Ariete, en base a la fórmula

$$h = \frac{145V}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ee}}}$$

- 6.- Se suman la presión estática que soportará la tubería más la sobrepresión por Golpe de Ariete que soportará la tubería (20% h si se usa válvula de alivio y 100% si no), las sumas de éstas, nos dan la presión máxima a la que estará sujeta la tubería y en base a ésta se checará la capacidad de carga de la tubería seleccionada.

Si la suma de la presión estática más la sobrepresión es menor, que la presión de trabajo de la tubería, la tubería escogida es la correcta, en caso contrario, se escogerá otra tubería que soporte una presión de trabajo mayor y se volverán a calcular los pasos 5 y 6, hasta que se cumpla esta condición.

7.- Se elabora el presupuesto de cada una de las líneas de conducción, considerando los principales elementos que lo conforman como son (excavaciones de material, plantilla apisonada, instalación junteo y prueba de tubería, rellenos, atraques y --- costo de tubería).

8.- Se calcula el costo anual de bombeo de la siguiente manera:

a) Se convierten los H.P. determinados en el paso 3 a Kilo-watt-hora.

$$\text{KWh} = \text{H.P.} \times 0.7457$$

b) Se calcula el costo por hora de bombeo para cada equipo, en base al precio fijado por la Comisión Federal de Electricidad, dependiendo de la localidad en donde se realizará la obra.

c) Se calcula el costo anual de bombeo, multiplicando el -- costo por hora de bombeo, por el número de horas que trabajará en el año, así para bombeo de 24 hrs., los 365 -- días del año, serían 8,760 hrs.

$$\text{Cargo anual de bombeo} = \text{Costo/hora de bombeo} \times 8,760\text{hrs.}$$

9.- Se calcula la amortización anual para el costo total de conducción, mediante la fórmula de interés compuesto. Esto es debido a que las obras de conducción por lo general se construyen con financiamiento bancario, los cuales utilizan la fórmula de amortización en base al interés compuesto o sobre saldos insolutos, su expresión matemática es la siguiente

$$F = \frac{i}{1 - \frac{1}{(1+i)^n}}$$

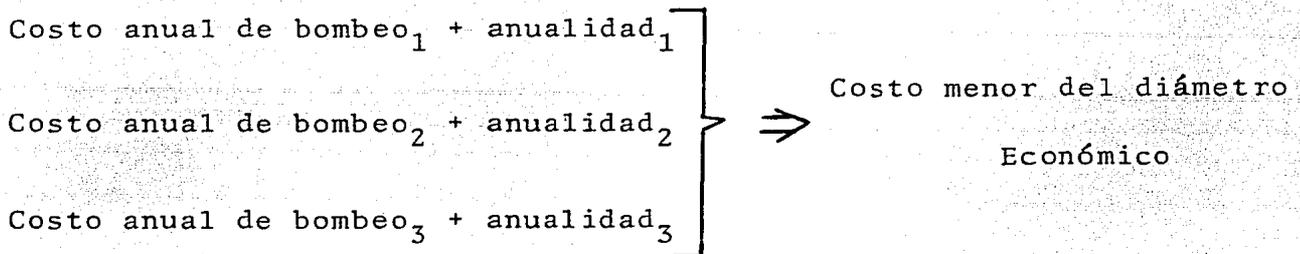
F = Factor de amortización

i = Interés

n = Número de años

Amortización Anual = F x Costo Total de Conducción.

10.- Finalmente se suman los costos anuales de bombeo, más la anualidad por conducción para cada una de las líneas de conducción y se comparan, teniendo que resultar el costo analizado intermedio más económico, en cuyo caso será el diámetro económico, en caso de no resultar así, se seleccionará otra tubería para analizarla repitiendo todos los pasos



5.3.- Selección del Diámetro Económico.

ALTERNATIVA I.

Del Cróquis de localización No. 1, correspondiente a el plantea---
miento de la Alternativa I, procederemos a la selección del diáme---
tro más económico, para las nuevas tuberías propuestas en esta Al---
ternativa y realizaremos el análisis hidráulico con las nuevas con---
diciones planteadas para las tuberías existentes.

Tomando como base la tabla elaborada por SEDUE, para el cálculo de
diámetro económico, procederemos a seleccionar la tubería más ade---
cuada. Debido a que la nueva línea de conducción tendrá derivacio---
nes en su trayecto, será necesario realizar el análisis de la tube---
ría por tramos, hasta el tanque de descarga final.

Ya que el cálculo del diámetro económico se efectuara en forma si---
milar para todos los tramos intermedios, sólo presentaremos en el
presente estudio el análisis del primer y último tramo de la línea
de conducción.

Para el caso de la selección de la tubería en las derivaciones pre---
sentaremos, sólo un análisis ya que el procedimiento de cálculo es
el mismo para las demás derivaciones.

De igual forma se procederá para analizar las Alternativas II y ---
III, presentándose un resumen de Presupuesto Comparativo de estas---

tres Alternativas.

Derivación al Tanque No. I.

Gasto = 14.2 l.p.s.

Longitud de la tubería = 520 m.

Cota de terreno en el punto de derivación = 67.00 m.s.n.m.

Carga disponible en el punto de derivación = 38.47 m.

Cota de descarga en el tanque = 92.50 m.

Cota piezométrica en el punto de derivación = 67.00 + 38.47 = 105.47 m.s.n.m.

Carga total a perder = 105.47 - 92.50 = 12.97 m.

Pérdida en la válvula de flotador 4" \emptyset = 1.10 m.

Carga neta a perder en la tubería $h = \frac{12.97 - 1.1}{1.05} = 11.30$ m.

Para perder 11.30 m. de presión se propone combinar tubería de A-C de 150 mm (6") \emptyset y 100 mm. (4") \emptyset iniciando con 150 mm. (6") \emptyset .

$\emptyset_1 = 6''$; $S_1 = K_1 Q^2 = 23.439885 (0.0142)^2 = 0.0047$; $V_1 = QA_1 = \dots$
0.78 m/seg.

$\emptyset_2 = 4''$; $S_2 = K_2 Q^2 = 203.755 (0.0142)^2 = 0.0411$; $V_2 = QA_2 = \dots$
1.75 m/seg.

$$L_1 = \frac{h - S_2 L}{S_1 - S_2} = \frac{11.30 - 0.0411 (520)}{0.0047 - 0.0411} = 277 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{h - S_1 L}{S_2 - S_1} = \frac{11.30 - 0.0047 (520)}{0.0411 - 0.0047} = 243 \text{ m.}$$

$$h_1 = K_1 L_1 Q^2 = 23.439885 \times 277 (0.0142)^2 = 1.31 \text{ m.}$$

$$h_2 = K_2 L_2 Q^2 = 203.755 \times 243 (0.0142)^2 = 9.99 \text{ m.}$$

Cálculo de la Línea Existente de 200 mm. (8") \emptyset para un gasto de -
30 l.p.s.

Gasto = 30 l.p.s.

Longitud de la tubería = 5,000 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 94.1 m.

Pérdida por la válvula de flotador 6" \emptyset = 0.61 m.

Desnivel topográfico = 94.1 + 0.61 - 9.42 = 85.29 m.

Velocidad = 0.92 m/seg.

Pérdida por fricción.

$$h_f = K_L Q^2 = 6.115053 \times 5000 (0.03)^2 = 27.52 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%)

$$5\% h_f = 0.05 \times 27.52 = 1.38 \text{ m.}$$

Carga normal de operación

$$h_f + 5\% h_f + D.T. = 27.52 + 1.38 + 85.29 = 114.19 \text{ m.}$$

Sobrepresión por golpe de ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 108.77 \text{ m.}$$

80% h = 87.02 m. Sobrepresión absorbida por válvula

20% h = 21.75 m. = Sobrepresión absorbida por tubería

$$H_{\text{total}} = 114.19 + 21.75 = 135.94 \text{ m.}$$

Cálculo de la Línea Existente de 150 mm. (6") \emptyset con un Recorrido - de 2,050 m. para un Gasto de 23.2 l.p.s. (Ver Croquis).

Gasto = 23.2 l.p.s.

Longitud de la tubería existente = 2,050 m.

Longitud de la tubería de proyecto = 90 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de terreno en la derivación = 82.0 m.s.n.m.

Pérdidas en la válvula de flotador 6" \emptyset = 0.60 m.

Elevación piezométrica en el punto 12 = 94.79 m.

Desnivel topográfico entre 1 - 12 + 94.79 - 9.42 = 85.37 m.

Desnivel topográfico entre 12 - 3 = 92.5 + 0.60 - 82 = 11.10 m.

Velocidad = 1.27 m/seg.

Pérdidas por fricción

$$h_{f_{3-12}} = 23.439885 \times 90 (0.0232)^2 = 1.14 \text{ m}$$

$$h_{f_{12-1}} = 28.362261 \times 2050 (0.0232)^2 = 31.29 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%).

$$5\% h_{f_{3-12}} = 0.05 \times 1.14 = 0.05 \text{ m.}$$

$$5\% h_{f_{12-1}} = 0.05 \times 31.29 = 1.56 \text{ m.}$$

Carga normal de operación

Tramo 3-12

$$h_f + 5\% h_f + \text{D.T.} = 1.14 + 0.05 + 11.10 = 12.29 \text{ m.}$$

Tramo 12-1

$$h_f + 5\% h_f + \text{D.T.} = 31.29 + 1.56 + 85.37 + 118.22 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 \text{ V}}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 152.92 \text{ m.}$$

$$20\% h = 30.58 \text{ m.}$$

$$H_{\text{total}} = 161.09 \text{ m.}$$

Rebombeo a Tanque Elevado.

$$\text{Gasto} = 10.4 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Longitud de la tubería} = 226 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de plantilla de la bomba} = 91.6 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de descarga en el tanque} = 107.70 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida por la válvula de flotador } 4'' \varnothing = 0.60 \text{ m.}$$

$$\text{Desnivel topográfico} = 107.70 + 0.60 - 91.6 = 16.70 \text{ m.}$$

Pérdidas por fricción

$$h_f = K_L Q^2 = 203.755 \times 226 (0.0104)^2 = 4.98 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%)

$$5\% h_f = 0.05 \times 4.98 = 0.25 \text{ m.}$$

Carga normal de operación

$$h_f + 5\% h_f + \text{D.T.} = 4.98 + 0.25 + 16.70 = 21.93 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 147.99 \text{ m.}$$

$$20\% h = 29.60 \text{ m.}$$

$$H_{\text{total}} = 21.93 + 29.60 = 51.53 \text{ m.}$$

Entrega en Bloque para el Sistema de Desarrollo Turístico (FONATUR)
a partir del Tanque de Regularización No. V.

$$\text{Gasto} = 110 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Longitud de la tubería} = 1,007 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de plantilla del tanque} = 91.6 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de terreno en el punto de entrega} = 58.2 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Velocidad} = 1.11 \text{ m/seg.}$$

Pérdidas por fricción

$$h_f = KLQ^2 = 0.255513 \times 1007 (0.11)^2 = 3.11 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%).

$$5\% h_f = 0.05 \times 3.11 = 0.16 \text{ m.}$$

Pérdidas totales

$$h_{f_t} = h_f + 5\% h_f = 3.11 + 0.16 = 3.27 \text{ m.}$$

Diámetro Nom.		Area en m ²	Costo en m ² /seg	Velocidad en m/seg	Long. Línea en m.	l ²	Coef. fricción Manning n	Constante de Manning (K)	Pérdida Pícdica h _f = LQ ⁵ /K en m.	5 % h _f Otras poid.	h _t = h _f + % h _f + D.T. = 46.04	Q en l.p.s.	75%	K.P. = 75%
mm.	Pulg.	(A)	(Q)	(V)	(L)	(l ²)	(n)	(K)	(h _f)	(h _t)	(Q)	(75%)	(K.P.)	
500	20	0.2026	0.2131	1.05	2175	0.046	0.01	0.03813	3.79	0.19	100.02	21,374.27	57	375
450	18	0.1641	0.2131	1.30	2175	0.046	0.01	0.066882	6.64	0.33	103.01	22,013.24	57	386
400	16	0.1217	0.2131	1.76	2175	0.046	0.01	0.179657	17.84	0.89	114.77	24,526.35	57	430

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería Kg/cm ²	Diám. Nom. (ø) cm.	Espesor pared de tubo (ø) cm.	V en m/seg.	148 V	E ₀	E ₁₀	$\frac{E_0}{E_1}$	$1 + \frac{E_0}{E_1}$	$\sqrt{1 + \frac{E_0}{E_1}}$	Sobrepresión m. h = $\frac{148V}{\sqrt{1 + \frac{E_0}{E_1}}}$	Sobrepresión absorbida por tubería R.P. = 80%	Sobrepresión absorbida por tubería 20% R	Carga anual (en m.)	Presión total 20% de carga normal de operación
A-14	50	5.5	1.05	152.25	1'033,500	2'090,000	0.495	1.495	1.223	121.39	97.11	24.28	100.02	124.30
A-14	45	5.0	1.30	188.50	930150	1'900,000	0.490	1.490	1.221	150.57	120.46	30.11	103.01	133.12
ACERO	40	6.35	1.76	255.20	826800	13'335,000	0.062	1.062	1.031	215.91	172.73	43.18	114.77	157.95

V = Velocidad inicial del agua (m/seg.) - E₀ = Módulo de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) - E₁ = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para esbaste cemento = 328 000, para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = 500 mm. (20") Clase A-14				Diámetro = 450 mm. (18") Clase A-14				Diámetro = 400 mm. (16") Clase ACERO			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase I	835	m ³	593.00	495,155.00	775	m ³	593.00	459,575.00	652	m ³	593.00	386,636.00
Excav. Mat. clase II	3341	m ³	317.00	1,059,097.00	3102	m ³	317.00	983,334.00	2610	m ³	317.00	827,370.00
Excav. Mat. clase III		m ³				m ³				m ³		
Plantilla apisonada	261	m ²	1187.00	309,807.00	250	m ²	1187.00	296,750.00	218	m ²	1187.00	258,366.00
Inst. janteo y prueba tubería	2175	m.	1777.00	3,864,975.00	2175	m.	1517.00	3,299,475.00	2175	m.	5102.00	11,096,850.00
Relleno compactado	1584	m ³	842.00	1,333,728.00	1468	m ³	842.00	1,236,056.00	1199	m ³	842.00	1,009,558.00
Relleno a volteo	1806	m ³	297.00	536,382.00	1733	m ³	297.00	514,701.00	1508	m ³	297.00	447,876.00
Altraques de concreto f'c=90		m ²				m ²				m ²		
Costo de tubería	2175	m.	32,389.00	70,446,075.00	2175	m.	26,974.00	58,668,450.00	2175	m.	48,100.00	104,617,500.00
Costo total de conducción	\$78'045,219.00				\$65'458,341.00				\$118'644,556.00			

RESUMEN

Presión de trabajo tubería Kg/cm ²	Diámetro nominal mm.	Pulg.	H.P. (1)	K.W.H. (2)	Costo por hora bombas \$ (3)	Carga anual de bombas \$ (4)	Costo total de conducción m.l. (5)	Carga anual de amortización (conducción) (15 años a 9% anual) (6)	Costo anual de bombas por operación de 365 días (7)
A-14	500	20	375	279.64	2941.81	25'770,255.00	78'045,219.00	9'682,607.00	35'452,862.00
A-14	450	18	386	287.84	3028.08	26'525,980.00	65'458,341.00	8'120,834.00	34'246,814.00
	400	16	430	320.65	3373.24	29'549,582.00	118'644,556.00	14'718,911.00	44'268,493.00

Costo del K.W.H. = \$ 10.50 (1) (2) (3) (4) (5) (6) (7)

NOTA: - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7)
Formato: Ing. Jesús Rubio Lópeez Revisó: Ing. Laura Raynosa Torres

ALTERNATIVA I.

RESUMEN DE SELECCION DE DIAMETRO ECONOMICO.

TRAMO	1 - 2	2 - 3		2 - 4	4 - 5		4 - 6		6 - 7		6 - 8		8 - 9		8 - 10
Q (l.p.s.)	213.7	14.2		199.5	23.1		176.4		45.1		131.3		15.3		116
Diámetro Ø (") (Pulgadas)	18	6	4	18	6	4	16		8	6	16		6	4	14
V (m/seg.)	1.30	0.78	1.75	1.22	1.27	2.85	1.36		1.39	2.47	1.01		0.84	1.89	1.17
L (m) Total	2175	520		725	365		1660		670		115		264		325
Clase Tubería	A-14	A-7	A-5	A-7	A-14		A-14	A-10	A-10		A-7		A-7		A-5
Espesor Tubo e (cm)	5.0	1.35	1.10	2.75	2.10	1.70	4.50	3.45	1.90	1.65	2.50		1.35	1.30	1.70
L (m) Parcial	2175	277	243	725	24	341	290	1370	23	647	115		24	240	325

ALTERNATIVA II.

Cálculo de la Línea Existente de 150 mm. (6") Ø Reforzada con Tubería del mismo Diámetro, Obtenido un Diámetro Equivalente de ---
200 mm. (8") Ø.

Gasto = 37.4 l.p.s.

Longitud de la tubería = 2,140 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 92.5 m.

Pérdida en la válvula de flotador 6" Ø = 0.95 m.

Desnivel topográfico = $92.5 + 0.95 - 9.42 = 84.03$ m.

Velocidad = 1.03 m/seg.

Pérdida por fricción.

$$h_f = 5.053771 \times 2140 (0.0374)^2 = 15.12 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%).

$$5\% h_f = 0.05 \times 15.12 = 0.76 \text{ m.}$$

Carga normal de operación.

$$h_f = 5\% h_f + \text{D.T.} = 15.12 + 0.76 + 84.03 = 99.91 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 121.77 \text{ m.}$$

$$20\% h_f = 24.35 \text{ m.}$$

Cálculo de la Línea Existente de 200 mm. (8") Ø para un Gasto de -
30 l.p.s.

Gasto = 30 l.p.s.

Longitud de la tubería = 5,000 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 94.1 m.

Pérdida por la válvula de flotador 6" Ø = 0.61 m.

Desnivel topográfico = 94.1 + 0.61 - 9.42 = 85.29 m.

Velocidad = 0.92 m/seg.

Pérdidas por fricción.

$$h_f = K L Q^2 = 6.115053 \times 5000 (0.03)^2 = 27.52 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%).

$$5\% h_f = 0.05 \times 27.52 = 1.38 \text{ m.}$$

Carga normal de operación

$$h_f + 5\% h_f + D.T. = 27.52 + 1.38 + 85.29 = 114.19 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 108.77 \text{ m.}$$

$$20\% h = 21.75 \text{ m.}$$

Derivación al Tanque No. II.

$$\text{Gasto} = 45.1 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Longitud de la tubería} = 670 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de terreno en el punto de derivación} = 48.50 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Carga disponible en el punto de derivación} = 48.13 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de descarga en el tanque} = 53.0 \text{ m.}$$

$$\text{Cota piezométrica en el punto de derivación} = 48.50 + 48.13 = 96.63 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Carga total a perder} = 96.63 - 53.0 = 43.63 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdidas en la válvula de flotador 4" } \emptyset = 11.0 \text{ m.}$$

$$\text{Carga neta a perder en la tubería } h = \frac{43.63 - 11.0}{1.05} = 31.08 \text{ m.}$$

Para perder 31.08 m. de presión se propone combinar tubería de A-C de 200 mm. (8") \emptyset y 150 mm. (6") \emptyset iniciando con 200 mm. (8") \emptyset .

$$\emptyset_1 = 8"; S_1 = K_1 Q^2 = 5.053771 (0.0451)^2 = 0.0103; V_1 = QA_1 = 1.39 \text{ m/seg.}$$

$$\emptyset_2 = 6"; S_2 = K_2 Q^2 = 23.439885 (0.0451)^2 = 0.0477; V_2 = QA_2 = 2.47 \text{ m/seg.}$$

$$L_1 = \frac{h - S_2 L}{S_1 - S_2} = \frac{31.08 - 0.0477 (670)}{0.0103 - 0.0477} = 23 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{h - S_1 L}{S_2 - S_1} = \frac{31.08 - 0.0103 (670)}{0.0477 - 0.0103} = 647 \text{ m.}$$

$$h_1 = K_1 L_1 Q^2 = 5.053771 \times 23 (0.0451)^2 = 0.24 \text{ m.}$$

$$h_2 = K_2 L_2 Q^2 = 23.439885 \times 647 (0.0451)^2 = 30.84 \text{ m.}$$

Rebombero a Tanque Elevado.

Gasto = 10.4 l.p.s.

Longitud de la tubería = 4m.

Cota de plantilla de la bomba = 91.6 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 106.30 m.

Pérdida por la válvula de flotador 4" Ø = 0.60 m.

Desnivel topográfico = 106.30 + 0.60 - 91.6 = 15.30 m.

Pérdidas por fricción.

$$h_f = KLQ^2 = 203.755 \times 4 (0.0104)^2 = 0.09 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%)

$$5\% h_f = 0.05 \times 0.09 = 0.004 \text{ m.}$$

Carga normal de Operación.

$$h_f + 5\% h_f + D.T. = 0.09 + 0.004 + 15.30 = 15.39 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{Ead}{E_t e}}} = 147.98 \text{ m.}$$

$$20\% h = 29.60 \text{ m.}$$

$$H_{total} = 15.39 + 29.60 = 44.99 \text{ m.}$$

Diámetro Nom. mm.	Pulg.	Area en m ² (A)	Gasto en m ³ /seg. (Q)	Velocidad en m/seg. (V)	Long. Línea en m. (L)	(L ²)	Cost. fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida de carga h _f = 10 ⁴ K en m.	5% de Otras pérd.	h _f = h _f + % h _f + D.T. = 94.02	h _f (0 en l.p.a.)	75% η = 75%	Q ₁ N.P. 75%
500	20	0.20258	0.1995	0.98	2900	0.04	0.01	0.03813	4.40	0.22	98.64	19,678.68	57	345.2
450	18	0.16409	0.1995	1.22	2900	0.04	0.01	0.066882	7.72	0.39	102.13	20,314.94	57	357.5
400	16	0.12130	0.1995	1.64	2900	0.04	0.01	0.179657	20.74	1.04	115.88	23,102.10	57	405.3

GOLPE DE ARIETE

Proceso de trabajo de la tubería h _f /m ²	Diám. Nom. (d) en cm.	espesor paredes tubo (t) en cm.	V en m/seg.	148V	E ₁	E ₂	E _d E ₁	E _d E ₁	√ E _d E ₁	Subpresión m. 148V E ₁	Subpresión máxima por válvula R.P. = 80%	Subpresión máxima 20% η	Carga normal (en m.)	Prueba final 20% η de operación
A-14	50	5.5	0.98	142.1	1'033500	1'804000	0.573	1.573	1.254	113.30	90.64	22.66	98.64	121.28
A-14	45	5.0	1.22	176.9	930150	1'640000	0.567	1.567	1.252	141.30	113.04	28.26	102.13	130.39
ACERO	40	6.35	1.64	237.8	826800	2'082800	0.397	1.397	1.182	201.19	160.95	40.24	115.88	156.04

V = Velocidad inicial del agua (m/seg.) - E₁ = Módulo de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) - E₂ = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para acero = 328 000, para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = 500 mm. (20") Clase A-14				Diámetro = 450 mm. (18") Clase A-14				Diámetro = 400 mm. (16") Clase ACERO			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase I	1114	m ³	593. ⁰⁰	660,602. ⁰⁰	1034	m ³	593. ⁰⁰	613,162. ⁰⁰	870	m ³	593. ⁰⁰	515,910. ⁰⁰
Excav. Mat. clase II	4454	m ³	317. ⁰⁰	1,411,918. ⁰⁰	4135	m ³	317. ⁰⁰	1,310,795. ⁰⁰	3480	m ³	317. ⁰⁰	1,103,160. ⁰⁰
Excav. Mat. clase III	—	m ³	—	—	—	m ³	—	—	—	m ³	—	—
Plantilla apisonada	348	m ²	1187. ⁰⁰	413,076. ⁰⁰	334	m ²	1187. ⁰⁰	396,458. ⁰⁰	290	m ²	1187. ⁰⁰	344,230. ⁰⁰
Inst. junteo y prueba tubería	2900	m.	1777. ⁰⁰	5,153,300. ⁰⁰	2900	m.	1517. ⁰⁰	4,399,300. ⁰⁰	2900	m.	5102. ⁰⁰	14,795,800. ⁰⁰
relleno compactado	2113	m ³	842. ⁰⁰	1,779,146. ⁰⁰	1958	m ³	842. ⁰⁰	1,648,636. ⁰⁰	1599	m ³	842. ⁰⁰	1,346,358. ⁰⁰
relleno a volteo	2408	m ³	297. ⁰⁰	717,176. ⁰⁰	2310	m ³	297. ⁰⁰	686,070. ⁰⁰	2011	m ³	297. ⁰⁰	597,261. ⁰⁰
Atraques de concreto f'c = 90	—	m ³	—	—	—	m ³	—	—	—	m ³	—	—
Costo de tubería	2900	m.	32,389. ⁰⁰	93,928,100. ⁰⁰	2900	m.	26,974. ⁰⁰	78,224,600. ⁰⁰	2900	m.	48,100. ⁰⁰	139,490,000. ⁰⁰
Costo total de conducción	\$ 104'061,318. ⁰⁰				\$ 87'279,021. ⁰⁰				\$ 158'192,725. ⁰⁰			

RESUMEN

Presión de trabajo tubo Kg/cm ²	Diámetro nominal		N.P. ①	K.W.B. ②	Costo por hora bomba \$ ③	Carga anual de bomba \$ ④	Costo total de conducción m.l. ⑤	Carga anual de amortización (conducción) (15 años al 9% anual) ⑥	Costo anual de bomba por operación de 365 días ⑦
	mm.	Pulg.							
140	500	20	345.2	257.4	2702.70	23'615,652. ⁰⁰	104'061,318. ⁰⁰	12'904,731. ⁰⁰	36'580,383. ⁰⁰
140	450	18	357.5	266.6	2799.30	24'521,868. ⁰⁰	87'279,021. ⁰⁰	10'827,738. ⁰⁰	35'349,606. ⁰⁰
140	400	16	405.3	302.2	3173.10	27'796,356. ⁰⁰	158'192,725. ⁰⁰	19'625,213. ⁰⁰	47'421,569. ⁰⁰

Costo del K.W.B. = \$ 10.50 ③ = ① × 0.7487 ④ = ② × \$ 10.50 ⑤ = ③ × ② × 3760 ⑥ = ⑤ × ③ × ②

NOTA: — El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna ⑦
Formuló: Ing. Jesús Robles Lázaro Revisó: Ing. Laura Rayson Torres

AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO
EN LINEAS DE CONDUCCION

OBRA:

TRAMO 6-8 ALTERNATIVA II

CALCULO:

FECHA:

REVISO:

FECHA:

Diámetro Nom. mm.	Pulg.	Area en m ² (A)	Costo en m ² /seg (Q)	Velocidad en m/seg (V)	Long. Línea en m. (L)	(Q ²)	Cost. fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida fricción h _f = LQ ² /K en m.	5% de Otras pérd.	h _f + h _p + % h _f + D.T = 31.35	Q ₁ (l o en l.p.s.)	70% η = 75%	Q ₁ HP = 70%
400	16	0.12965	0.116	0.89	325	0.013	0.01	0.125349	0.55	0.03	31.93	3703.88	57	65.0
350	14	0.09726	0.116	1.17	325	0.013	0.01	0.255513	1.12	0.06	32.53	3773.48	57	66.2
300	12	0.07293	0.116	1.59	325	0.013	0.01	0.581383	2.54	0.13	34.02	3946.32	57	69.2

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diám. Nom. (d) cm.	espesor paredes de tubo (e) cm.	V en m/seg.	148 V	E ₀	E ₁	$\frac{E_0}{E_1}$	$1 + \frac{E_0}{E_1}$	$\sqrt{1 + \frac{E_0}{E_1}}$	Sobrepresión m. h = $\frac{V^2}{g} \cdot \frac{E_0}{E_1}$	Sobrepresión observada por válvula R.P. = 80%	Sobrepresión observada por tubería 20% h	Carga normal (en m.)	Presión total de normal de operación
A-5	40	1.90	0.89	129.05	826800	623200	1.327	2.327	1.525	84.60	67.80	16.92	31.93	48.85
A-5	35	1.70	1.17	169.65	723450	557600	1.297	2.297	1.516	111.92	89.54	22.38	32.53	54.91
A-3	30	1.90	1.59	230.55	620100	623200	0.995	1.995	1.413	163.22	130.58	32.64	34.02	66.66

V = Velocidad inicial del agua (m/seg) - E₀ = Módulo de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) - E₁ = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para asbesto cemento = 328 000, para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = 400 mm. (16") Clase A-5				Diámetro = 350 mm. (14") Clase A-5				Diámetro = 300 mm. (12") Clase A-3			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase I	98	m ³	593. ⁰⁰	58,114. ⁰⁰	81	m ³	593. ⁰⁰	48,033. ⁰⁰	75	m ³	593. ⁰⁰	44,475. ⁰⁰
Excav. Mat. clase II	390	m ³	317. ⁰⁰	123,630. ⁰⁰	328	m ³	317. ⁰⁰	103,976. ⁰⁰	298	m ³	317. ⁰⁰	94,466. ⁰⁰
Excav. Mat. clase III		m ³				m ³				m ³		
Plantilla episonada	33	m ³	1187. ⁰⁰	39,171. ⁰⁰	29	m ³	1187. ⁰⁰	34,423. ⁰⁰	28	m ³	1187. ⁰⁰	33,236. ⁰⁰
Inst. juntas y prueba tubería	325	m.	694. ⁰⁰	225,550. ⁰⁰	325	m.	665. ⁰⁰	216,125. ⁰⁰	325	m.	622. ⁰⁰	202,150. ⁰⁰
Releño compactado	179	m ³	842. ⁰⁰	150,718. ⁰⁰	153	m ³	842. ⁰⁰	128,826. ⁰⁰	139	m ³	842. ⁰⁰	117,038. ⁰⁰
Releño a volteo	225	m ³	297. ⁰⁰	66,825. ⁰⁰	188	m ³	297. ⁰⁰	55,836. ⁰⁰	178	m ³	297. ⁰⁰	52,866. ⁰⁰
Atroques de concreto f'c=90		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería	325	m.	10,430. ⁰⁰	3,389,750. ⁰⁰	325	m.	8,468. ⁰⁰	2,752,100. ⁰⁰	325	m.	7,350. ⁰⁰	2,388,750. ⁰⁰
Costo total de conducción (C)				\$ 4,053,758. ⁰⁰				\$ 3,339,319. ⁰⁰				\$ 2,932,981. ⁰⁰

RESUMEN

Presión de trabajo tubería kg/cm ²	Diámetro nominal mm.	Pulg.	H.P. (1)	K.W. b. (2)	Costo por hora bomba \$ (3)	Carga anual de bomba \$ (4)	Costo total de conducción m.l. (5)	Carga anual de amortización (conducción) (6) (15 años al 9% anual)	Costo anual de bomba para operación de 365 días (7)
50	400	16	65.0	48.47	508.94	4'458,314. ⁰⁰	4'053,758. ⁰⁰	502,905. ⁰⁰	4'961,219. ⁰⁰
50	350	14	66.2	49.37	518.39	4'541,096. ⁰⁰	3'339,319. ⁰⁰	414,272. ⁰⁰	4'955,368. ⁰⁰
50	300	12	69.2	51.60	541.80	4'746,168. ⁰⁰	2'932,981. ⁰⁰	363,862. ⁰⁰	5'110,030. ⁰⁰

Costo del K.W. = \$ 10.50 (1) = 0.7487 (2) = \$ 10.50 (3) = 0.9760 (4) = 0.9 = unidades (5) = 0 + 6

NOTA: - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7)
Formado: Ing. Juan Robles Lópeze Revisó: Ing. Laura Raynosa Torres

Nov. 1965

V.C. 1542

(Anexo al V.C. 1428)

ALTERNATIVA II.

RESUMEN DE SELECCION DE DIAMETRO ECONOMICO.

TRAMO	1 - 2	2 - 3		2 - 4		4 - 5		4 - 6		6 - 7		6 - 8
Q (l.p.s.)	199.5	23.1		176.4		45.1		131.3		15.3		116
Diámetro Ø (") (Pulgadas)	18	6	4	16		8	6	16		6	4	14
V (m/seg)	1.22	1.26	2.85	1.36		1.39	2.47	1.01		0.84	1.89	1.17
L (m) Total	2900	365		1660		670		115		264		325
CLASE Tubería	A-14	A-14		A-14	A-10	A-10	A-10	A-7		A-7	A-7	A-5
Espesor Tubo e (cm)	5.0	2.10	1.70	4.50	3.45	1.9	1.65	2.5		1.35	1.30	2.25
L (m) Parcial	2900	24	341	290	1370	23	647	115		24	240	325

ALTERNATIVA III.

Cálculo de la Línea Existente de 200 mm. (8") Ø para un Gasto de 30 l.p.s.

Gasto = 30 l.p.s.

Longitud de la tubería = 5,000 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 94.1 m.

Pérdida por la válvula de flotador 6" Ø = 0.61 m.

Desnivel topográfico = 94.1 + 0.61 - 9.42 = 85.29 m.

Velocidad = 0.92 m/seg.

Pérdidas por fricción.

$$h_f = K L Q^2 = 6.115053 \times 5000 (0.03)^2 = 27.52 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%)

$$5\% h_f = 0.05 \times 27.52 = 1.38 \text{ m.}$$

Carga normal de Operación

$$h_f + 5\% h_f + D.T. = 27.52 + 1.38 + 85.29 = 114.19 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_t e}}} = 108.77 \text{ m.}$$

$$20\% h = 21.75 \text{ m.}$$

Cálculo de la Línea Existente de 150 mm. (6") Ø para un Gasto de 15.3 l.p.s.

Gasto = 15.3 l.p.s.

Longitud de la tubería = 5,300 m.

Cota de plantilla de la bomba = 9.42 m.s.n.m.

Cota de descarga en el tanque = 83.0 m.

Pérdidas por válvula de flotador 4" Ø = 1.10 m.

Desnivel topográfico = 83.0 + 1.10 - 9.42 = 74.68 m.

Velocidad = 0.84 m/seg.

Pérdidas por fricción.

$$h_f = KLQ^2 = 28.362261 \times 5300 (0.0153)^2 = 35.19 \text{ m.}$$

Pérdidas por piezas especiales (5%).

$$5\% h_f = 0.05 \times 35.19 = 1.76 \text{ m.}$$

Carga normal de operación.

$$h_f + 5\% h_f + D.T. = 35.19 + 1.76 + 74.68 = 111.63 \text{ m.}$$

Sobrepresión por Golpe de Ariete.

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{Ead}{E_t e}}} = 101.14 \text{ m.}$$

$$20\% h = 20.23 \text{ m.}$$

Derivación al Tanque No. III.

$$\text{Gasto} = 45.1 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Longitud de la tubería} = 670 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de terreno en el punto de derivación} = 48.50 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Carga disponible en el punto de derivación} = 47.92 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de descarga en el tanque} = 53.0 \text{ m.}$$

$$\text{Cota piezométrica en el punto de derivación} = 48.50 + 47.92 = 96.42 \text{ m.}$$

$$\text{Carga total a perder} = 96.42 - 53.0 = 43.42 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdidas en la válvula de flotador 4" } \emptyset = 11.0 \text{ m.}$$

Carga neta a perder en la tubería

$$h = \frac{43.42 - 11}{1.05} = 30.88 \text{ m.}$$

Para perder 30.88 m. de presión se propone combinar tubería de ---
 A-C de 200 mm. (8") \emptyset y 150 mm. (6") \emptyset iniciando con 200 mm. --
 (8") \emptyset .

$$\emptyset_1 = 8''; S_1 = K_1 Q^2 = 5.053771 (0.0451)^2 = 0.0103; V_1 = QA_1 = 139 \text{ m/seg.}$$

$$\emptyset_2 = 6''; S_2 = K_2 Q^2 = 23.439885 (0.0451)^2 = 0.0477; V_2 = QA_2 = 2.47 \text{ m/seg.}$$

$$L_1 = \frac{h - S_2 L}{S_1 - S_2} = \frac{30.88 - 0.0477 (670)}{0.0103 - 0.0477} = 28 \text{ m.}$$

$$L_2 = \frac{h - S_1 L}{S_2 - S_1} = \frac{30.88 - 0.0103 (670)}{0.0477 - 0.0103} = 6.42 \text{ m.}$$

$$h_1 = K_1 L_1 Q^2 = 5.053771 \times 28 (0.0451)^2 = 0.28 \text{ m.}$$

$$h_2 = K_2 L_2 Q^2 = 23.439885 \times 642 (0.0451)^2 = 30.60 \text{ m.}$$

AREA POTABLE Y ALCANTARILLADO
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO
EN LINEAS DE CONDUCCION

OBRA: **TRAMO I-2 ALTERNATIVA III**

CALCULO: _____ FECHA: _____
REVISO: _____ FECHA: _____

Diámetro nom. mm	Pais	Area en m ² (A)	Costo en m ³ /log (Q)	Velocidad en m/seg (V)	Long. Línea en m. (L)	Q (l/s)	Coeff. fricción Manning (n)	Coeficiente de Manning (K)	Perdida de carga h _f - LQ ^{1.49} en m.	5% de Otras perd.	h _f + h ₁ + % h ₂ + D.T. = 93.67	Q h _f (10 en l.p.s.)	75% h = 75%	K.P. = Q ^{1.49} 75%
500	20	0.20258	0.224	1.09	2135	0.049	0.01	0.03813	4.07	0.20	97.94	21703.50	57	380.8
450	18	0.16409	0.2216	1.35	2135	0.049	0.01	0.066882	7.14	0.36	101.17	22419.27	57	393.3
400	16	0.1213	0.2216	1.82	2135	0.049	0.01	0.139657	19.19	0.96	113.82	25222.51	57	442.5

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diám. nom. (en cm)	espesor pared de tubo (en cm)	V en m/seg	100 V	E _s	E ₁₀	$\frac{E_s}{E_{10}}$	$1 + \frac{E_s}{E_{10}}$	$\sqrt{1 + \frac{E_s}{E_{10}}}$	Subpresión m. a = $\frac{100V}{\sqrt{1 + \frac{E_s}{E_{10}}}}$	Subpresión adecuada por tubería R.R. = 80%	Subpresión adecuada por tubería 20% a	Carga normal de operación (en m.)	Presión total 20% a b y en normal de operación
A-14	50	5.5	1.09	158.05	1'033500	1'804000	0.573	1.573	1.254	126.04	100.83	25.21	97.94	123.15
A-14	45	5.0	1.35	195.75	930150	1'640000	0.567	1.567	1.251	156.47	125.18	31.29	101.17	132.46
ACERO	40	6.35	1.82	263.90	826800	2'082800	0.397	1.397	1.182	223.27	178.62	44.65	113.82	158.47

Velocidad normal del agua (m/seg) = E_s = Módulo de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) - E₁₀ = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para estibito cemento = 325 000; para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = 500 mm. (20") Clase A-14				Diámetro = 450 mm. (18") Clase A-14				Diámetro = 400 mm. (16") Clase ACERO			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase I	835	m ³	593.00	495,155.00	775	m ³	593.00	459,575.00	652	m ³	593.00	386,636.00
Excav. Mat. clase II	3341	m ³	317.00	1,059,097.00	3102	m ³	317.00	983,334.00	2610	m ³	317.00	827,370.00
Excav. Mat. clase III		m ³				m ³				m ³		
Plantilla esmaltada	261	m ²	1187.00	309,807.00	250	m ²	1187.00	296,750.00	217	m ²	1187.00	257,579.00
Inst. juntas y prueba tubería	2175	m.	1777.00	3,864,975.00	2175	m.	1517.00	3,299,475.00	2135	m.	5102.00	11,096,850.00
relleno compactado	1584	m ³	842.00	1,335,728.00	1468	m ³	842.00	1,236,056.00	1199	m ³	842.00	1,009,558.00
relleno a volteo	1806	m ³	297.00	536,382.00	1733	m ³	297.00	514,701.00	1508	m ³	297.00	447,816.00
Atraques de concreto f'c=90		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería	2175	m.	32,389.00	70,446,075.00	2175	m.	26,974.00	58,668,450.00	2175	m.	48,840.00	106,227,000.00
Costo total de conducción				\$ 78,045,219.00				\$ 65,458,341.00				\$ 120,252,869.00

RESUMEN

Presión de trabajo tubo en kg/cm ²	Diámetro - nominal mm.	Pais	M.P.	K.W. h.	Costo por hora bomba \$	Carga anual de bomba \$	Costo total de conducción m.l.	Carga anual de amortización (conducción) (15 años al 9% anual)	Costo anual de bomba para operación de 365 días
	500	20	380.8	284.0	2982.00	26,122,320.00	78,045,219.00	9,682,202.00	35,804,522.00
	450	18	393.3	293.3	3079.65	26,977,734.00	65,458,341.00	8,120,688.00	35,098,422.00
	400	16	442.5	330.0	3465.00	30,353,400.00	120,252,869.00	14,918,437.00	45,271,837.00

Costo del A.M.A. = \$ 10.50 @ 10.50 @ 0.7487 @ @ = \$ 10.50 @ @ = 8760 @ @ @ a cantidad @ @ @ @

NOTA: - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la relación
Formado: Ing. Amín Rabasa Lázaro Revisor: Ing. Leonor Raynosa Torres

Nov. 1965 VC. 1542
(Anexo al VC. 1429)

AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBSECCIONES DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO
EN LINEAS DE CONDUCCION

OBRA: TRAMO 6-B ALTERNATIVA III

CALCULO: _____ FECHA: _____
REVISO: _____ FECHA: _____

Diámetro Nom.	Area en m ² (A)	Costo en m ³ /seg (Q)	Velocidad en m/seg (V)	Long. Línea en m. (L)	lg ²	Coef. fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida de carga por 100 m. (h _f)	5% de h _f Otros pérdidas.	h _f = h ₁ + % h ₂ + (10 en L.s.)	70% h _f = 75%	M.P. = 78%		
400	16	0.129651	0.116	0.90	440	0.013	0.01	0.125349	0.74	0.04	47.11	5464.76	57	95.9
350	14	0.099264	0.116	1.17	440	0.013	0.01	0.255513	1.51	0.08	47.92	5558.72	57	97.5
300	12	0.072978	0.116	1.59	440	0.013	0.01	0.581383	3.44	0.17	49.94	5793.04	57	101.6

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diám. Int. (cm)	Espesor pared de tubo (cm)	V en m/seg	100V	E ₁	E ₂	$\frac{E_2}{E_1}$	$1 + \frac{E_2}{E_1}$	$\sqrt{1 + \frac{E_2}{E_1}}$	Sobrepresión en 145V	Sobrepresión observada por tubería R.R. = 80%	Sobrepresión observada por tubería 20%	Carga normal de tubería (m m.)	Presión total 20% de operación
A-7	40	2.5	0.90	130.5	826800	820000	1.01	2.01	1.42	91.90	73.52	18.38	47.11	65.49
A-7	35	2.25	1.17	169.7	723450	738000	0.98	1.98	1.41	120.35	96.28	24.07	47.92	71.99
A-10	30	2.5	1.59	230.6	620100	820000	0.76	1.76	1.33	173.38	138.70	34.68	49.94	84.62

Velocidad normal del agua (m/seg) - E₁ = Módulo de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) - E₂ = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para estibito constante = 328 000, para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro = 400 mm. (16") Clase A-7				Diámetro = 350 mm. (14") Clase A-7				Diámetro = 300 mm. (12") Clase A-10			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Escav. Mat. clase I	132	m ³	593.00	78,276.00	111	m ³	593.00	65,823.00	101	m ³	593.00	59,893.00
Escav. Mat. clase II	528	m ³	317.00	167,376.00	444	m ³	317.00	140,748.00	404	m ³	317.00	128,068.00
Escav. Mat. clase III		m ³				m ³				m ³		
Plantilla episonada	44	m ²	1187.00	52,228.00	40	m ²	1187.00	47,480.00	37	m ²	1187.00	43,919.00
Inst. antes y prueba tubería	440	m.	845.00	371,800.00	440	m.	680.00	299,200.00	440	m.	751.00	330,440.00
Releno compactado	242	m ³	842.00	203,764.00	207	m ³	842.00	174,294.00	189	m ³	842.00	159,138.00
Releno a volteo	305	m ³	297.00	90,585.00	255	m ³	297.00	75,735.00	241	m ³	297.00	71,577.00
Atraques de concreto 16x30		m ³				m ³				m ³		
Costa de tubería	440	m.	12,137.00	5,340,280.00	440	m.	9,681.00	4,259,640.00	440	m.	10,238.00	4,504,720.00
Costo total de conducción (3)	\$ 6,304,309.00				\$ 5,062,920.00				\$ 5,297,755.00			

RESUMEN

Presión de trabajo tubería Kg/cm ²	Diámetro nominal mm.	Países.	M.P. (1)	K.W.D. (2)	Costo por hora bombas \$ (3)	Carga anual de bombas \$ (4)	Costo total de conducción m.l. (5)	Carga anual de amortización (conducción) (15 años al 9% anual) (6)	Costo anual de bombas para operación de 365 días (7)
70	400	16	95.9	71.5	750.75	6'576,570.00	6'304,309.00	782,106.00	7'358,676.00
70	350	14	97.5	72.7	763.35	6'686,946.00	5'062,920.00	628,100.00	7'315,046.00
100	300	12	101.6	75.8	795.90	6'972,084.00	5'297,755.00	657,234.00	7'629,318.00

Costo del K.W.D. = 10.50 (3) = 0.7457 (3) * (2) = \$ 10.50 (3) * (2) = 8760 (3) * (2) = 4 unidades (3) * (2) = 4

NOTA: - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7)
Formado: Ing. Juan Bautista Lázaro Revisó: Ing. Loure Reynoso Torres

ALTERNATIVA III.

RESUMEN DE SELECCION DE DIAMETRO ECONOMICO.

TRAMO	1 - 2	2 - 3		2 - 4	4 - 5		4 - 6		6 - 7		6 - 8
Q (l.p.s.)	221.6	37.4		184.2	23.1		161.1		45.1		116
Diámetro Ø ("") (Pulgadas)	18	8	6	18	6	4	16		8	6	14
V (m/seg)	1.35	1.15	2.05	1.12	1.27	2.85	1.24		1.39	2.47	1.17
L (m) Total	2175	520		725	365		1660		670		440
CLASE Tubería	A-14	A-5	A-5	A-7	A-7	A-7	A-14	A-10	A-10	A-10	A-7
Espesor Tubo e (cm)	5.0	1.30	1.20	2.75	1.35	1.30	4.50	3.45	1.90	1.65	2.25
L (m) Parcial	2175	306	214	725	37	328	290	1370	28	642	440

PUERTO ESCONDIDO, OAXACA.

AGUA POTABLE

RESUMEN DE PRESUPUESTO POR ALTERNATIVA.

ALTERNATIVA	COSTOS DE INVERSION		AMORTIZACION ANUAL	COSTO ANUAL DE ENERGIA	COSTO TOTAL ANUAL
	CONDUCCION	EQUIPO			
I	123'187,694.00	2'900,000.00	15'642,298.00	33'810,572.00	49'452,870.00
II	130'880,480.00	2'900,000.00	16'596,645.00	33'332,994.00	49'929,639.00
III	127'561,970.00	2'900,000.00	16'184,955.00	33'347,711.00	49'532,666.00

La Alternativa I es la seleccionada para el Abastecimiento de Agua Potable, por ser la más económica.

VI.- PROYECTO EJECUTIVO.

Para realizar la planeación general del nuevo sistema, fué necesario recabar toda la información existente, referente al sistema -- actual de Agua Potable, la cual se menciona en el Capítulo III, -- efectuándose también un estudio socioeconómico, determinándose en el mismo las distintas áreas socioeconómicas de la localidad, en -- las cuales se contemplan las diferentes zonas habitacionales, co-- merciales e industriales. Investigándose así mismo las áreas su-- ceptibles de crecimiento de la ciudad. Con base a éstas investiga-- ciones se elaboró el Plano de Uso de Suelo Futuro, que asentará -- una población de 42,000 habitantes en una superficie de 660 ha.

Cabe destacar que para el diseño del proyecto, se utilizó la plani-- metría existente escala 1:5000, con apoyo en los planos fotogramé-- tricos escala 1:2000 (proporcionados por SEDUE). En estos planos-- se trazó el límite de proyecto y la división de zonas de regulari-- zación, ésta última en función de las elevaciones y considerando -- presiones mínimas de 10.0 m.c.a. y máximas de 45.0 m.c.a.

Es importante señalar que el Fondo Nacional de Turismo (FONATUR), -- cuenta con el Proyecto de un Desarrollo Turístico en Puerto Econdi -- do, por tal razón se llevaron a cabo reuniones con los representa -- ntes de FONATUR, autoridades municipales y de la SEDUE, donde se -- acordó manejar una entrega en bloque para el Sistema del Desarro -- llo Turístico, mediante una tubería sin servicio en ruta hasta el -- tanque de regularización del fraccionamiento turístico.

6.1.- Descripción del Proyecto.

6.1.1.- Captación.

Puerto Escondido, se abastece actualmente mediante una galería filtrante de 300 l.p.s. de capacidad, localizada en la margen derecha del Río Colotepec, (las características de la obra fueron mencionadas en el Capítulo III).

Para las nuevas condiciones de proyecto, la demanda de agua potable es de 270 l.p.s., por lo tanto la actual fuente de abastecimiento cubre totalmente los requerimientos del estudio, haciéndose necesario solamente la rehabilitación de los equipos de bombeo existentes.

6.1.2.- Conducción.

En base a la selección de alternativas del Capítulo anterior, se seleccionó la Alternativa I, que contempla el aprovechamiento de 2,050 m. de tubería existente de 150 mm. (6") de diámetro, que tiene su origen en la galería filtrante, conduciendo un gasto máximo de 23.1 l.p.s. hasta el tanque de proyecto No. I. (ver Plano No. 4). De igual manera se utilizará totalmente la línea de conducción existente de 200 mm. (8") de diámetro, conduciendo un gasto máximo diario de 30 l.p.s. sin servicio en ruta, desde la galería hasta el tanque superficial existente No. V (ver Plano No. 5). La diferencia entre el caudal demandado y el conducido por las líneas de conducción existentes de 6" y 8", se conducirá por una tubería de

proyecto paralela al trazo de la línea de 8" existente, misma que variará su diámetro y características de espesor según las derivaciones efectuadas en su trayecto (ver Plano No. 6). Estas derivaciones a los tanques de regularización consideradas en el planteamiento del proyecto, se detallan en el Plano No. 7.

Desde el tanque superficial existente No. V, se conduce por gravedad mediante una nueva línea de conducción sin servicio en ruta de 350 mm. (14") de diámetro, un gasto máximo diario de 110.0 l.p.s., para cubrir las demandas del fraccionamiento FONATUR. También del tanque existente No. V, será bombeado un gasto máximo horario de 25.5 l.p.s. con una tubería de 200 mm. (8") de diámetro para cubrir las demandas de la Zona Industrial (ver Plano No. 8).

Para conducir el gasto hacia la Zona Industrial, se diseñará un cárcamo de bombeo ubicado a un lado del tanque existente No. V, este mismo cárcamo también se utilizará para bombear el gasto requerido por la zona más alta de la localidad, que demanda un gasto máximo diario de 10.4 l.p.s., conducido por una tubería de proyecto de 100 mm. (4") de diámetro (ver Plano No. 7).

A continuación se enumeran según los tramos de derivación y las características topográficas del terreno, los diámetros, clase de tubería, su longitud y el gasto que se conduce en cada trayecto.

TRAMO	DIAMETRO		CLASE	LONGITUD	GASTO
	(mm .)	(Pulg .)			
1 - 2	450	(18)	A - 14	1001	213.7
1 - 2	450	(18)	A - 10	1174	213.7
2 - 3	150	(6)	A - 7	277	14.2
2 - 3	100	(4)	A - 5	243	14.2
2 - 4	450	(18)	A - 10	600	199.5
2 - 4	450	(18)	A - 14	125	199.5
4 - 5	150	(6)	A - 14	24	23.1
4 - 5	100	(4)	A - 14	226	23.1
4 - 5	100	(4)	A - 10	115	23.1
4 - 6	400	(16)	A - 14	874	176.4
4 - 6	400	(16)	A - 10	786	176.4
6 - 7	200	(8)	A - 10	23	45.1
6 - 7	150	(6)	A - 10	499	45.1
6 - 7	150	(6)	A - 7	148	45.1
6 - 8	400	(16)	A - 10	115	131.3
8 - 9	150	(6)	A - 7	24	15.3
8 - 9	100	(4)	A - 7	70	15.3
8 - 9	100	(4)	A - 5	170	15.3
8 - 10	350	(14)	A - 7	200	116.0
8 - 10	350	(14)	A - 5	125	116.0

6.1.3.- Regularización.

El volumen de almacenamiento por concepto de regularización, esta función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos gráficos o analíticos.

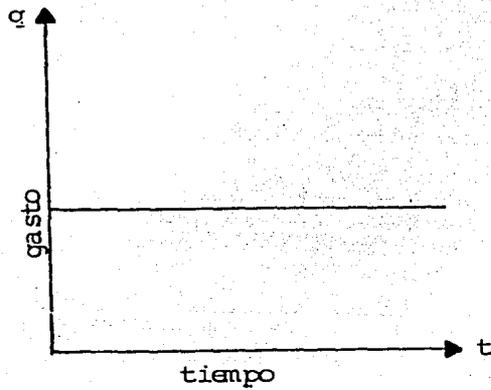
6.1.3.1.- Hidrogramas.

El diseño de un cierto volumen de agua para almacenamiento, se basa en las leyes de suministro o de entrada y de demanda o salida de los gastos de agua, que se estén considerando en un problema dado. Estas leyes se pueden representar por medio de un Hidrograma.

Un Hidrograma es la representación gráfica de las variaciones de los gastos con respecto al tiempo, que se determinan mediante mediciones directas o se suponen para fines de proyecto. En la Figura 1, se muestra un Hidrograma que representa una ley de entrada o de salida de tipo uniforme y en la Figura 2, el Hidrograma representa una de tipo variable.

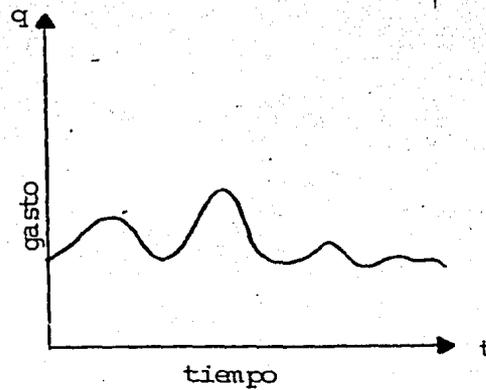
Si se tiene el Hidrograma correspondiente a un escurrimiento, en una sección, el área bajo la curva del hidrograma entre dos tiempos, representa el volumen de agua escurrido por esa sección en ese intervalo, o sea:

$$A = \int_{t_1}^{t_2} Qdt = \text{Volumen escurrido entre los tiempos } t_1 \text{ y } t_2$$



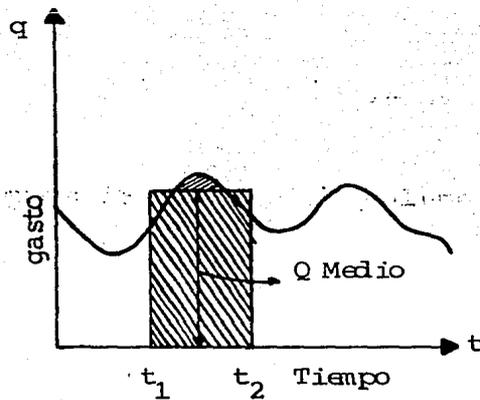
Hidrograma para Gasto Uniforme.

FIGURA 1.



Hidrograma para Gasto Variable.

FIGURA 2.



Determinación del Gasto Medio - -
entre dos tiempos para la sección
considerada, mediante igualación
de áreas..

FIGURA 3.

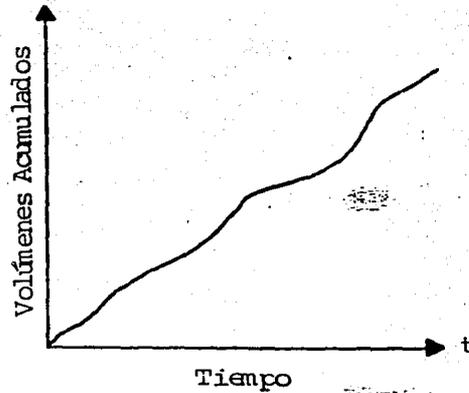


Diagrama de Rippl o Curva Masa.

FIGURA 4.

si para dos tiempos de un hidrograma, se define un rectángulo cuyos lados coinciden con estos tiempos, y que tenga la misma área que la encerrada por la curva y las ordenadas de los tiempos considerados, la altura de este rectángulo, representará el gasto medio de ese escurrimiento. Figura 3.

De lo anterior, se ve que los hidrogramas sirven para calcular los volúmenes que pasan por una sección dada de un escurrimiento, pero no sirven para conocer la variación de los volúmenes acumulados -- con relación al tiempo, que es lo que nos interesa saber en cuanto a los volúmenes de entrada y salida para el diseño de un tanque de almacenamiento. Para esto se usa la gráfica denominada "Diagrama de RIPPL" o "curva de masas".

Diagrama de RIPPL ó Curva de Masas.

Esta curva consiste en una gráfica que representa, volúmenes acumulados, escurridos en una sección con relación al tiempo (Figura 4).

La diferencia de ordenadas para dos tiempos dados mide el volumen escurrido en ese intervalo (Figura 5), o sea:

$$Y_2 - Y_1 = \text{Volumen escurrido entre } t_1 \text{ y } t_2$$

La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto (Figura 6).

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

por lo que en una curva masa no puede haber pendientes negativas sino, a lo sumo, iguales a cero.

Si se unen dos puntos (dos instantes), de la curva masa, mediante una recta, su pendiente representa el gasto medio entre esos dos puntos o instantes (Figura 7).

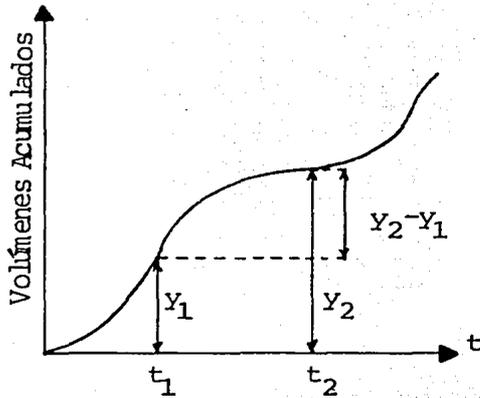
$$Q \text{ medio} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{t_2 - t_1}$$

En el caso de un tanque de almacenamiento que cuenta con varias -- entradas y salidas de agua, se hacen combinaciones de las curvas -- masa correspondientes a cada conducto de entrada y salida, sumando por un lado la curva masa de las entradas y por el otro los de las salidas (Figura 8)

La suma de varias curvas masa, ya sean de entrada o salida se efectúa sumando las ordenadas correspondientes a cada una de las curvas, para la misma abscisa de tiempo.

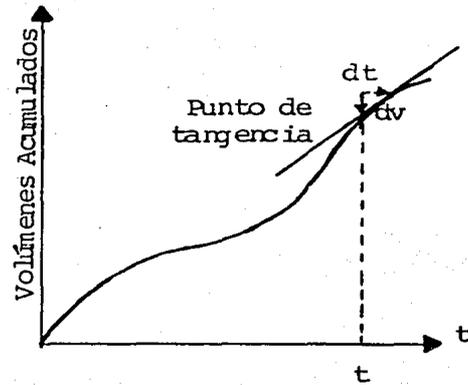
6.1.3.2:- Método Gráfico.

El cálculo del volumen de almacenamiento en forma gráfica se hace combinando la curva masa de la entrada y de la salida, para los -- mismos de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos --



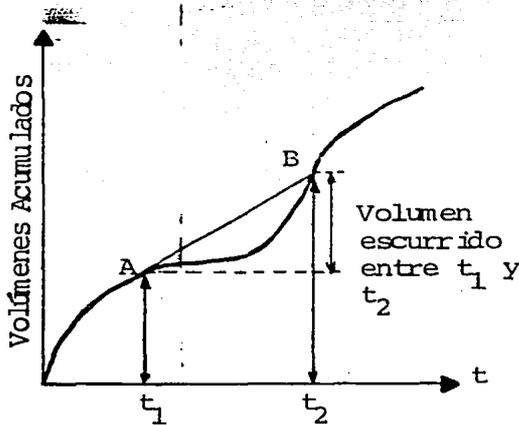
Volúmen escurrido en un intervalo de tiempo.

FIGURA 5.



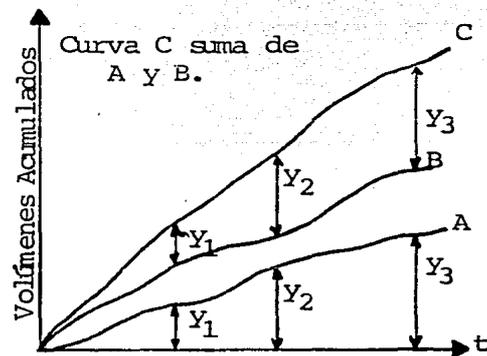
La pendiente de la tangente en un instante de la curva masa, representa el gasto en ese instante.

FIGURA 6.



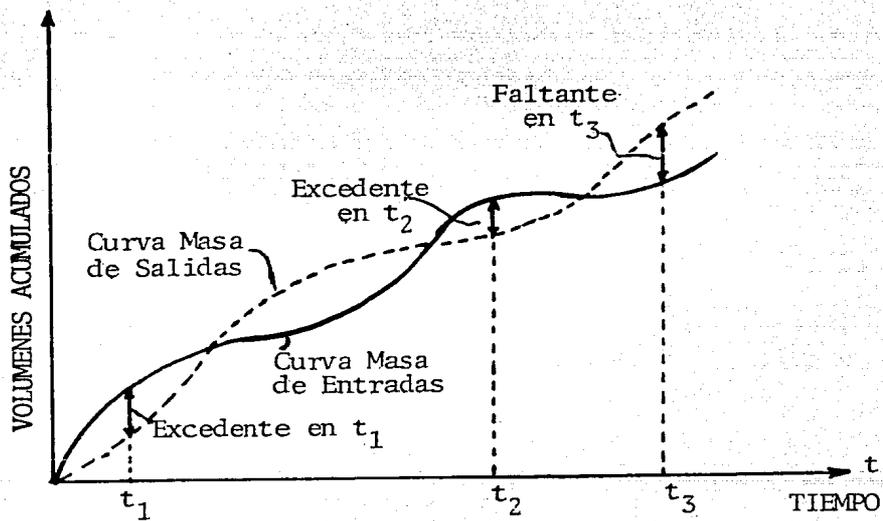
La pendiente de la recta AB, representa el gasto medio entre los instantes t_1 y t_2 .

FIGURA 7.



Suma de curvas masa.

FIGURA 8.



COMBINACION DE CURVA MASA DE ENTRADA Y SALIDA.

FIGURA 9.

curvas en un mismo sistema de ejes coordenados, haciendo coincidir las escalas de tiempo (Figura 9). Un vez trazadas las dos curvas-masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas para un tiempo-dado representan el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para un momento considerado. Si la curva masa de entrada - está por arriba de la salida, la diferencia de ordenada representará un excedente; en caso contrario, equivaldrá a un faltante.

Los datos necesarios para poder calcular el volumen de almacenamiento son las leyes de suministro y de demanda (curva masa), que se obtienen mediante mediciones directas, o suponiéndolas de acuerdo al problema que hay que resolver.

6.1.3.3.- Método Analítico.

El método analítico, no es más que la expresión numérica detallada del método gráfico, aunque también puede decirse, que el método gráfico no es más que la representación gráfica del método analítico. El cálculo del volumen de almacenamiento por este método, puede hacerse con volúmenes o con porcentajes de volumen.

Con el objeto de facilitar y sistematizar los cálculos, se acostumbra realizarlos mediante una tabla como la mostrada a continuación (Tabla 1), misma que se describe a continuación:

En la columna 1, se enlista el ciclo de tiempo con las unidades consideradas; en la columna 2 se anota la ley de entrada, tomando

en cuenta el o los conductos de entrada, así como la forma en que entregan los volúmenes de acuerdo con la unidad de tiempo seleccionada; en la columna 3 se anota la ley de salidas en forma similar a la anterior; en la columna 4 se anota la diferencia algebraica, entre los volúmenes de entrada y salida; y finalmente en la columna 5, se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

Al analizar la columna de diferencias acumuladas, se suman en valores absolutos el máximo excedente y el máximo faltante, resultando con esta suma el total del volumen requerido por regularizar.

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{Regularizar} \end{array} = \sum \left[\left| + 316.8 \right| + \left| -489.6 \right| \right] = 806.4 \text{ m}^3$$

Este método analítico puede también aplicarse considerando únicamente los volúmenes de almacenamiento que se requieren para cubrir la demanda que se tenga, o sea, dicho volumen debe ser suficiente para satisfacer los volúmenes de salida durante el o los intervalos de tiempo en que la salida es mayor que la entrada. Lo anterior, está basado en el hecho de que al término del ciclo considerado, generalmente un día, el volumen total de salida debe ser necesariamente igual al volumen de entrada. Esta forma de realizar el cálculo se muestra en la Tabla 2.

TABLA 1.

METODO ANALITICO PARA EL CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO A BASE DE
VOLUMENES ACUMULADOS.

HORAS	ENTRADAS m3.	SALIDAS m3.	DIFERENCIAS m3.	DIFERENCIAS ACUMULADAS m3.
0 - 1	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 43.20
1 - 2	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 86.40
2 - 3	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 129.60
3 - 4	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 172.80
4 - 5	+ 72.00	0	+ 72.00	+ 244.80
5 - 6	+ 72.00	0	+ 72.00	+ 316.80
6 - 7	+ 72.00	- 172.80	-100.80	+ 216.00
7 - 8	+ 72.00	- 172.80	-100.80	+ 115.20
8 - 9	+ 72.00	- 172.80	-100.80	+ 14.40
9 - 10	+ 72.00	- 172.80	-100.80	- 86.40
10 - 11	+ 72.00	- 172.80	-100.80	- 187.20
11 - 12	+ 72.00	- 172.80	-100.80	- 288.00
12 - 13	+ 72.00	- 172.80	-100.80	- 388.80
13 - 14	+ 72.00	- 172.80	-100.80	- 489.60
14 - 15	+ 72.00	0	+ 72.00	- 417.60
15 - 16	+ 72.00	0	+ 72.00	- 345.60
16 - 17	+ 43.20	0	+ 43.20	- 302.40
17 - 18	+ 43.20	0	+ 43.20	- 259.20
18 - 19	+ 43.20	0	+ 43.20	- 216.00
19 - 20	+ 43.20	0	+ 43.20	- 172.80
20 - 21	+ 43.20	0	+ 43.20	- 129.60
21 - 22	+ 43.20	0	+ 43.20	- 86.40
22 - 23	+ 43.20	0	+ 43.20	- 43.20
23 - 24	+ 43.20	0	+ 43.20	0
Σ	1382.40	1382.40		

TABLA 2.

METODO ANALITICO PARA EL CALCULO DE VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO A PASE DEL
VOLUMEN REQUERIDO PARA CUBRIR LA DEMANDA.

HORAS	ENTRADA m3.	SALIDA m3.	VOLUMEN REQUERIDO PARA CUBRIR LA DEMANDA m3.
0 - 1	43.20	0	0
1 - 2	43.20	0	0
2 - 3	43.20	0	0
3 - 4	43.20	0	0
4 - 5	72.00	0	0
5 - 6	72.00	0	0
6 - 7	72.00	172.80	100.80
7 - 8	72.00	172.80	100.80
8 - 9	72.00	172.80	100.80
9 - 10	72.00	172.80	100.80
10 - 11	72.00	172.80	100.80
11 - 12	72.00	172.80	100.80
12 - 13	72.00	172.80	100.80
13 - 14	72.00	172.80	100.80
14 - 15	72.00	0	0
15 - 16	72.00	0	0
16 - 17	43.20	0	0
17 - 18	43.20	0	0
18 - 19	43.20	0	0
19 - 20	43.20	0	0
20 - 21	43.20	0	0
21 - 22	43.20	0	0
22 - 23	43.20	0	0
23 - 24	43.20	0	0
M	1382.40	1382.40	806.40

6.1.3.3.- Porcentajes de Volumen.

Otro método para el cálculo analítico es el de porcentaje de volumen.

Siguiendo el mismo procedimiento del método anteriormente descrito y considerando ahora los datos de entrada y salida, como porcentajes del gasto medio horario para el ciclo considerado.

Para obtener los porcentajes a la entrada y la salida, se deberá trazar las curvas masa respectivas con datos de dichos porcentajes y los tiempos correspondientes. Como los porcentajes se consideraran con respecto a un gasto medio horario, la unidad de tiempo es la hora siendo ésta la más usual, pero puede aplicarse el procedimiento para cualquier otra unidad de tiempo. Por lo tanto, el gasto medio horario de cada hora de un ciclo de 24, se le asigna un 100% de gasto y las variaciones de los caudales de entrada o de salida se darán como porcentajes con relación a este 100%.

Si el tiempo de trabajo es un ciclo completo de 24 hrs. y a cada hora le corresponde el 100% del gasto medio horario, el porcentaje total correspondiente a un día es:

$$24 \text{ hrs.} \times 100\% = 2400\%$$

Para obtener los porcentajes de los volúmenes de entrada, se necesita calcular en primer lugar el gasto medio horario total de -----

entrada y después los porcentajes con respecto a éste que le corresponden a cada uno de los gastos horarios de entrada.

$$\text{Volumen medio horario entrada} = \frac{\text{Volumen total entrada}}{24} = \text{Gasto medio horario (m}^3\text{/hr)}$$

El porcentaje por hora de entrada se obtiene:

$$\frac{\text{Gasto horario de entrada (m}^3\text{/hr)}}{\text{Gasto medio horario (m}^3\text{/hr)}} \times 100 = \% \text{ horario de entrada}$$

En el caso de existir varias entradas a un tanque, la suma de los porcentajes deberá ser igual a 2400%.

Por lo que toca a los volúmenes de salida, es necesario calcular qué porcentaje del gasto medio horario tiene cada hora del intervalo de tiempo que dura la extracción (Tabla 3).

$$\text{Porcentaje total durante 24 horas} = 2400\%$$

$$\text{Tiempo de extracción} = N \text{ horas}$$

$$\text{Porcentaje horario de extracción} = \frac{2400}{N}$$

Donde:

$$N = \text{Número de horas de extracción.}$$

Una vez conocidas las variaciones de las demandas y las entradas,

TABLA 3.

METODO ANALITICO PARA EL CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO A BASE DE
PORCENTAJES DEL GASTO MEDIO HORARIO.

HORAS	ENTRADAS %	SALIDAS %	DIFERENCIAS %	DIFERENCIAS ACUMULADAS m3.
0 - 1	+ 75	0	+ 75	+ 75
1 - 2	+ 75	0	+ 75	+ 150
2 - 3	+ 75	0	+ 75	+ 225
3 - 4	+ 75	0	+ 75	+ 300
4 - 5	+ 125	0	+ 125	+ 425
5 - 6	+ 125	0	+ 125	+ 550
6 - 7	+ 125	- 300	- 175	+ 375
7 - 8	+ 125	- 300	- 175	+ 200
8 - 9	+ 125	- 300	- 175	+ 25
9 - 10	+ 125	- 300	- 175	- 150
10 - 11	+ 125	- 300	- 175	- 325
11 - 12	+ 125	- 300	- 175	- 500
12 - 13	+ 125	- 300	- 175	- 675
13 - 14	+ 125	- 300	- 175	- 850
14 - 15	+ 125	0	+ 125	- 725
15 - 16	+ 125	0	+ 125	- 600
16 - 17	+ 75	0	+ 75	- 525
17 - 18	+ 75	0	+ 75	- 450
18 - 19	+ 75	0	+ 75	- 375
19 - 20	+ 75	0	+ 75	- 300
20 - 21	+ 75	0	+ 75	- 225
21 - 22	+ 75	0	+ 75	- 150
22 - 23	+ 75	0	+ 75	- 75
23 - 24	+ 75	0	+ 75	0
M	2400	2400		

se hace el cálculo de la capacidad como compensador por el método analítico, de la siguiente forma:

$$V = \left[\left| \text{Máxima déficit} \right| + \left| \text{Máximo almacenamiento} \right| \right] \frac{Q \text{ medio horario}}{100}$$

Cuando no se conozca la ley de demandas, se calculará la capacidad de la siguiente forma:

Tiempo de Bombeo (hrs)	Suministro al Tanque (hrs)	Gasto de Bombeo (l.p.s.)	Capacidad del Tanque (M ³)
De 0 a 24	24	Q M D	C = 14.58 Q.M.D.
De 4 a 24	20	Q M D $\frac{24}{20}$	C = 7.20 Q.M.D.
De 6 a 22	16	Q M D $\frac{24}{16}$	C = 15.30 Q.M.D.
De 7 a 19	12	Q M D $\frac{24}{12}$	C = 28.62 Q.M.D.
De 7 a 15	8	Q M D $\frac{24}{8}$	C = 45.90 Q.M.D.

Siendo Q.M.D. = Gasto máximo diario en l.p.s.

Este cuadro se obtuvo, considerando sólo los volúmenes de almacenamiento requeridos para satisfacer las demandas horarias, la cual fué elaborada por BNHUOPSA, actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (Tablas 4, 5, 6, 7 y 8).

6.1.3.4.- Localización de los Depósitos.

Para tener un máximo beneficio se localizarán estratégicamente, -- dependiendo de las características topográficas de la localidad, -- considerándose normalmente para tanques superficiales de regularización que la diferencia de piso del tanque, con respecto a los -- puntos más altos y más bajos por abastecer sea de 15 y 45 metros -- respectivamente.

Para tanques elevados, la altura máxima recomendada de la torre se rá de 20 m., debido al alto costo que implica la construcción de -- la estructura.

Normalmente los tanques se localizan cerca del centro de uso, pero en grandes áreas es recomendable localizar varios tanques, según -- la cobertura de servicio.

Es recomendable también, situar los tanques en la parte más céntrica de la red, para obtener presiones uniformes o con poca varia- -- ción, así como para no tener diámetros muy grandes a la salida del mismo.

TABLA 4.
CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION.

Caso: 24 Horas de Bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	T O M A S		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	100	45	+ 55	+ 55
1 - 2	100	45	+ 55	+110
2 - 3	100	45	+ 55	+165
3 - 4	100	45	+ 55	+220
4 - 5	100	45	+ 55	+275
5 - 6	100	60	+ 40	+315
6 - 7	100	90	+ 10	+325
7 - 8	100	135	- 35	+290
8 - 9	100	150	- 50	+240
9 - 10	100	150	- 50	+190
10 - 11	100	150	- 50	+140
11 - 12	100	140	- 40	+100
12 - 13	100	120	- 20	+ 80
13 - 14	100	140	- 40	+ 40
14 - 15	100	140	- 40	0
15 - 16	100	130	- 30	- 30
16 - 17	100	130	- 30	- 60
17 - 18	100	120	- 20	- 80
18 - 19	100	100	0	- 80
19 - 20	100	100	0	- 80
20 - 21	100	90	+ 10	- 70
21 - 22	100	90	+ 10	- 60
22 - 23	100	80	+ 20	- 40
23 - 24	100	60	+ 40	0

$$\text{TOMAS: } C = 325\% + 80\% = 405\%$$

$$C_t = 4,05 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 14,58 Q_t$$

$$Q_t = Q \text{ máx. diario en 1/seg.}$$

$$C = \text{Capacidad en m}^3$$

TABLA 5.
CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION.

Caso: 20 Horas de Bombeo

HORAS	Q. BOMBEO EN %	T O M A S:		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	-135
3 - 4	0	45	- 45	-180
4 - 5	120	45	+ 75	-105
5 - 6	120	60	+ 60	- 45
6 - 7	120	90	+ 30	- 15
7 - 8	120	135	- 15	- 30
8 - 9	120	150	- 30	- 60
9 - 10	120	150	- 30	- 90
10 - 11	120	150	- 30	-120
11 - 12	120	140	- 20	-140
12 - 13	120	120	0	-140
13 - 14	120	140	+ 20	-160
14 - 15	120	140	+ 20	-180
15 - 16	120	130	+ 10	-190
16 - 17	120	130	+ 10	-200
17 - 18	120	120	0	-200
18 - 19	120	100	+ 20	-180
19 - 20	120	100	+ 20	-160
20 - 21	120	90	+ 30	-130
21 - 22	120	90	+ 30	-100
22 - 23	120	80	+ 40	- 60
23 - 24	120	60	+ 60	0

$$\text{TOMAS: } C_t = 200$$

$$C = 2 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 7.2 \times Q_t$$

$$Q_t = Q \text{ máx. diario en 1/seg.}$$

$$C = \text{Capacidad en m}^3$$

TABLA 6.
CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION.

Caso: 16 Horas de Bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	T O M A S		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285
6 - 7	150	90	+ 60	- 225
7 - 8	150	135	+ 15	- 210
8 - 9	150	150	0	- 210
9 - 10	150	150	0	- 210
10 - 11	150	150	0	- 210
11 - 12	150	140	+ 10	- 200
12 - 13	150	120	+ 30	- 170
13 - 14	150	140	+ 10	- 160
14 - 15	150	140	+ 10	- 150
15 - 16	150	130	+ 20	- 130
16 - 17	150	130	+ 20	- 110
17 - 18	150	120	+ 30	- 80
18 - 19	150	100	+ 50	- 30
19 - 20	150	100	+ 50	+ 20
20 - 21	150	90	+ 60	+ 80
21 - 22	150	90	+ 60	+ 140
22 - 23	0	60	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{TOMAS: } C_t = 140 + 285 = 425 \%$$

$$C = 4.25 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 15.30 Q_t$$

$$Q_t = Q \text{ M\u00e1x. diario en 1/seg.}$$

$$C = \text{Capacidad en m}^3$$

TABLA 7.

CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION.

Caso: 12 Horas de Bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	T O M A S		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	-135
3 - 5	0	45	- 45	-180
4 - 5	0	45	- 45	-225
5 - 6	0	60	- 60	-285
6 - 7	0	90	- 90	-375
7 - 8	200	135	- 65	-310
8 - 9	200	150	+ 50	-260
9 - 10	200	150	+ 50	-210
10 - 11	200	150	+ 50	-160
11 - 12	200	140	+ 60	-100
12 - 13	200	120	+ 80	- 20
13 - 14	200	140	+ 60	+ 40
14 - 15	200	140	+ 60	+100
15 - 16	200	130	+ 70	+170
16 - 17	200	130	+ 70	+240
17 - 18	200	120	+ 80	+320
18 - 19	200	100	+100	+420
19 - 20	0	100	-100	+320
20 - 21	0	90	- 90	+230
21 - 22	0	90	- 90	+140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{TOMAS: } C_t = 420 + 37 = 795\%$$

$$C = 7.95 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 28.62 Q_t$$

$$Q_t = \text{Q Max. diario en 1/seg.}$$

$$C = \text{Capacidad en m}^3$$

TABLA 8.
CAPACIDAD TANQUES DE REGULARIZACION.

Caso: 8 Horas de Bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	T O M A S		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285
6 - 7	0	90	- 90	- 375
7 - 8	300	135	+165	- 210
8 - 9	300	150	+150	- 60
9 - 10	300	150	+150	+ 90
10 - 11	300	150	+150	+240
11 - 12	300	140	+160	+400
12 - 13	300	120	+180	+580
13 - 14	300	140	+160	+740
14 - 15	300	140	+160	+900
15 - 16	0	130	-130	+770
16 - 17	0	130	-130	+640
17 - 18	0	120	-120	+520
18 - 19	0	100	-100	+420
19 - 20	0	100	-100	+320
20 - 21	0	90	- 90	+250
21 - 22	0	90	- 90	+140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{TOMAS: } C_t = 375 + 900 = 1275\%$$

$$C = 12.75 \times \frac{3600}{1000} \times Q_t = 45.90 Q_t$$

$$Q_t = Q \text{ máx. diario en l/seg.}$$

$$C = \text{Capacidad en m}^3$$

6.1.3.5.- Regularización del Proyecto.

La Ciudad de Puerto Escondido, cuenta actualmente con dos tanques-existentes cuyas capacidades son de 150 m^3 y 450 m^3 , teniéndose para las nuevas condiciones de proyecto una capacidad total requerida de $2,300 \text{ m}^3$, por lo que se tiene un déficit de $1,700 \text{ m}^3$ (Cuadro No. 2), que será cubierta con los nuevos tanques de proyecto.

Dadas las características topográficas de la localidad, así como - la ubicación de las actuales zonas urbanas, y los futuros desarrollos urbanos, se planteó la necesidad de dividir la regularización en tres zonas, tomando como base las elevaciones desde el nivel -- del mar, hasta la cota más alta donde existirán asentamientos humanos. Con base a estas tres zonas de regularización se ubicaron un total de seis tanques de regulación, incluyendo los existentes de la siguiente manera

TANQUE	CAPACIDAD (M^3)	LOCALIZACION (Cota de Terreno)	ZONA POR ABASTECER
I (Superficial)	550	90.0	Zona Alta "A"
II (Superficial)	350	59.0	Zona Baja "A"
III (Superficial)	700	50.0	Zona Baja "B"
IV (Superficial)	250	81.0	Zona Media
V (Superficial)	450	91.6	Zona Alta "B"
VI (Elevado)	150	93.0	Zona Alta "C"

El Tanque Superficial IV, cuenta con una capacidad de 150 m³, por tal motivo será necesario ampliar su capacidad a 100 m³ más, para satisfacer las necesidades de proyecto.

6.1.4.- Potabilización.

La fuente actual de abastecimiento de agua potable para Puerto Escondido, como ya se mencionó en capítulos anteriores es captada -- por una galería filtrante, localizada en la margen del Río Colotepec. En los estudios realizados por la SEDUE, se determinó que la calidad del agua obtenida cumplía con las normas para consumo humano, establecidas por la Secretaría de Salubridad y Asistencia. Se observó también, que dentro de las instalaciones del cárcamo de -- bombeo, existe un equipo de cloración el cual dejó de operar por ~~la~~ la escasez del cloro en la localidad y su dificultad para obtener lo.

Con base en estas pbservaciones, resulta evidente la recomendación de la inmediata reanudación de la cloración al sistema de agua potable, ya que aunque afortunadamente la actual fuente de abastecimiento se encuentra libre de contaminación, esto no garantiza al -- cien por ciento su potabilización, quedando expuesta a bacterias -- patógenas que puedan provocar enfermedades a sus habitantes.

Para mantener la actual fuente de abastecimiento dentro de las normas de calidad, será necesario que las autoridades mantengan un es -- tricto control en el Río Colotepec, a fin de evitar posibles daños.

6.1.4.1.- Causas más Frecuentes de Contaminación en Corrientes Superficiales.

A continuación mencionaremos algunas de las causas más frecuentes de contaminación en corrientes superficiales a fin de evitarlas.

Las causas de contaminación, en corrientes superficiales presentan dos aspectos importantes que deben diferenciarse. Estos dos aspectos contaminantes vienen siendo el natural y el artificial; tomando como el primero, aquellas sustancias y materias arrastradas y disueltas en el agua, que la hacen nociva para su uso; y como artificiales aquellas materias y sustancias, añadidas por el hombre, que cambia radicalmente el estado natural de la fuente.

El escurrimiento superficial arrastra materia orgánica e impurezas tales como fertilizantes e insecticidas, dependiendo el tipo de suelo por donde pasan, siempre están expuestas a contaminación y es así como se hallan normalmente, ya que su paso a través de pastos, cultivos y bosques o contacto con suelos de naturaleza geológica distinta, provocan el enturbiamiento del agua, adquiriendo colores, olores y sabores generalmente indeseables.

La industrialización y urbanización, exigen una cierta calidad de agua y constituyen un grave problema, porque contribuyen al incremento de la contaminación, al descargar a corrientes desechos líquidos con residuos industriales, animales, vegetales, ácidos, alcalis, aceites u otros productos tóxicos, tales como detergentes -

sintéticos y sustancias radiactivas, haciendo obsoleto el uso de las instalaciones existentes, tanto como de abastecimiento como de tratamiento de efluentes.

6.1.4.2.- Evaluación de la Contaminación.

Entre los diferentes análisis existentes para determinar los parámetros que definen el grado de contaminación de una corriente, se encuentran los físicos, químicos y biológicos.

Estos tipos de caracteres, se pueden hallar en el agua y de acuerdo con el análisis respectivo, se podrá proporcionar la cuantificación de contaminación.

Se deberán realizar análisis periódicos de muestras del líquido en estudio, para comprobar el grado de contaminación y la verificación de los progresos de la depuración o en su caso, contaminación de la corriente.

6.1.4.2.1.- Factores Físicos.

El análisis físico comprende las determinaciones de: temperatura, color, olor, turbidez, pH, radioactividad.

- Temperatura.

La observación de la temperatura puede indicar principio de contaminación, pudiéndose evaluar efectos sobre las actividades

biológicas, la solubilidad de los gases y el efecto de la viscosidad sobre la sedimentación. La temperatura elevada indica casi siempre, residuos industriales calientes; es más fácil encontrar una agua contaminada con temperatura elevada, que con temperatura-baja respecto a la media normal.

Los muestreos deben hacerse preferentemente con calendario fijo y variaciones pertinentes, realizando una serie de análisis que representen en promedio el dato más cercano a la realidad.

- Color.

El color del agua es muy diferente entre las corrientes y aún en una misma corriente; puede observarse desde el cristalino, café de muchas tonalidades, hasta el casi obscuro. Esa variedad en el color, causa sospecha de contaminación, cuando se estima que son diferentes a los naturales.

Los colores en agua contaminada, se pueden deber a descargas de tipo industrial, no olvidando que existen sustancias incoloras, que pueden producir los mismos o peores efectos contaminantes, siendo necesario hacer toda una serie de análisis, para poder comprobar su estado.

- Olor.

El olor en el agua es debido a pequeñas concentraciones de compuestos volátiles y por descomposición de la materia orgánica.

La intensidad del olor es muy variable, y los procedimientos analíticos no son satisfactorios para su medición, teniéndose que confiar en el sentido del olfato, variando éste de acuerdo con el individuo, y siendo importante no fatigarlo, ya que se pierde rápidamente, y que la prueba se haga en un local libre de olores y con equipo inodoro.

- Turbidez.

La rapidez con que escurre una corriente, provoca un aumento de turbidez. Las aguas contaminadas, normalmente son turbias, porque contienen mayor o menor cantidad de materia sólida, ya sea ésta fija, volátil o sedimentable. Se determinan por peso después de evaporar un cierto volumen, debiéndose tener presente para la interpretación de los resultados, la pérdida de compuestos volátiles y el desprendimiento de bióxido de carbono, así como la presencia de óxido de calcio.

De los sólidos contenidos en una corriente, los sólidos volátiles suelen ser los más significativos para efectos de contaminación, ya que generalmente están representados por materia orgánica, y su cuantificación resulta de la diferencia entre los sólidos totales y los fijos.

- Potencial de Hidrógeno (pH).

El valor que corresponde al agua pura y que se interpreta como el punto neutro es $\text{pH} = 7$. La determinación del pH, es útil para regular el funcionamiento de instalaciones de tratamiento de aguas.

contaminadas.

- Radioactividad.

La instalación de plantas nucleares, puede provocar serios problemas de contaminación a las corrientes superficiales, debido a los desperdicios de reactores nucleares o de drenajes de laboratorio; las cuales procesan elementos totalmente radioactivos.

6.1.4.2.2.- Factores Químicos.

El análisis químico comprende las determinaciones de oxígeno disuelto (OD), demanda bioquímica de oxígeno (DBO), nitrógeno, cloruro, etc.

Un análisis químico proporciona datos útiles y específicos, respecto al estado de descomposición de las corrientes, para fines de tratamiento, evacuación y prevención.

- Oxígeno Disuelto (OD).

La determinación del oxígeno disuelto, es una prueba que debe hacerse de inmediato por la pérdida o la ganancia que hay de acuerdo con el contenido de materia orgánica, tanto productora como consumidora de oxígeno.

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).

Esta prueba está basada en determinaciones sucesivas de OD y es

una de las más importantes, ya que es la que cuantifica mejor la contaminación, y mide la cantidad de oxígeno que consume la materia orgánica para su transformación, ya que como se sabe, ésta al descomponerse comienza a oxidarse y toma el oxígeno del agua.

- Demanda Química de Oxígeno (DQO).

Esta prueba se utiliza sobre todo para detectar contaminación de origen industrial, absorbe todo lo que es oxidable, ya que no nada más la materia orgánica, sino todo lo que pueda oxidarse, de manera que siempre va a ser mayor el valor de la DQO con respecto a la DBO, variando los resultados de acuerdo con la composición del agua, concentraciones del reactivo, temperatura, período de contacto y otros factores. Esta prueba complementa a la DBO pues to que refleja algunas sustancias no detectables por ésta.

La aplicación de esta prueba, resulta un poco complicada y peligrosa por las sustancias que se emplean y se ha estandarizado y adaptado extensamente para pruebas de desechos industriales.

- Nitrógeno.

La descomposición del nitrógeno, sigue un ciclo que es tan solo una concepción ideal, porque en la naturaleza existen muchos cortos circuitos y retrocesos, que impiden la progresión continua del mismo.

La presencia de grandes cantidades de nitrógeno amoniacal, indica generalmente, una contaminación reciente por materias orgánicas en-

descomposición. Es probable, en este caso una contaminación bacteriológica que deberá comprobarse.

6.1.4.2.3.- Factores Biológicos.

La potabilidad de una agua, no puede determinarse solamente por un análisis químico. Los datos que se refieren al contenido en materia orgánica, nitrógeno, etc. sólo dan una idea de su posible contaminación orgánica. El estudio de la potabilidad del agua debe complementarse con un análisis bacteriológico.

La presencia de organismos vivos en las corrientes es de gran importancia, éstos organismos que se encuentran en el agua se pueden dividir de acuerdo con su origen en:

Naturales del agua.

Provenientes del suelo.

De origen intestinal o de aguas negras.

Las dos primeras generalmente resultan ser inofensivas para el ser humano, no así las de origen intestinal o de aguas negras.

La estimación de un grupo de bacterias del grupo coliforme, presentes en un determinado volumen de agua, será un índice o indicación de la intensidad de una contaminación.

6.1.5.- Red de Distribución.

Las redes de distribución tienen la finalidad de proporcionar el agua al usuario en cantidad y calidad adecuada, con presiones que varían de 1.0 a 4.5 kg/cm². El servicio se dará a base de toma domiciliaria o tomas públicas.

6.1.5.1.- Clasificación de Tuberías.

Un sistema de distribución está formado, por una red de tuberías clasificándolas de acuerdo con la magnitud de sus diámetros en líneas de alimentación, tuberías principales o troncales y líneas secundarias o de relleno.

Líneas de Alimenación.

Es la tubería que suministra agua directa a la red de distribución y que partiendo de una fuente de abastecimiento, ó de un tanque de regularización, hasta el punto donde se hace la primera derivación en la red.

Tuberías Principales o Troncales.

Siguen en importancia, en cuanto al gasto por ellas conducido y están conectadas a las líneas alimentadoras.

Cuando la traza de las calles forma una malla que permita proyectar circuitos con tuberías principales, a éstas redes se les denominará "circuitos principales", y estarán localizadas a distancias,

unas de otras entre 400 y 600 m.

Si dicha traza es tan irregular que no permita formar circuitos -- con las tuberías principales, las redes se denominan de "líneas -- abiertas".

El diámetro mínimo por utilizar será de 100 mm. (4"), sin embargo, en localidades pequeñas y en zonas bajas de red, se puede aceptar el de 75 mm. (3").

Líneas Secundarias o de Relleno.

Una vez localizadas las tuberías de alimentación y las principales, a las tuberías restantes para cubrir la totalidad de calles, se les llama tuberías secundarias o de relleno.

El diámetro de las tuberías secundarias, para localidades pequeñas será de 50 a 60 mm. (2" o 2½"), y para ciudades de importancia de 75 a 100 mm. (3" o 4"). Para la justificación de estos diámetros, se considerará la densidad de población del área por servir.

6.1.5.2.- Tipos y Sistemas de Redes.

Los sistemas de distribución, están formados por redes abiertas, -- cerradas y combinadas. La configuración del sistema está fijado -- principalmente por el diseño urbano, topografía, grado y tipo de -- desarrollo del área.

- Redes Abiertas.

Está formada por una tubería principal con ramificaciones aisladas (tuberías secundarias). Este tipo se usa cuando la traza urbana no permite integrar circuitos o cuando la configuración urbana es alargada y se cuente con pocos recursos económicos, tiene la desventaja que no permite la circulación por las diferentes terminales.

- Redes Cerradas.

Está formada por circuitos principales intercomunicados por tuberías secundarias, con la ventaja hidráulica de que puede proporcionarse agua en cualquier punto desde más de una dirección.

- Redes Combinadas.

Es aquella que está formada por redes cerradas y abiertas, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores, en circuitos que suministran agua a una área desde más de una dirección.

- Materiales de las Tuberías.

El material más utilizado en nuestro País para tuberías principales y alimentadoras es el Asbesto-Cemento, utilizándose en ocasiones el Acero, Concreto Reforzado o Fierro Fundido, dependiendo de las características hidráulicas y económicas en donde se realice el estudio.

En lo referente a tuberías secundarias, la utilización del Asbesto-

Cemento y el PVC (Cloruro de Polivinilo) es lo más usual. Actualmente los fabricantes de PVC, ya producen tuberías de mayor diámetro las cuales se están integrando a los mercados nacionales, resultando en ciertas zonas del País, más económicas por sus características constructivas.

- Presiones en la Red.

El funcionamiento de un sistema de distribución, se juzga en base a las presiones disponibles, para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado, no deberán ser excesivas, para no elevar los costos y dañar las tuberías y aumentar las fugas. Las presiones se calculan con respecto al nivel de la calle en cada cruce. La presión mínima debe ser de 10 m.c.a. y máxima de 50 m.c.a. En localidades en donde ocurran cambios bruscos en la topografía, es práctica común dividir el sistema de distribución en dos o más zonas de servicio (presión alta y presión baja). Con esto se evitan las presiones excesivas en las zonas bajas.

Las velocidades en las tuberías para su diseño, se recomienda partir de valores comprendidos entre 1.0 m/s. y 1.2 m/seg., los cuales se ajustarán en cada caso particular.

- Válvulas de Seccionamiento (compuerta).

En las tuberías principales o de circuito se localizarán para poder derivar en un momento dado mayor caudal en un ramal determinado.

o para cortar el flujo en caso de reparaciones o de ampliación de la red. Conviene no tener tramos mayores de 500 m. sin servicio. En las uniones de tuberías secundarias con las primarias, se deben localizar válvulas.

Cruceros de la red.

Para hacer las conexiones de las tuberías en los cruceros y cambios de dirección y con las válvulas de seccionamiento, se utilizarán piezas especiales, pudiendo ser de fierro fundido con brida, - de P.V.C.

Todas las tees, codos y tapas ciegas, llevarán atraques de concreto. (Plano 15 y 16).

6.1.5.3.- Diseño Hidráulico de los Sistemas de Distribución.

En base a los requerimientos de consumos de agua, para las diferentes zonas habitacionales, comerciales e industriales, su ubicación y cargas disponibles necesarias para cada una de ellas respectivamente, se procede al análisis según el tipo de sistema por diseñar.

6.1.5.3.1.- Redes Abiertas.

El cálculo de la red abierta, consiste en determinar por tramos los diámetros de las tuberías en función del caudal que transportarán y de la velocidad de diseño adecuada.

Los gastos se acumulan, comenzando con los tramos finales para luego suponer un diámetro comercial y, posteriormente, aplicar la fórmula de Hazen-Williams (Capítulo V), o cualquier otra fórmula para calcular las pérdidas por fricción, en el tramo estudiado y obtener la carga disponible en el punto deseado.

6.1.5.3.2.- Redes Cerradas.

El cálculo de una red cerrada, consiste en determinar los diámetros de los diferentes tramos que forman los circuitos principales.

Para el análisis de las redes cerradas, existen varios métodos, -- los más usuales son el de Hardy Cross, el de las tuberías equivalentes, el de secciones. En estos métodos se usa la fórmula de -- Hazen y Williams o bien la fórmula de Manning.

La SEDUE, normalmente utiliza en el cálculo de redes cerradas el método de Hardy Cross o de Interacciones sucesivas, aunque se podrá utilizar cualquiera de los mencionados anteriormente.

Método de Hardy Cross.

Según el gasto a transportar a través de una tubería se supone un diámetro de ésta, que posteriormente se revisará para saber si la red trabaja correctamente por el método de Hardy Cross, éste se resuelve por aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga -- iniciales.

Método de balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados. Este método se aplica cuando los caudales de entrada y salida son conocidos. Es el más usado y consiste en suponer una distribución de gastos, correspondiente a los caudales propios del tramo mas -- los acumulados, éstos gastos no son los reales en el equilibrio -- hidráulico de la red.

Primero el sistema debe definirse en términos de diámetros de tube ría, longitud y rugosidad.

Para cualquier gasto Q , el sistema -- puede balancearse hidráulicamente solo si

$$h_{f_1} = h_{f_2}$$

Esta restricción limita las posibilidades a solo un valor de Q_1 y Q_2 que sa tisfarán las condiciones.

Los gastos que teóricamente escurren por cada tramo, se calculan mediante una fórmula que va corrigiendo el caudal inicial hasta -- llegar al definitivo. Se asignan arbitrariamente signos positivos a los flujos conforme a la dirección del movimiento de las maneci- llas del reloj y negativo en caso contrario.

A cada gasto Q_1 , Q_2 componente corresponden pérdidas de carga --- H_1 y H_2 respectivamente, las cuales se calculan a partir de la -- expresión general de la fórmula de Hazen y Williams.

$$H = KQ^n$$

donde K es una constante que depende de la tubería y n es una constante común en todas las tuberías.

$$n = 1.85 \quad \text{para Hazen y Williams}$$

$$n = 2.00 \quad \text{para Manning}$$

Tomando Q_1 y Q_2 de un sistema balanceado hidráulicamente

$$H_1 = K_1 Q_1^n$$

$$H_2 = K_2 Q_2^n$$

Entonces $H_1 = K_1 Q_1^n$ debe ser igual a $H_2 = K_2 Q_2^n$, o sea, ---

$H_1 - H_2 = 0$. Lo más usual en el primer ensayo es que $H_1 - H_2 \neq 0$

Debe aplicarse una corrección a valores iniciales Q_1 y Q_2 si; ---

Por ejemplo, $H_1 < H_2$, Q_1 necesita un incremento q quedando: -

$$Q_1^1 = Q_1 + q, \text{ mismo que debe ser restado al } Q_2 \text{ por lo que}$$

$$Q_2^1 = Q_2 - q.$$

Si q es la corrección real, tenemos que:

$$H_1^1 - H_2^1 = 0$$

$$\text{o bien } K_1 (Q_1 + q)^n - K_2 (Q_2 - q)^n = 0$$

desarrollando los binomios

$$K_1 (Q_1^n + nq Q_1^{n-1} + \dots + q^n) - K_2 (Q_2^n - nq Q_2^{n-1} + \dots + q^n) = 0$$

Si la primera estimación de la distribución del gasto ha sido razonable, q , será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes.

Por lo tanto:

$$K_1 Q_1^n + n K_1 q Q_1^{n-1} - K_2 Q_2^n + n K_2 q Q_2^{n-1} = 0$$

sustituyendo:

$$H_1 = K_1 Q_1^n$$

$$H_2 = K_2 Q_2^n$$

$$K_1 Q_1^{n-1} = \frac{K_1 Q_1^n}{Q_1}$$

$$K_1 Q_1^{n-1} = \frac{H_1}{Q_1} \quad K_2 Q_2^{n-1} = \frac{H_2}{Q_2}$$

$$H_1 + nq \frac{H_1}{Q_1} - H_2 + nq \frac{H_2}{Q_2} = 0$$

Despejando:

$$H_1 - H_2 = -nq \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)$$

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{n \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)}$$

En donde: Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes - (+ ó -), según el sentido del recorrido.

Generalmente la expresión:

$$q = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}}$$

si se utiliza Hazen y Williams, El signo de la corrección de gasto lo afectará el signo de $\sum H$, ya que el denominador es la suma - absoluta independiente de la conversión de signo, quedando:

$$q = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \frac{H}{Q}}$$

y aplicando la ecuación de Manning.

$$q = \frac{\sum H}{2.00 \sum \frac{H}{Q}}$$

El número de correcciones que debe hacerse, depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

Método de balanceo de gastos por corrección de cargas.

Si los gastos son desconocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. En este método, deben conocerse las cargas de presión en las

entradas y salidas.

El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nodo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signos contrarios.

La carga duplicada en toda la tubería es

$$H = K Q^n$$

y la corregida

$$H + h = K (Q + q)^n = K (Q^n + nq Q^{n-1} + \dots)$$

donde h es la corrección de la carga.

Sustituyendo el valor de:

$$H = K Q^n \quad \text{y} \quad H/Q = K Q^{n-1}$$

tenemos:

$$H + h = H + nq \frac{H}{Q}$$

$$h = nq \frac{H}{Q} \quad \text{y} \quad q = \frac{h}{n} \frac{Q}{H} \quad \text{en cada nudo}$$

Exceptuando los nodos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero.

$$\sum (Q + q) = 0 \quad \sum Q = - \sum q$$

pero

$$\sum q = \frac{h}{n} \quad \sum \frac{Q}{H} \quad \text{gasto no balanceado}$$

viene a ser:

$$\sum Q = - \frac{h}{n} \sum \frac{Q}{H}$$

por lo tanto

$$h = - \frac{n \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

Aplicando la ecuación de Hazen y Williams.

$$h = - \frac{1.85 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

Aplicando la ecuación de Manning.

$$h = - \frac{2.00 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

Método de Tuberías Equivalentes.

El análisis de una red de distribución por el método de tuberías equivalentes, consiste en el reemplazo de una serie de tuberías de diámetro-

variable por una tubería equivalente. Una tubería equivalente es aquella en la cual la pérdida de carga para un gasto especificado, es la misma que la pérdida de carga del sistema que reemplaza. Para cualquier sistema existe teóricamente un número infinito de tuberías equivalentes. El método no puede ser aplicado directamente a sistemas en que existen extracciones. Sin embargo, es posible - mediante una estructuración de la red, obtener información eficiente sobre cantidad y presión del agua disponible en los puntos importantes..

Para aplicar el método, se hace uso de dos axiomas:

- Las pérdidas de carga a través de tuberías en serie se suman.
- Los flujos a través de la tubería en paralelo deben distribuirse de manera que las pérdidas de carga sean idénticas.

Método de Secciones.

Este es un método aproximado y simple desarrollado por Allen Hazen para comprobar en forma rápida los sistemas de distribución. Los pasos a seguir para desarrollarlo son:

- Determinése la cantidad de agua que se va a extraer a lo largo de la red para los diversos usos. Indicar el gasto remanente aproximado que el sistema debe manejar, en zonas en donde hay un cambio significativo en el gasto total.
- Cortar la red mediante una serie de líneas que pueden ser rectas o curvas, generalmente se hacen formando ángulo recto, respecto-

a la dirección general del flujo, aunque puede ser en cualquier otra dirección crítica.

- Evaluar la capacidad del sistema de distribución para soportar el gasto indicado en cada sección cortada. Para hacerlo se tabulan las diversas tuberías cortadas en la dirección cortada del flujo, anotando diámetro y material. Se determina el gradiente hidráulico promedio disponible, o resistencia por fricción, dependiendo de la presión necesaria en el sistema y la velocidad permisible en la tubería; son comunes en redes de distribución los gradientes entre 1 y 3 m/km. y las velocidades varían de 0.60 a 1.20 m/s.
- Determinar la capacidad de los tubos existentes en función del gradiente disponible o deseado, sumándolos para obtener el total.
- Calcular la diferencia entre la capacidad necesaria y la existente.
- Seleccionar las tuberías que compensarán las deficiencias en el gradiente hidráulico. La localización de las tuberías complementarias deberá hacerse en base al conocimiento de la red total, de manera de optimizar el sistema.
- Determinar la tubería equivalente, cuando se vaya a colocar en forma paralela, calculando su velocidad de flujo. Cuando se reemplaza una tubería se calcula en función del gradiente hidráulico y del caudal.

6.1.5.4.- Rehabilitación y Diseño de la Red de Distribución.

Para efectuar la ampliación y diseño de la red de distribución de la localidad en estudio, fué necesario contar con los planos topográficos, de red existente (actualizado) y el de desarrollo urbano de la localidad. Este último proporcionó las zonas de ampliación-futura y tipos de asentamiento urbano, para cada una de ellas. --- (Cuadro 2, Capítulo II).

Debido al gran desnivel topográfico que existe entre el punto de distribución más bajo, al punto de distribución más alto de la localidad. Se planteó la necesidad de dividir el sistema en 3 zonas de distribución, alimentadas por 6 tanques de regularización en -- forma independiente, tal como se menciona en el inciso 6.1.3.5. -- Con esta división de zonas, se pretende evitar presiones mayores a 50 m.c.a., que dañarían las tuberías del sistema. Las características de cada una de estas zonas se mencionarán a continuación:

Zona Alta "A"

Está delimitada por las elevaciones 80 y 45 m.s.n.m. y comprende una superficie de 196 Ha., que de acuerdo al proyecto albergará a 13,400 habitantes. Esta zona será abastecida por el tanque No. I, a través de un circuito y 2 líneas abiertas, formadas por tuberías de asbesto-cemento de 100 a 300 mm. (4" a 12") de diámetro.

Por lo que se observa en esta zona, las líneas abiertas se -----

recomienda sean para construcción futura, ya que la urbanización - aquí aún no queda totalmente definida.

Zona Alta "B"

Se localiza entre las elevaciones 78 y 60 m.s.n.m., con una área - de 50 Ha., pretendiéndose un asentamiento de 3,110 habitantes, de acuerdo al uso del suelo futuro.

La red de distribución de proyecto, consiste en un circuito formado por tuberías de 100 mm. (4") de diámetro y una línea alimentada_o ra proveniente del tanque No. V. Al inicio del circuito la tubería vendrá sin servicio en ruta, con un diámetro de 150 mm. (6").

Zona Alta "C"

Está comprendida entre las elevaciones 95 y 70 m.s.n.m., con una - superficie de 40 Ha., que a futuro tendrá un asentamiento de 3,700 habitantes.

La red de distribución la formará, un circuito de 150 mm. (6") y - 100 mm. (4") de diámetro, que será alimentado por el tanque No. VI.

Zona Media.

La zona media se encuentra delimitada por la elevación 60 m.s.n.m. en su punto más alto y por la elevación de 40 m.s.n.m. en su límite.

inferior; contará con una población a futuro de 5,300 habitantes, dentro de una superficie de 64 Hectáreas.

Casi en su totalidad, la red de distribución está formada por tubería existente, a través de un circuito y una línea de 150 mm. (6") y 100 mm. (4") de diámetro; sólo 240 metros, serán de tubería nueva de proyecto. Esta red se alimentará del tanque No. IV.

Zona Baja."A"

Se localiza entre las elevaciones 0.0 y 45.0 m.s.n.m., en una superficie de 196 Ha., donde se pretende un asentamiento a futuro de 13,500 habitantes. En toda la zona se carece de urbanización, por tal motivo se proyecta una red de distribución a través de líneas maestras abiertas, las cuales permitirán a futuro la formación de los circuitos necesarios en base al crecimiento de la misma, por tal motivo estas tuberías se proponen sean a construcción futura, los diámetros de esas tuberías van desde 100 mm. a 250 mm. (4 a 10"), las cuales serán alimentadas por el tanque de regularización No. II.

Zona Baja "B".

El límite de esta zona será de la cota 0.0 a la 30.0 m.s.n.m., abarcando una superficie de 155 Hectáreas y una población a futuro de 10,400 habitantes.

La red de distribución la formará solamente un circuito de tubería existente, alimentado por una línea de proyecto de 200 y 300 mm. - (8" y 12") de diámetro, proveniente del tanque de regularización - No. III.

Las tuberías de relleno en las tres zonas serán de P.V.C., serie métrica, de 80 mm. de diámetro. En la zona media y zona baja "B" se requiere tubería de la misma serie, pero de 50 mm. de diámetro, en pequeños ramales apoyados en tubería existente del mismo diámetro.

El diseño hidráulico fué diseñado para redes abiertas por medio de la fórmula de Manning y para el cálculo de circuitos se utilizó el método de Hardy Cross, utilizando los coeficientes de Manning. --- (Plano No. 9).

6.1.6.- Tomas Domiciliarias.

Para que el usuario pueda disponer del agua en su propio predio -- se utilizara la toma domiciliaria, la elección del tipo de toma por usarse más adecuada quedará a criterio del proyectista, tomando -- como base las características del tipo de clima, terreno y uso al que se destine el consumo del líquido.

La Dirección General De Construcción De Sistemas De Agua Potable y Alcantarillados, de la SEDUE, recomienda las tomas domiciliarias -- mostradas en los VC.1959, 1960 y 1975.

En todas las localidades urbanas, se instalará medidor para todas -- las tomas de servicio domestico, comercial, industrial y público-- cuya capacidad será fijada por el Organismo Operador.

Para servicio domestico el medidor será de 15 mm., de diámetro -- nominal, con capacidad de $3 \text{ m}^3/\text{hr.}$, con conexiones de 13 mm., de -- diámetro; tipo de velocidad de chorro multiple, con el mecanismo -- de relojeria que indica la lectura trabajando en seco, es decir de esfera seca. La presión de trabajo será no menor de 10.5 Kg./cm.^2 -- La transmisión podra ser mecánica o magnetica.

Con la finalidad de estimar el numero de tomas domiciliarias que -- hacen falta a Puerto Escondido conforme al Proyecto, se consideró -- que por cada 6 habitantes será necesaria una toma domiciliaria.

Por lo tanto, para Puerto Escondido, serán en total 6,885 tomas. -- Sin embargo, de acuerdo con la información local, en la actualidad disponen de 1,239 tomas, de las cuales 1,062 cuentan con medidor y el resto carece de ellos. De aquí la conclusión de que hacen falta 5,646 tomas con medidor.

Respetando las etapas de construcción, la red de distribución se -- construirá en una primera etapa en la cual se requerirán 4,703 tomas domésticas con sus respectivos medidores, considerando además -- que las actuales tomas sin medidor serán equipadas para un mayor -- control en los consumos.

Se recomiendan tomas domiciliarias tipo 4-C, de plástico flexible y fierro galvanizado, equipadas con medidores tipo TM-3 (Azteca).

TABLA DE CANTIDADES DE TUBERIA.

(MTS.)

	ZONA ALTA "A"		ZONA BAJA "A"		ZONA BAJA "B"	ZONA MEDIA	ZONA ALTA "B"	ZONA ALTA "C"	T O T A L	
	C.I.	C.F.	C.I.	C.F.	C.I.	C.I.	C.I.	C.I.	C.I.	C.F.
Tubería de A.C. clase A-7 de: 100 mm. (4") Ø		86								86
Tubería de A.C. clase A-5 de: 300 mm. (12") Ø	90				315				405	
250 mm. (10") Ø			20		25				45	
200 mm. (8") Ø	350		445		265				1060	
150 mm. (6") Ø	555	955	1120	1420			393	463	2531	2375
100 mm. (4") Ø	729	420		371		235	970	1315	3249	791
Tubería de P.V.C. Serie - Métrica de:										
80 mm. Ø	3536	2258	806	1725	1543	3013	2048	3893	14839	3983
50 mm. Ø					295	90			385	

Población Puerto Escondido
 Municipio _____
 Estado Oaxaca

TANQUE ZONA MEDIA (PROYECTO) N° II

Calculo _____
 Fecha _____
 Revisó _____
 Fecha _____

TABLA DE CALCULO DE RED DE DISTRIBUCION

CRUCERO	Long. (m.)	Gasto l.p.s.	Diam. (mm.)	Hf (m.)	H. comp.	C O T A S		Carga Disponible
						Piezométrica	Terreno	
						59.00		
** T-1	20	34.50	250	0.04		58.96	53.00	5.96
1-2	445	29.90	200	2.01		56.95	22.50	34.45
* 2-3	125	9.20	150	0.30		56.65	25.00	31.65
* 3-4	390	8.70	150	0.84		55.81	27.15	28.66
4-5	30	8.70	150	0.05		55.76	26.60	29.16
5-6	235	8.50	150	0.40		55.36	26.70	28.66
6-7	305	7.50	150	0.40		54.96	25.50	29.46
7-8	320	6.60	150	0.33		54.63	31.80	22.83
* 2-9	50	18.60	150	0.49		56.46	20.40	36.06
9-10	20	18.60	150	0.16		56.30	23.10	33.20
10-11	110	15.40	150	0.61		55.69	21.40	34.29
11-12	340	12.40	150	1.23		54.46	26.30	28.16
12-13	150	9.90	150	0.34		54.12	26.50	27.62
13-14	235	8.60	150	0.41		53.71	26.30	27.41
14-15	285	8.00	150	0.43		53.28	25.20	28.08
15-16	270	7.40	150	0.35		52.93	31.20	21.73
16-17	240	6.10	150	0.21		52.72	32.00	20.72
17-18	265	4.90	100	1.30		51.42	26.00	25.42
* Tubería	Existente							
** Tubería	Sin Servicio	en Ruta						
K= 203.755 (4")	K=	23.439885 (5")	K= 28.362261 (6" Exit.)	K=	5.053771 (8")	K= 1.537312 (10")		

TANQUE ZONA MEDIA (EXISTENTE Y PROYECTO) N° IV

Población Puerto Escondido
Municipio _____
Estado Oaxaca _____

Calculó _____
Fecha _____
Revisó _____
Fecha _____

TABLA DE CALCULO DE RED DE DISTRIBUCION

CIRCUITO Prop. Comun.	CRUCERO	Long. (m.)	Gasto l.p.s.	Ø(mm.)	Hf (m.)	Hf/Q	CORRECCION	Q ₁ l.p.s.	Hf ₁ (m.)	Hf ₁ /Q	CORRECCION	Q ₂ l.p.s.	H ₂ (m.)	Hf	COTAS		Carga D-espigas	
															PIEZOMETRICA	TERRENO		
Exit	T-13	400	14.2	150	2.29									2.29	81.00	78.71	63.30	15.41
I	Exit	13-6	185	9.3	150	0.45	0.05	-0.57	8.73	0.40				0.40	78.31		52.00	26.31
	"	6-7	140	6.8	100	1.60	0.23	-0.57	8.23	1.34				1.34	76.97		50.00	26.97
	"	7-8	100	5.2	100	0.61	0.13	-0.57	4.63	0.53				0.53	76.44		51.50	24.94
	"	8-9	100	5.2	100	0.55	0.11	-0.57	4.23	0.44				0.44	76.00		50.00	26.00
	"	9-10	135	3.3	100	0.30	0.09	-0.57	2.73	0.21				0.22	75.78		55.70	20.08
					3.37	0.61				2.92				2.93				
I	Exit	13-12	180	4.9	100	0.89	0.18	-0.57	5.47	1.11				1.10	77.61		59.00	18.61
	"	12-11	100	4.6	100	0.52	0.11	-0.57	5.17	0.66				0.66	76.95		54.00	22.95
	"	11-10	100	3.4	100	0.66	0.25	-0.57	3.97	1.17				1.17	75.78		55.70	20.08
						2.27	0.54			2.44				2.93				
Exit	T-1	25	8.7	150	0.05				Sin Servicio en Ruta					0.05	80.95		78.00	2.95
"	1-2	420	4.0	150	0.19									0.19	80.76		63.30	17.46
"	2-3	90	4.0	150	0.04									0.04	80.72		61.10	19.62
"	3-4	90	2.0	150	0.01									0.01	80.71		60.00	20.71
"	4-5	95	2.0	150	0.02									0.02	80.69		59.50	21.29

K= 28.362261 (6" Existente) K= 246.544 (4" Existente) K= 203.755 (4")

LANQUE ELEVADO ZONA ALTA (PROYECTO) N° VI

Población: PUERTO ESCONDIDO
 Municipio: OXACA
 Estado: OXACA

K= 23.439885 (6")

K=203.755 (4")

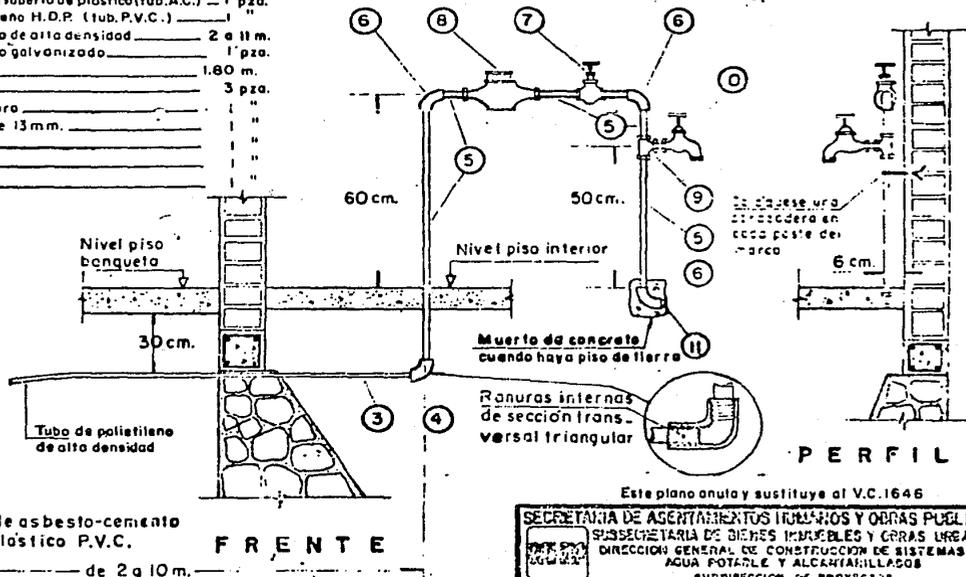
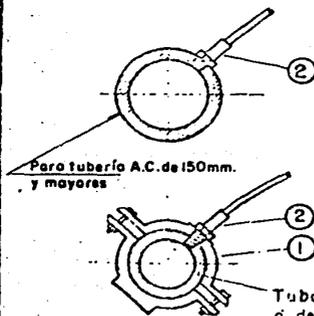
TABLA DE CALCULO DE RED DE DISTRIBUCION

Calculó: _____
 Fecha: _____
 Revisó: _____
 Fecha: _____

CIRCUITO Prop. Carlin	CRUCERO	Long. (m.)	Gasto l. p. s.	Ø(mm.)	Hf (m.)	Hf/Q	CORRECCION	Q, i. p. s.	Hf ₁ (m.)	Hf ₁ /Q	CORRECCION	Q ₂ l. p. s.	H ₂ (m.)	Hf	COTAS		Carga Disponib.
															PEZOMETRICA	TERRENO	
	T-1	8	15.50	150	0.05		Sin Servicio en Ruta							0.05	104.80 104.75	93.00 91.80	12.95
T	1-2	140	6.30	150	0.15									0.15	104.60	92.30	12.30
	2-3	110	5.90	150	0.09									0.09	104.51	91.00	13.51
	3-4	210	4.90	100	1.03									1.02	103.49	83.30	20.19
	4-5	150	2.10	100	0.83									0.13	103.36	72.20	31.16
	5-6	190	1.00	100	0.04									0.04	103.32	74.50	28.82
					1.44									1.43			
T	1-11	55	8.80	150	0.10									0.10	104.65	93.10	11.55
	11-10	150	5.90	150	0.12									0.12	104.53	93.00	11.53
	10-9	220	4.00	100	0.72									0.72	103.81	91.00	12.81
	9-8	110	3.30	100	0.24									0.25	103.56	89.00	14.56
	8-7	235	2.10	100	0.21									0.21	103.35	81.00	22.35
	7-6	185	0.90	100	0.03									0.03	103.32	74.50	28.82
					1.42									1.43			

MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

- | | |
|---|-----------|
| 1.- Abrazadera de inserción de fo.fo. para tubo de A.C. | 1 pza. |
| Abrazadera de P.V.C. para tubo de P.V.C. | 1 pza. |
| 2.- Insertor rosca de bronce con uerco para tubería de plástico (tub. A.C.) | 1 pza. |
| Conector o sujetador P.T., para polietileno H.D.P. (tub. P.V.C.) | " |
| 3.- Tubo de plástico flexible de polietileno de alta densidad | 2 a 11 m. |
| 4.- Codo combinado de polietileno o acero galvanizado | 1 pza. |
| 5.- Tubo de acero galvanizado | 1.80 m. |
| 6.- Codo de 90° de acero galvanizado | 3 pza. |
| 7.- Llave de globo de bronce, rosca hembra | " |
| 8.- Medidor de 15 mm para conexiones de 13 mm. | " |
| 9.- Te de acero galvanizado | " |
| 10.- Llave de bronce para manguera | " |
| 11.- Tapañ mocho | " |



NOTAS.—

- Las abrazaderas de inserción se utilizarán únicamente en las tuberías de A.C. con diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm, clase A-5 y en las de 50, 60 y 75 mm., A-7.
- En tuberías de plástico P.V.C. se utilizarán abrazaderas de P.V.C.
- Si el tubo de alta densidad no está disponible se utilizará un tubo de acero galvanizado.
- El medidor que se suministre deberá ser de transmisión mecánica magnética.

Dibujó: LUIS ZIZAMEN Formó: ING. CAUSI REYNOSO

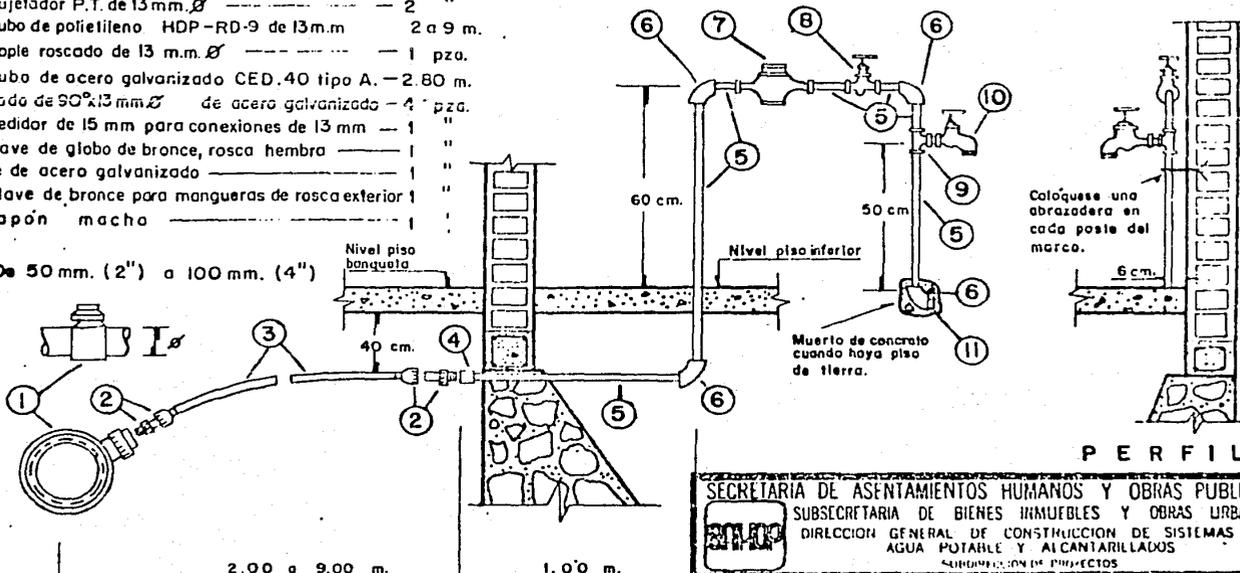
Este plano anula y sustituye al V.C. 1646

SECRETARÍA DE ASERTAMIENTOS URBANOS Y OBRAS PUBLICAS	
SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS	
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS	
TOMA DOMICILIARIA TIPO 4-C	
PLASTICO FLEXIBLE Y ACERO GALVANIZADO	
Conforma:	APROBADO EN EL COMITÉ DE TRABAJO TÉCNICO
Aprobó: <u>SECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS</u>	
DIRECCIÓN GENERAL	
México, D.F. Abril de 1979	V.C. 1975

MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

- 1- Abrazadera de PVC. ----- 1 pza.
- 2- Sujetador P.T. de 13 mm.Ø ----- 2 "
- 3- Tubo de polietileno HDP-RD-9 de 13m.m ----- 2 a 9 m.
- 4- Cople roscado de 13 m.m.Ø ----- 1 pza.
- 5- Tubo de acero galvanizado CED.40 tipo A. ----- 2.80 m.
- 6- Codo de 90° 13 mm.Ø de acero galvanizado ----- 4 pza.
- 7- Medidor de 15 mm para conexiones de 13 mm ----- 1 "
- 8- Llave de globo de bronce, rosca hembra ----- 1 "
- 9- Te de acero galvanizado ----- 1 "
- 10- Llave de bronce para mangueras de rosca exterior ----- 1 "
- 11- Tapón macho ----- 1 "

Ø De 50 mm. (2") a 100 mm. (4")



F R E N T E

FORMO: _____ REVISO: _____
 Ing. Carlos H. Jiménez P. Ing. Ricardo Pacchiano
 DIBUJO: _____
 Genaro García G

ANULA Y SUSTITUYE AL V.C.1736

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
 SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

**TOMA DOMICILIARIA TIPO 4-D
 PLASTICO FLEXIBLE Y ACERO GALVANIZADO**

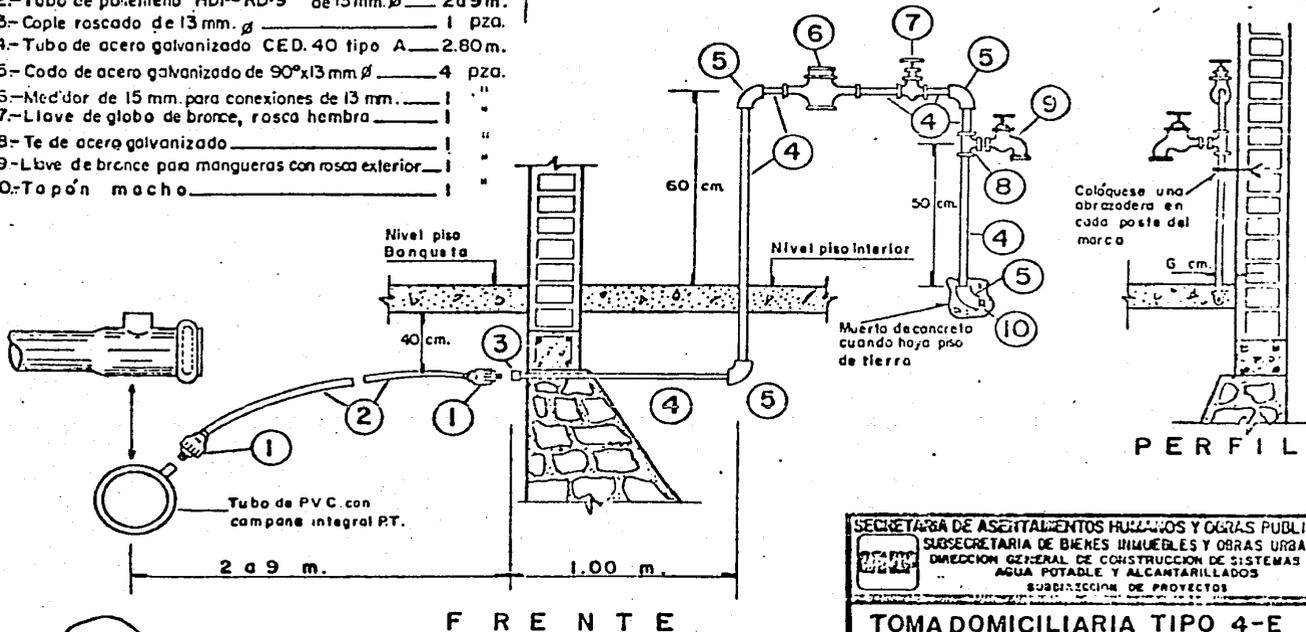
Conforme _____ Aprobó _____
SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

México, D.F. Abril de 1975

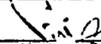
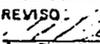
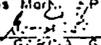
V.C. 1959

MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

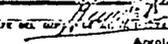
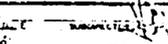
- 1- Sujetaor P.T. de 13 mm. ϕ _____ 2 pza.
- 2- Tubo de polietileno HDP-RD-9 de 13 mm. ϕ _____ 2 a 9 m.
- 3- Cople roscado de 13 mm. ϕ _____ 1 pza.
- 4- Tubo de acero galvanizado CED. 40 tipo A _____ 2.80 m.
- 5- Codo de acero galvanizado de 90° x 13 mm. ϕ _____ 4 pza.
- 6- Medidor de 15 mm. para conexiones de 13 mm. _____ 1 "
- 7- Llave de globo de bronce, rosca hembra _____ 1 "
- 8- Te de acero galvanizado _____ 1 "
- 9- Llave de bronce para mangueras con rosca exterior _____ 1 "
- 10- Topón mocho _____ 1 "



F R E N T E

FORMO:  REVISO: 
 Ing. Carlos Martí, S.P. Ing. Ricardo Pacheco
 DIBUJO: 
 GENERAL 6

ANULA Y SUSTITUYE AL VC. 1736

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS	
SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS	
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS	
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS	
TOMA DOMICILIARIA TIPO 4-E	
PLASTICO FLEXIBLE Y ACERO GALVANIZADO	
Conforme:	
Aprobó:	
México, D.F. Abril de 1979	VC. 1960

VII.- PRESUPUESTOS.

La Ley de Obras Públicas establece que todos los contratos que se celebren para la ejecución de obras que realice el Gobierno Federal deberán ser adjudicados a base del sistema de precios unitarios, con sujeción a las bases y normas respectivas que hay establecidas en materia de subasta, por lo que se considera conveniente contar con una Guía, que aquí se propone, para facilitar la elaboración de los catálogos generales de conceptos de trabajo y de las especificaciones correspondientes:

Esta Guía señala los principales conceptos de obra que se presentan con mayor frecuencia en la realización de proyectos de agua potable habiéndose procurado ajustar dichos conceptos a la estructura de las especificaciones complementarias.

Las especificaciones complementarias se establecen con un número de clasificación que permite identificarlas con el correspondiente del concepto de trabajo, y en ellas se indican las referencias relativas a: materiales y equipos, forma de ejecución de los trabajos, operaciones que cada concepto incluye, unidad y criterio de medición, y, en su caso, las tolerancias permisibles.

Además de los conceptos incluidos en la Guía, habrá otros, particulares a cada obra, que deberán agregarse en el catálogo del proyecto respectivo, con su especificación correspondiente.

RESUMEN DE PRESUPUESTOS.

CONCEPTO	MANO DE OBRA		MATERIALES		TOTAL	
	C.I.	C.F.	C.I.	C.F.	C.I.	C.F.
LINEA DE CONDUCCION	20'214,263.00		149'818,967.00		170'033,230.00	
RED DE DISTRIBUCION	30'983,695.00	11'547,658.00	44'212,368.00	11'975,889.00	75'196,063.00	23'523,547.00
CONEXIONES A LOS TANQUES	2'040,689.00		19'462,639.00		21'503,328.00	
TOMAS DOMICILIARIAS	23'943,211.00	6'953,192.00	135'044,581.00	26'416,657.00	158'987,792.00	33'369,849.00
SUBTOTAL	77'181,858.00	18'500,850.00	348'538,555.00	38'392,546.00	425'720,413.00	56'893,396.00
ADMN. E INGENIERIA (7%):	5'402,730.00	1'295,060.00	24'397,699.00	2'687,478.00	29'800,429.00	3'982,538.00
SUBTOTAL:	82'584,588.00	19'795,910.00	372'936,254.00	41'080,024.00	455'520,842.00	60'875,934.00
IMPREVISTOS (15%):	12'387,688.00	2'969,386.00	55'940,438.00	6'162,004.00	68'328,126.00	9'131,390.00
SUBTOTAL:	94'972,276.00	22'765,296.00	428'876,692.00	47'242,028.00	523'848,968.00	70'007,324.00
I.V.A. (15%):	14'245,841.00	3'414,794.00	64'331,504.00	7'086,304.00	78'577,345.00	10'501,098.00
TOTAL:	109'218,117.00	26'180,090.00	493'208,196.00	54'328,332.00	602'426,313.00	80'508,422.00

CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO PARA UN PRESUPUESTO DE AGUA POTABLE.

PAVIMENTOS.

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
RUPTURA DE:		
Empedrado	M ²	a) Ruptura del empedrado b) Selección y estiba del material en la obra.
Pavimento adoquinado	M ²	a) Ruptura del pavimento. b) Carga del material a camión. c) Acarreo en 1er. km.
Pavimento asfáltico	M ³	a) Ruptura del pavimento. b) Carga del material a camión. c) Acarreo en 1er. km.
Pavimento de concreto	M ³	a) Ruptura del pavimento. b) Carga del material a camión. c) Acarreo en 1er. km.
Banquetas de concreto	M ³	a) Ruptura del pavimento. b) Carga del material a camión. c) Acarreo en 1er. km.
REPOSICION DE:		
Empedrado en seco	M ²	a) Reposición del empedrado b) Se utilizará el material producto de la ruptura.
Empedrado junteado con mortero cemento arena 1:5	M ²	a) Fabricación del mortero. b) Reposición del empedrado. c) Se utilizará el material producto de la ruptura.
Pavimento adoquinado en seco.	M ²	a) Reposición del adoquín en un 40% por material nuevo utilizándose el resto del material producto de la ruptura. b) Reposición del pavimento adoquinado.
Pavimento adoquinado junteado con mortero cemento-arena 1:5	M ²	a) Reposición en un 40% por material nuevo del adoquín, utilizándose el resto del material producto de la ruptura. b) Fabricación del mortero.

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
Pavimento asfáltico para carpeta de 0.05 m. de espesor.	M ²	<ul style="list-style-type: none"> c) Reposición del pavimento adoquinado. a) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. b) Reposición de la carpeta asfáltica.
Pavimento asfáltico para carpeta de 0.075 m. de espesor.	M ²	<ul style="list-style-type: none"> a) Extracción de material en banco para base. b) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. c) Reposición de la carpeta asfáltica.
Pavimento de concreto de $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 0.08 m. de espesor.	M ²	<ul style="list-style-type: none"> a) Extracción del material en banco para base. b) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. c) Extracción de arena y grava, incluyendo 1er.km. de acarreo. d) Descarga, acarreo y almacenaje del cemento, de la bodega a la obra. e) Fabricación y colocación del concreto. f) Curado con membrana. g) Acarreo del concreto. h) Cimbra de madera. i) Junta de celotex.
Pavimento de concreto de $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 0.10 m. de espesor.	M ²	<ul style="list-style-type: none"> a) Extracción del material en banco para base. b) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. c) Extracción de arena y grava, incluyendo 1er. km. de acarreo. d) Descarga. acarreo y almacenaje del cemento, de la bodega a la obra.

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Pavimento de concreto de $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 0.15 m. de espesor.</p>	<p>M^2</p>	<p>e) Fabricación y colocación del concreto. f) Curado con membrana. g) Acarreo del concreto. h) Cimbra de madera. i) Junta de celotex</p> <p>a) Extracción del material en banco para base. b) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. c) Extracción de arena y grava, incluyendo 1er. km. de acarreo. d) Descarga, acarreo y almacenamiento del cemento, de la bodega a la obra. e) Fabricación y colocación del concreto. f) Curado con membrana. g) Acarreo del concreto. h) Cimbra de madera. i) Junta de celotex.</p>
<p>Banqueta de concreto de $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 0.08 m. de espesor.</p>	<p>M^2</p>	<p>a) Extracción del material en banco para base. b) Base de grava cementada de 20 cm. de espesor. c) Extracción de arena y grava, incluyendo 1er. km. de acarreo. d) Descarga, acarreo y almacenamiento del cemento, de la bodega a la obra. e) Fabricación y colocación del concreto. f) Curado con membrana. g) Acarreo de concreto. h) Cimbra de madera. i) Junta de celotex.</p> <p style="text-align: right;">***</p>

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Banqueta de concreto de -- $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ de 0.10 m. de espesor.</p>	<p>M²</p>	<ul style="list-style-type: none"> a) Extracción del material en -- banco para base. b) Base de grava cementada de -- 20 cm de espesor. c) Extracción de arena y grava, -- incluyendo 1er. km. de aca-- rreo. d) Descarga, acarreo y almacena-- je del cemento, de la bodega a la obra. e) Fabricación y colocación del concreto. f) Curado de membrana. g) Acarreo del concreto. h) Cimbra de madera. i) Junta de celotex.

TERRACERIAS

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Excavación a mano para zanjas en material I, en seco ..</p> <p>Excavación a mano para zanjas en material I, en agua..</p> <p>Excavación a mano para desplante de estructuras, en material I, en agua.</p> <p>Hasta 2.0 m. de profundidad.</p>	M ³	<p>a) Afloje del material y su extracción.</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Traspaleo del material hasta 10 m. del eje de la misma.</p> <p>e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>
<p>Hasta 4.0, 6.0 y 8 m. de profundidad.</p>	M ³	<p>a) Afloje del material y su extracción'</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Traspaleos verticales para su extracción.</p> <p>e) Traspaleo del material hasta 10 m. del eje de la misma.</p> <p>f) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>
<p>Excavación a mano para zanjas en material II, en seco</p> <p>Excavación a mano para zanjas en material II, en agua</p> <p>Excavación a mano para desplante de estructuras en material II, en seco</p>		

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Excavación a mano para desplante de estructuras en material II, en agua</p> <p>Hasta 2.0 m. de profundidad.</p>	<p>M³</p>	<p>a) Afloje de material y extracción.</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Traspaleo del material hasta 10 m. del eje de la misma.</p> <p>e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>
<p>Hasta 4.0, 6.0 y 8.0 m. de profundidad.</p>	<p>M³</p>	<p>a) Afloje de material y extracción.</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Traspaleos verticales, para su extracción.</p> <p>e) Traspaleo del material hasta 10 m. del eje de la misma.</p> <p>f) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>
<p>Excavación con uso de explosivos para zanjas, en material III, en seco y extracción de rezaga a mano.</p>		
<p>Excavación con uso de explosivos para zanjas, en material III, en agua y extracción de rezaga a mano.</p>		
<p>Excavación con uso de explosivos para desplante de estructuras, en material III, en seco y extracción de rezaga a mano.</p>		

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Excavación con uso de explosivos para desplante de estructuras - en material III, en agua y extracción de rezaga a mano.</p> <p>Hasta 2.0 m. de profundidad</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Afloje de material y extracción. b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja. c) Remoción del material producto de las excavaciones. d) Carga directa a camión o a un lado de la zanja, hasta 10 m' del eje de la misma. e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
<p>Hasta 4.0, 6.0 y 8.0 m. de profundidad.</p>		<ul style="list-style-type: none"> a) Afloje de material y extracción. b) Amacice o limpieza de plantilla y taludes de la zanja. c) Remoción del material producto de las excavaciones. d) Traspaleos verticales para su extracción. e) Carga directa a camión o a un lado de la zanja, hasta 10 m. del eje de la misma. f) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
<p>Excavaciones con máquina para zanjas en material I, en seco.</p> <p>Excavaciones con máquina en material I, en agua.</p>		
<p>Zona A, de 0 a 8.0 m. de profundidad.</p> <p>(Zona despoblada ó poblada que no cuente con tomas domiciliarias, ductos telefónicos, electricidad ó hidráulicos, que dificulten la ejecución de los</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Afloje del material y su extracción. b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja. c) Remoción del material producto de las excavaciones.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>trabajos).</p> <p>Zona B de 0 a 8.0 m. de profundidad. (Zona poblada que cuenten con tomas domiciliarias, ductos telefónicos, electricidad, hidráulicos, etc. que dificultan la ejecución de los trabajos).</p> <p>Excavación con máquina para zanjas en material II, en seco.</p> <p>Excavación con máquina para zanjas en material II, en agua.</p>	<p>M³</p>	<p>d) Carga directa a camión ó a un lado de la zanja incluyendo el acarreo a 10 m. del eje de la misma.</p> <p>e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p> <p>a) Afloje del material y su extracción.</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Carga directa a camión ó a un lado de la zanja incluyendo el acarreo a 10 m. del eje de la misma.</p> <p>e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>
<p>Zona A, de 0 a 8.0 m. de profundidad. (Zona despoblada ó poblada que no cuenta con tomas domiciliarias, ductos telefónicos, electricidad ó hidráulicos, que dificulten la ejecución de los trabajos).</p>	<p>M³</p>	<p>a) Afloje del material con explosivos y su extracción.</p> <p>b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja.</p> <p>c) Remoción del material producto de las excavaciones.</p> <p>d) Carga directa a camión ó a un lado de la zanja incluyendo el acarreo a 10 m. del eje de la misma.</p> <p>e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.</p>

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Zona B de 0 a 8,0 m. de profundidad. (Zonas pobladas que cuentan con tomas domiciliarias, ductos telefónicos, eléctricos, hidráulicos, etc., que dificultan la ejecución de los trabajos).</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Afloje del material con explosivos y su extracción. b) Amacice ó limpieza de plantilla y taludes de la zanja. c) Remoción del material producto de las excavaciones. d) Carga directa a camión ó a un lado de la zanja incluyendo el acarreo a 10 m. del eje de la misma. e) Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
<p>Plantilla apisonada en zanjas. Con materiales I y/o II.</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Selección del material I y/o II, producto de la excavación. b) Colocación de la plantilla. c) Construcción del apoyo semicircular, para permitir el apoyo completo de la tubería.
<p>Relleno de zanjas con materiales I y/o II. A volteo con pala de mano.</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Selección del material I y/o II. b) Acarreo libre de 20 m. del material. c) Volteo del material I y/o II.
<p>Apisonado y compactado con agua, en capas de 20 cm. de espesor.</p>	M^3	<ul style="list-style-type: none"> a) Selección del material I y/o II. b) Acarreo libre de 20 m. del material. c) Relleno compactado por capas, incluyendo agua.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Bombeo de achique con bomba autocebante, de: 2", 3", 4" y 6" de diámetro.</p>	Hra.	<p>a) Cargos fijos: (Depreciación, mantenimiento mayor y menor intereses, seguros y almacenaje). b) Consumos: (combustibles, lubricantes, mangueras, etc. c) Operación.</p>
<p>Ademe de madera cerrado, hasta una profundidad de 3.50 m.</p>	M ²	
<p>Ademe de madera cerrado a una profundidad mayor de 3.50 m.</p>	M ²	
<p>Ademe de madera abierto hasta una profundidad de 3.50 m.</p>	M ²	<p>a) Fabricación, colocación y desmantelamiento.</p>
<p>Ademe de madera abierto a una profundidad mayor de 3.50 m.</p>	M ²	<p>b) Fletes y maniobras locales de los materiales.</p>

AGUA POTABLE.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de asbesto-cemento A-5.		
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de asbesto-cemento A-7		
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de asbesto-cemento A-10		
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de asbesto-cemento A-14.		
De 64 mm. (2½") a 900 mm. --- (36") de diámetro.	M	a) Bajado, instalación y junteo b) Fletes y maniobras locales. c) Prueba de la tubería.
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de P.V.C. rígido.		
Instalación, junteo y prueba - de tuberías de polietileno de- alta densidad, flexibles.		
De 10 mm. (3/8") a 152 mm. (6")	M	a) Bajada, instalación y junteo. b) Fletes y maniobras locales. c) Prueba de la tubería.
Instalación, junteo y prueba -- de tubería de acero lisa de ace ro soldada, tipo API, Grado --- "B" ó X-42 de		
152 mm. (6") de diámetro y --- 4.78 mm. (3/16") de espesor a 762 mm. (30") de diámetro y --- 7.14 mm. (9/32") de espesor.	M	a) Movimiento de carga del lu- gar de almacenamiento al --- vehículo de transporte de - tubería. b) Acarreos de la tubería al - sitio de su colocación.

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Instalación de piezas especiales de</p> <p>Fierro fundido, asbesto-cemento y G.P.B.</p>	<p>KG.</p>	<p>c) Descarga de vehículos de transporte y distribución de tubería.</p> <p>d) Doblado de tubería.</p> <p>e) Limpieza interior y rebisado de tubería.</p> <p>f) Alineado y soldado a tope de tubería.</p> <p>g) Reparación de uniones soldadas de tubería.</p> <p>h) Bajado de la tubería a la zanja.</p> <p>i) Llenado, limpieza interior y vaciado de la tubería.</p> <p>j) Prueba hidrostática.</p>
<p>Instalación de válvulas de seccionamiento de</p> <p>Instalación de válvulas de check.</p>	<p>PZA</p>	<p>a) Limpieza de piezas.</p> <p>b) Instalación de las piezas.</p> <p>c) Prueba hidrostática (junto con tubería).</p>
<p>De 38 mm. (1½") a 760 mm. (30") de diámetro.</p> <p>Cajas para operación de válvulas, según plano tipo V.C. 1957.</p> <p>Cajas, tipo para operación de válvulas, con tapa de concreto, según plano V.C. 1958.</p>	<p>CAJA</p>	<p>a) Limpieza de piezas.</p> <p>b) Instalación de las piezas.</p> <p>c) Prueba hidrostática (junto con tubería).</p>
<p>Tipo I al tipo 13.</p>	<p>CAJA</p>	<p>a) Plantilla de pedacera tabique.</p> <p>b) Concreto en pisos y losa.</p>

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Suministro e instalación de -- campanas para operación de vál- vulas según plano tipo V.C. -- 1957.</p> <p>De 75 a 350 mm.</p>	PZA.	<p>c) Muros de tabique recocido - junteado con mortero cemen- to-arena 1:5.</p> <p>d) Aplanado con mortero cemen- to-arena 1:5</p> <p>e) Acero de refuerzo $f_s=1265$ - kg/cm².</p> <p>f) Cimbra de madera.</p> <p>a) Suministro</p> <p>b) Fletes y maniobras,</p> <p>c) Muro de tabique,</p> <p>d) Plantilla de pedacería.</p> <p>e) Aplanados con mortero ce- mento.</p> <p>f) Concreto $f'_c=140$ kg/cm².</p> <p>g) Acero de refuerzo $f_s=1265$ - kg/cm².</p> <p>h) Instalación.</p>
<p>Suministro e instalación de -- contramarcos, según plano tipo V.C. 1957.</p> <p>Sencillos de 0.90 m. con canal de 100 mm. (4") a dobles de -- 1.80 m. con canal de 150 mm. - (6")</p>	PZA.	<p>a) Suministro.</p> <p>b) Instalación.</p>
<p>Suministro e instalación de -- marcos con tapa de fierro fun- dido.</p> <p>Con peso de 130 kg (V.C. 1957).</p>	PZA.	<p>a) Suministro.</p> <p>b) Instalación.</p>
<p>Instalación de toma domicilia- ria de 13 mm. ($\frac{1}{2}$") de diámetro.</p> <p>Tipo 2 de cobre flexible y co- bre rígido, V.C. 1362.</p>	TOMA	<p>a) Instalación.</p> <p>b) Prueba.</p>

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Instalación y prueba de tubería de fierro galvanizado, de:</p> <p>13 mm. ($\frac{1}{2}$") a 102 mm. (4") de diámetro.</p>	M	<p>a) Instalación.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p> <p>c) Prueba de la tubería.</p>
<p>Instalación de piezas especiales de fierro galvanizado.</p>	PZA.	<p>a) Instalación.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p> <p>c) Pruebas.</p>

SUMINISTROS.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Suministro de tuberías de asbesto-cemento Clase A-5.</p>		
<p>Suministro de tuberías de asbesto-cemento Clase A-7.</p>		<p>a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de tuberías de asbesto-cemento Clase A-10</p>		
<p>Suministro de tuberías de asbesto-cemento Clase A-14</p>		
<p>De 60 mm. (2½") a 900 mm. (36") de diámetro.</p>	M	
<p>Suministro de tuberías de P.V.-C. (rígido) tipo normal, extremos lisos.</p>	M	<p>a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de tuberías de P.V.-C. (rígido) con cople integral "ANGER".</p>		
<p>De 38 mm. (1½") a 152 mm. (6") de diámetro.</p>	M	<p>a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de tuberías flexibles de polietileno de alta densidad.</p>		
<p>De 13,, (½") a 102 mm. (4") de diámetro.</p>	M	<p>a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de piezas especiales de fierro fundido (excluyendo extremidades).</p>		
<p>Con bridas de 51 mm. 1218 mm.</p>	KG	<p>a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
Sin bridas de 51 mm. 1218 mm.	KG	a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de extremidades de fierro fundido.		
51 mm. a 914 mm.	KG	a) Suministro de la tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de piezas especiales de asbesto-cemento.	PZA.	a) Se pagarán por administración a través del Contratista.
Suministro de piezas especiales de P.V.C. (rígido).	PZA.	a) Se pagarán por administración a través del Contratista.
Suministro de piezas especiales de polietileno de alta densidad (flexibles).	PZA.	a) Se pagarán por administración a través del Contratista.
Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal.		
De 16 mm. x 64 mm. (5/8" x 2½") a 38 mm. x 191 mm (1½" x 7½").	PZA.	a) Suministro de tomillería en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de empaques de plomo.		
De 51 mm. (2") a 914 mm. (36") - de diámetro.	PZA.	a) Suministro de los empaques en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de Junta Gibault completa.		
De 51 mm (2") a 914 mm. (36") - de diámetro.	PZA.	a) Suministro de Junta en obra.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Suministro de válvulas "ROSS" tipo 23WR, reductora de presión.</p> <p>De 51 mm. (2") a 76 mm. (3") de diámetro.</p>	PZA.	<p>obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p> <p>a) Suministro de válvula en obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de válvulas tipo compuerta, G 612 ó similar, completas, para 14.7 kg. (200 lbs.) de agua.</p> <p>De 51 mm. (2") a 762 mm (30") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de válvulas en obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de válvula de sección "VALFLEX" completa.</p> <p>De 51 mm. x 51 mm. (2" x 2") a 76 mm. x 76 mm. (3" x 3").</p>	PZA.	<p>a) Suministro válvula en obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de válvulas de no retorno (Check) G 931 ó similar para 14.7 kg. (200 lbs.) de agua.</p> <p>De 51 mm. (2") a 609 mm. (24") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro válvula en obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Materiales para tomas domiciliarias de 13 mm. (½") de diámetro excluyendo abrazadera y medidor.</p> <p>Tipo 2, de cobre flexible y cobre rígido V.C. 1362.</p> <p>Tipo 4-C, de plástico flexible y fierro galvanizado V.C. 1975.</p>	TOMA TOMA	<p>a) Suministro de materiales en obra.</p> <p>b) Fletes y maniobras locales.</p>

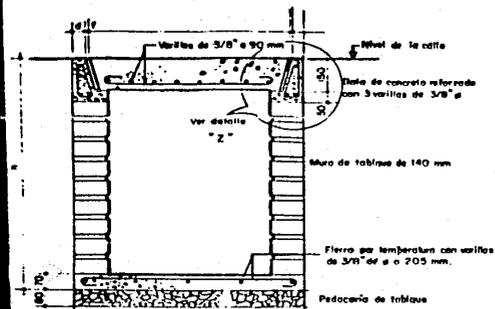
CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTOS
<p>Suministro de Juntas Universales completas</p>		<p>b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>De 51 mm. (2") a 610 MM. (24") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de Junta en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de Juntas Mecánicas "A.B.T."</p>		
<p>De 51 mm. (2") a 305 mm. (12") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de Junta en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de reducciones — "G.P.B." completas.</p>		
<p>De 76 mm. x 51 mm. (3" x 2") a 305 mm. x 203 mm. (12" x 8") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de reducción en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de terminal "G.P.B." completa.</p>		
<p>De 51 mm. (2") a 152 mm. (6") - de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de terminal en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de válvulas "APOC" - aliviadoras ó eliminadoras de aire.</p>		
<p>De 13 mm (½") a 51 mm. (2") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de válvula en obra. b) Fletes y maniobras locales.</p>
<p>Suministro de válvulas "ROSS" - tipo 20WR contra golpe de ariete.</p>		
<p>De 25 mm. (1") a 51 mm. (2") de diámetro.</p>	PZA.	<p>a) Suministro de válvula en obra.</p>

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
Tipo 5, de cobre flexible y — fierro galvanizado V.C. 1438	TOMA	
Medidores para toma domicilia- ria de 15 mm. de diámetro, in- cluyendo conexiones.		
Tipo MJ-3C Tipo MJ-3 Tipo TM-3C Tipo TM-3	PZA. PZA. PZA. PZA.	a) Suministro del medidor en — obra. b) Fletes y maniobras locales.
Abrazadera de inserción para: Tubo de 51 mm. (2") a 356 mm. — (14") de diámetro.	PZA.	a) Suministro de la abrazadera en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Caja de banqueta De Fierro fundido, de 38 cm. de alto y peso de 5 kg., incluyen- do tapa.	PZA.	a) Suministro de caja en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de tubería de fierro fundido galvanizado, cédula 40- tipo A, de ... 13 mm. (½") a 102 mm. (4") de — diámetro.	M.	a) Suministro de tubería en obra. b) Fletes y maniobras locales.
Suministro de piezas especiales de fierro falvanizado.	PZA.	Se pagarán por administración a través del Contratista.

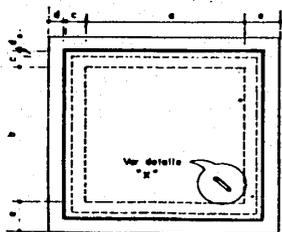
FLETES Y ACARREOS.

C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
<p>Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos: arena, grava, piedra, cascajo, etc. en camión de volteo de 4 m³. de capacidad: incluye carga a mano y descarga a volteo en camino</p>	M3	
<p>Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos: arena, grava, piedra, cascajo, etc. en camión de volteo de 5 m³. de capacidad. Incluye carga a mano y descarga a volteo en camino</p>	M3	
<p>Acarreo primer kilómetro de cemento, fierro de refuerzo, madera, tabique, piezas especiales, tuberías de asbesto-cemento y de concreto, en camión redilas ó plataforma de 7.5 tons. de capacidad. Incluye carga y descarga en camino</p>	TON.	a) Carga a camión.
<p>Plano revestido a zona urbana - tránsito normal.</p>		b) Acarreo en 1er. kilómetro. c) Descarga a volteo
<p>Acarreo kilómetros subsecuentes al primero, de materiales pétreos, arena, grava, piedra, cascajo, etc. en camión volteo de 4 m³. de capacidad en camino</p>	M3	
<p>Acarreo en kilómetros subsecuentes al primero, de materiales pétreos, arena, grava, piedra, cascajo, etc., en camión volteo de 5 m³. de capacidad, en camino</p>	M3	
<p>Acarreo en kilómetros subsecuentes al primero, de cemento, fierro de refuerzo, madera, tabique, piezas especiales, tuberías de asbesto-cemento y de -</p>		

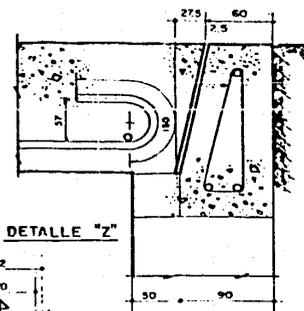
C O N C E P T O	UNIDAD	C O N C E P T O S
concreto, en camión redilas ó plataforma de 7.5 tons. de capacidad en camino	TON.	a) Acarreo en un kilómetro.
Plano pavimentado a zona urbana tránsito normal.		
Fletes de materiales que se transporten a más de 50 kms.		
2da. clase.	TON.	a) Acarreos en camión en la distancia.
Fletes de materiales, que se transporten a más de 50 kms.	TON.	a) Acarreos en camión en la distancia.
Acarreos en carretilla, de materiales pétreos, arena, grava, etc.		
A 20 m. de distancia.	M3	a) Carga carretilla a mano.
En estaciones de 20 m. subcuentas a la primera.	M3	b) Acarreo.



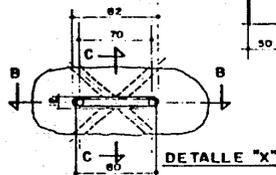
CORTE A-A



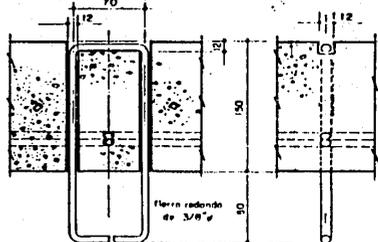
PLANTA



DETALLE "Z"



DETALLE "X"



CORTE B-B

CORTE C-C

DATOS GENERALES DE LAS CAJAS

CANTIDAD	DISEÑO	TIPO DE VALVULA	DIMENSIONES en mm								MATERIALES PRINCIPALES						
			a	b	c	d	e	f	g	h	CEMENTO	ARENA	BRICKS	PIEDRA	ACERO		
1	21450	1	400	400	775	80	140	2.5	555	740	0.18	1.09	0.072	0.045	18.75	1.70	0.051
2	81475	1	500	500	775	80	140	2.5	455	600	0.28	1.05	0.080	0.060	18.00	2.05	0.069
3	1014150	1	600	600	775	80	140	2.5	795	950	0.38	2.39	0.110	0.080	28.00	2.45	0.082
4	110	1	800	800	775	80	140	2.5	795	700	0.30	2.80	0.110	0.080	20.00	2.45	0.082

NOTAS.-

- Todas las notaciones están expresadas en milímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
- El eje de operación de la válvula deberá quedar centrado con la tapa de la caja.
- El piso que se detalla en este plano se construye siempre que se disponga sobre tierra u otro material semejante; si el terreno de cimentación es de patete ordinario, roca alterada o roca firme fiurada, se construye la base del piso sin la planilla y, si es roca firme sana, se elimina la base del piso, desplazándose los muros directamente sobre el terreno.
- En los volúmenes anteriores de construcción, se detalla el correspondiente la zapata previamente hecha para la tubería.
- El uso de estas cajas es recomendable para localidades urbanas pequeñas. Se dejó a juicio de la Dirección de Construcción, su empleo en localidades urbanas grandes.
- En cajas en que se tenga mucho tránsito de vehículos, es conveniente utilizar las cajas que se especifican en el plano con clasificación V.C. 1047.

ESTE PLANO AVILA Y BURTUYUE AL V.C. 1048

SECCION DE ASISTENTE TECNICO INGENIERO Y OBRERO PLUMERIA

CAJAS TIPO PARA OPERACION DE VALVULAS CON TAPA DE CONCRETO

Elaborado por: [Firma]

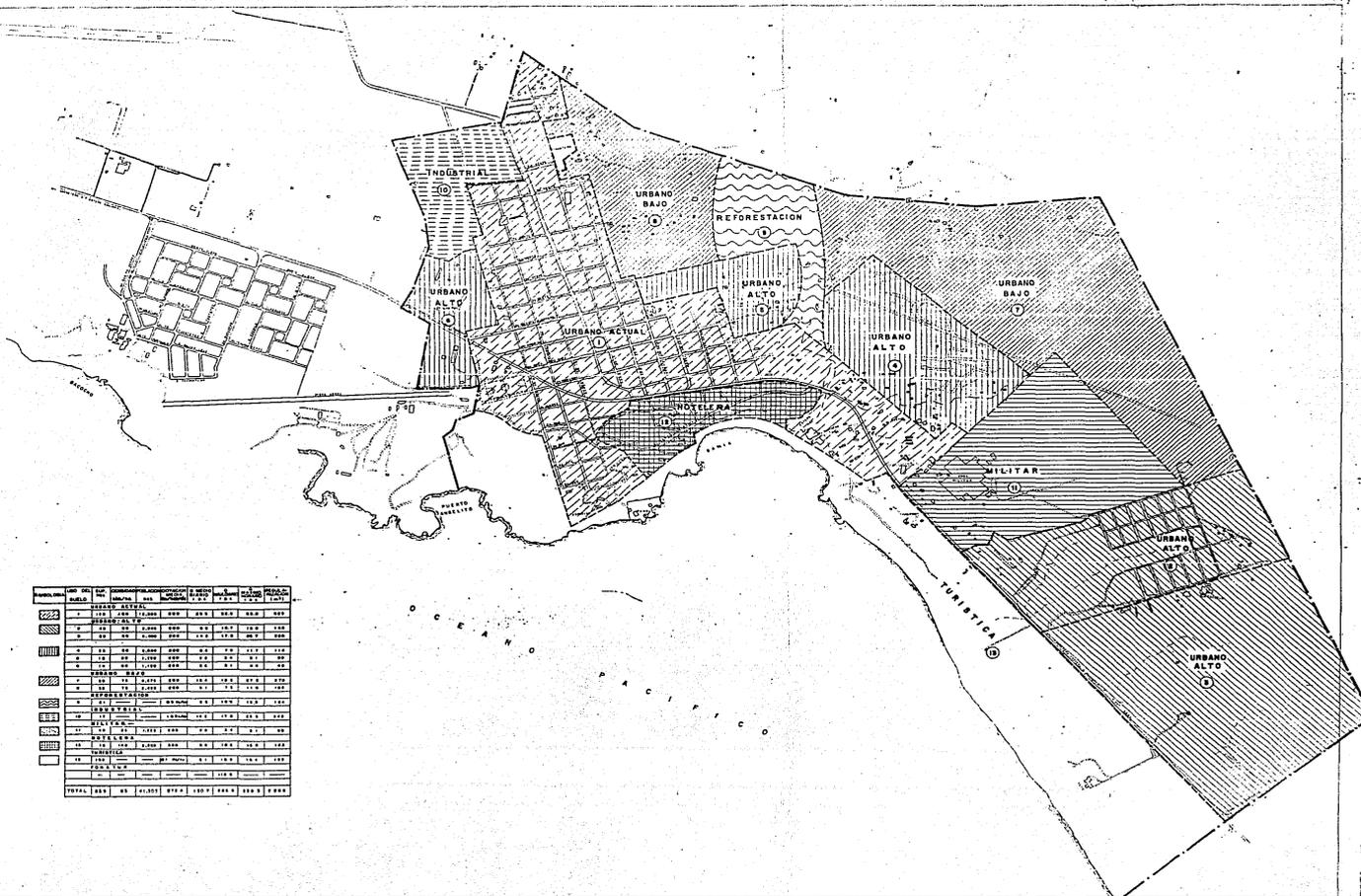
Revisado por: [Firma]

Fecha: [Fecha]

Escala: [Escala]

Proyecto: [Proyecto]

Hoja: [Hoja]



USO DEL SUELO	NO. DE LOTES	AREA TOTAL	AREA CONSTRUYIBLE	AREA DE REFORESTACION	AREA INDUSTRIAL	AREA MILITAR	AREA URBANA	AREA TOTAL
INDUSTRIAL	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO BAJO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO ALTO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO SECTOR	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO ALTO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO BAJO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
MILITAR	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO ALTO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
URBANO ALTO	1	10000	10000	0	0	0	0	10000
TOTAL	8	80000	80000	0	0	0	0	80000

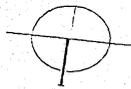
ESCALA GRAFICA
1:10000

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
PUERTO ESCONDIRO, OAX. - AGUA POTABLE
USO DEL SUELO Y FUTURO
PLANO 2
ALUMNO: DIEGO A. CALVO ANTON



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

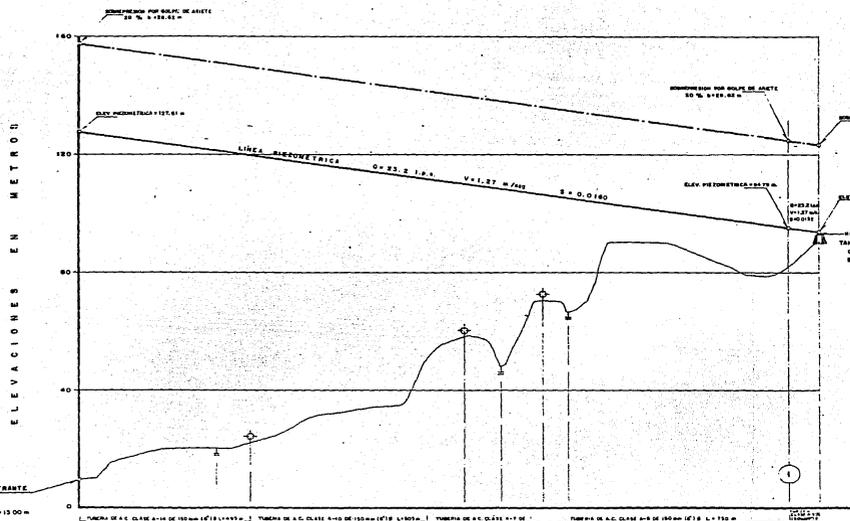
Fe.Fe.	CANTIDAD
CODO 90° 150x150mm. (6" x 6")	1
JUNTAS UNIVERSALES 150mm. (6")	2



CAPTACION SALERA PETRANTE
CAP. = 300 l. a. 1.
C.T. = 9.42 m.
Elev. Paredes Exteriores = 0.00 m.

PLANTA
E.S.C. 1:1000

TANQUE SUPERFICIAL, PROV. Nº 2
CAP. = 500 m³
Elev. Terasas = 100.00 m.



ELEVACIONES EN METROS

ELEVACIONES EN PIES

CAPTACION SALERA PETRANTE
CAP. = 300 l. a. 1.
C.T. = 9.42 m.
Elev. Paredes Exteriores = 0.00 m.

CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACION MATERIAL "A" ZONA MADERA	14 m ³
EXCAVACION MATERIAL "A" ZONA MADERA	55 m ³
PLANTILLA APISONADA	6 m ³
RELLENO COMPACTADO	27 m ³
RELLENO A VOLTEO	25 m ³
ATRAQUE DE HERRID 6x1/2"	300 m ³

CANTIDADES DE TUBERIA

TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO CLASE A-2 150 mm. (6")	90 m
---	------

NOTAS:

- EN LOS Codos DE CONSTRUCCION ATRADUES DE CONCRETO SIMPLE DE F' = 100kg/cm²
- POR NINGUN MOTIVO SE HANAN CONEXIONES SUELIARIAS A LA LINEA DE CONDUCCION
- LAS CONEXIONES AL TANQUE APARECEN EN EL PLANO RESPECTIVO
- SEGUN ANALISIS HIDRAULICO ALGUNOS TRAMOS DE LA TUBERIA NO TIENE LA RESISTENCIA SUFICIENTE PARA SOPORTAR LAS PRESIONES CON LAS MAJAS CONDICIONES DE CARGA POR LO QUE SE RECOMIENDA SU REFORZAMIENTO EN EL MOMENTO EN QUE SE DETECTEN FUGAS RESPECTANDO LA SIGUIENTE CLASIFICACION:
A-14 DEL #. 04.850 AL #. 01.850
A-10 DEL #. 14.000 AL #. 14.300
A-7 DEL #. 14.300 AL #. 14.900

SI MBOLOGIA

TUBERIA DE	EXISTENTE	PROYECTO
150 mm. (6")	—	—
LONGITUD DE TRAMO EN METROS	—	—
NUMERO DE CRUCEOS	—	—
MUESTRA DE ANCHO Y ESPESOR DE ARI	—	—
DESAGUE	—	—
CURVA DE NIVEL	—	—

CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMETRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100.00	100.00	100.00	100.00
99.90	99.90	99.90	99.90
99.80	99.80	99.80	99.80
99.70	99.70	99.70	99.70
99.60	99.60	99.60	99.60
99.50	99.50	99.50	99.50
99.40	99.40	99.40	99.40
99.30	99.30	99.30	99.30
99.20	99.20	99.20	99.20
99.10	99.10	99.10	99.10
99.00	99.00	99.00	99.00
98.90	98.90	98.90	98.90
98.80	98.80	98.80	98.80
98.70	98.70	98.70	98.70
98.60	98.60	98.60	98.60
98.50	98.50	98.50	98.50
98.40	98.40	98.40	98.40
98.30	98.30	98.30	98.30
98.20	98.20	98.20	98.20
98.10	98.10	98.10	98.10
98.00	98.00	98.00	98.00
97.90	97.90	97.90	97.90
97.80	97.80	97.80	97.80
97.70	97.70	97.70	97.70
97.60	97.60	97.60	97.60
97.50	97.50	97.50	97.50
97.40	97.40	97.40	97.40
97.30	97.30	97.30	97.30
97.20	97.20	97.20	97.20
97.10	97.10	97.10	97.10
97.00	97.00	97.00	97.00
96.90	96.90	96.90	96.90
96.80	96.80	96.80	96.80
96.70	96.70	96.70	96.70
96.60	96.60	96.60	96.60
96.50	96.50	96.50	96.50
96.40	96.40	96.40	96.40
96.30	96.30	96.30	96.30
96.20	96.20	96.20	96.20
96.10	96.10	96.10	96.10
96.00	96.00	96.00	96.00
95.90	95.90	95.90	95.90
95.80	95.80	95.80	95.80
95.70	95.70	95.70	95.70
95.60	95.60	95.60	95.60
95.50	95.50	95.50	95.50
95.40	95.40	95.40	95.40
95.30	95.30	95.30	95.30
95.20	95.20	95.20	95.20
95.10	95.10	95.10	95.10
95.00	95.00	95.00	95.00
94.90	94.90	94.90	94.90
94.80	94.80	94.80	94.80
94.70	94.70	94.70	94.70
94.60	94.60	94.60	94.60
94.50	94.50	94.50	94.50
94.40	94.40	94.40	94.40
94.30	94.30	94.30	94.30
94.20	94.20	94.20	94.20
94.10	94.10	94.10	94.10
94.00	94.00	94.00	94.00
93.90	93.90	93.90	93.90
93.80	93.80	93.80	93.80
93.70	93.70	93.70	93.70
93.60	93.60	93.60	93.60
93.50	93.50	93.50	93.50
93.40	93.40	93.40	93.40
93.30	93.30	93.30	93.30
93.20	93.20	93.20	93.20
93.10	93.10	93.10	93.10
93.00	93.00	93.00	93.00
92.90	92.90	92.90	92.90
92.80	92.80	92.80	92.80
92.70	92.70	92.70	92.70
92.60	92.60	92.60	92.60
92.50	92.50	92.50	92.50
92.40	92.40	92.40	92.40
92.30	92.30	92.30	92.30
92.20	92.20	92.20	92.20
92.10	92.10	92.10	92.10
92.00	92.00	92.00	92.00
91.90	91.90	91.90	91.90
91.80	91.80	91.80	91.80
91.70	91.70	91.70	91.70
91.60	91.60	91.60	91.60
91.50	91.50	91.50	91.50
91.40	91.40	91.40	91.40
91.30	91.30	91.30	91.30
91.20	91.20	91.20	91.20
91.10	91.10	91.10	91.10
91.00	91.00	91.00	91.00
90.90	90.90	90.90	90.90
90.80	90.80	90.80	90.80
90.70	90.70	90.70	90.70
90.60	90.60	90.60	90.60
90.50	90.50	90.50	90.50
90.40	90.40	90.40	90.40
90.30	90.30	90.30	90.30
90.20	90.20	90.20	90.20
90.10	90.10	90.10	90.10
90.00	90.00	90.00	90.00

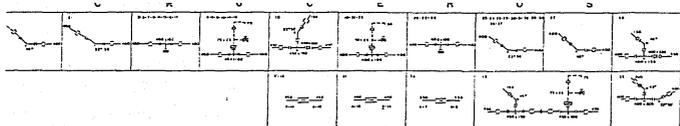
PERFIL 1:1000

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

PUERTO ESCONDIDO, CLX - AGUA POTABLE
LINEA DE CONDUCCION, EXISTENTE
DE CAPTACION A TANQUE SUPERFICIAL (PROY) Nº
P.L. 3.5.0

ALUMNO REYES ROSALES ANTONIO



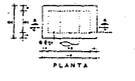
CANTIDADES DE TUBERIA

TUBERIAS DE CEMENTO-AMONIA

CLASE 100	1200
CLASE 150	1200
CLASE 200	1200
CLASE 250	1200
CLASE 300	1200
CLASE 350	1200
CLASE 400	1200
CLASE 450	1200
CLASE 500	1200
CLASE 550	1200
CLASE 600	1200
CLASE 650	1200
CLASE 700	1200
CLASE 750	1200
CLASE 800	1200
CLASE 850	1200
CLASE 900	1200
CLASE 950	1200
CLASE 1000	1200

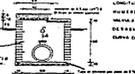
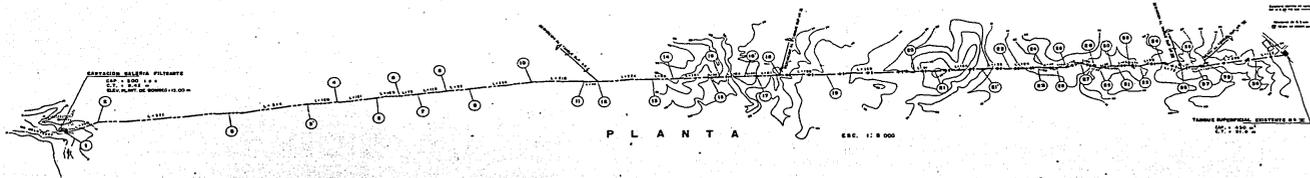
CANTIDADES DE OBRA

CONCRETO PARA TUBERIA DE 100 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 150 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 200 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 250 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 300 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 350 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 400 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 450 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 500 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 550 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 600 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 650 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 700 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 750 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 800 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 850 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 900 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 950 CM	1200
CONCRETO PARA TUBERIA DE 1000 CM	1200



SIMBOLOGIA

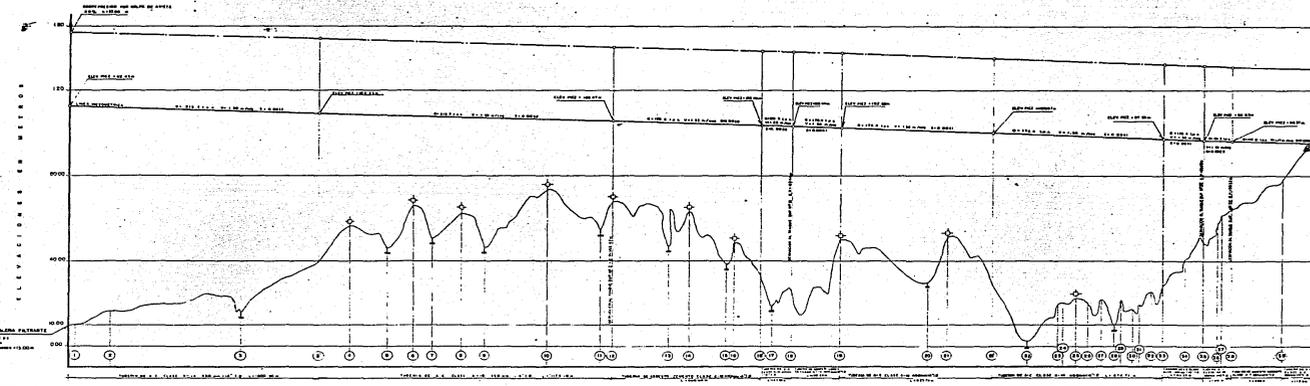
TUBERIA DE 100 CM	—
TUBERIA DE 150 CM	—
TUBERIA DE 200 CM	—
TUBERIA DE 250 CM	—
TUBERIA DE 300 CM	—
TUBERIA DE 350 CM	—
TUBERIA DE 400 CM	—
TUBERIA DE 450 CM	—
TUBERIA DE 500 CM	—
TUBERIA DE 550 CM	—
TUBERIA DE 600 CM	—
TUBERIA DE 650 CM	—
TUBERIA DE 700 CM	—
TUBERIA DE 750 CM	—
TUBERIA DE 800 CM	—
TUBERIA DE 850 CM	—
TUBERIA DE 900 CM	—
TUBERIA DE 950 CM	—
TUBERIA DE 1000 CM	—



CAJAS PARA PROTECCION DE VALVULAS

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
2	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
3	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
4	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
5	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
6	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
7	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
8	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
9	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
10	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
11	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
12	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
13	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
14	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
15	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
16	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
17	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
18	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
19	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
20	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
21	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
22	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
23	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
24	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
25	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
26	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
27	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
28	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
29	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
30	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
31	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
32	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
33	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
34	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
35	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
36	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
37	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
38	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
39	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
40	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
41	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
42	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
43	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
44	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
45	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
46	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
47	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
48	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
49	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
50	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
51	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
52	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
53	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
54	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
55	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
56	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
57	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
58	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
59	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
60	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
61	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
62	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
63	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
64	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
65	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
66	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
67	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
68	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
69	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
70	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
71	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
72	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
73	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
74	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
75	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
76	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
77	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
78	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
79	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
80	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
81	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
82	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
83	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
84	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
85	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
86	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
87	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
88	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
89	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
90	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
91	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
92	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
93	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
94	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
95	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
96	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
97	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
98	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
99	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1
100	VALVULA DE CIERRE	UNDA	1



NOTAS:

1. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 100 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 10 CM.
2. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 150 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 15 CM.
3. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 200 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 20 CM.
4. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 250 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 25 CM.
5. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 300 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 30 CM.
6. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 350 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 35 CM.
7. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 400 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 40 CM.
8. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 450 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 45 CM.
9. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 500 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 50 CM.
10. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 550 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 55 CM.
11. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 600 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 60 CM.
12. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 650 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 65 CM.
13. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 700 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 70 CM.
14. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 750 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 75 CM.
15. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 800 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 80 CM.
16. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 850 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 85 CM.
17. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 900 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 90 CM.
18. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 950 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 95 CM.
19. EL DISEÑO DE LA TUBERIA DE 1000 CM DE DIAMETRO SE HA HECHO EN BASE A UN CANTONAMIENTO DE 100 CM.

ESTACION	TIPO DE OBRA	CANTIDAD	UNIDAD
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 100 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 150 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 200 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 250 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 300 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 350 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 400 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 450 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 500 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 550 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 600 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 650 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 700 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 750 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 800 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 850 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 900 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 950 CM	1200	M ³
0+00	CONCRETO PARA TUBERIA DE 1000 CM	1200	M ³

PERFIL

HORIZONTAL 1:500
VERTICAL 1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

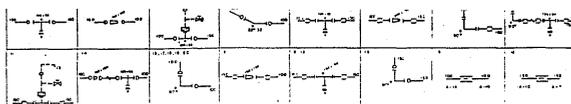
TESIS PROFESIONAL

PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
LINEA DE CONDUCCION PROYECTO
DE SANTIAGO A TANQUE SUPERFICIAL COSTE MEX
P.L.M.O. 1

ALUMNO: [Name]

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195

ESTACION	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195



NOTA: EL DISEÑO DE LAS LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SE HA HECHO CON BASE EN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

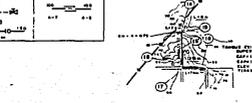
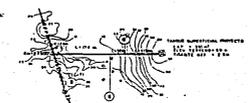
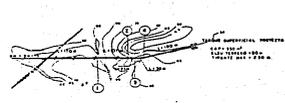
1. LAS LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SE HA HECHO CON BASE EN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

2. LAS LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SE HA HECHO CON BASE EN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

3. LAS LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SE HA HECHO CON BASE EN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

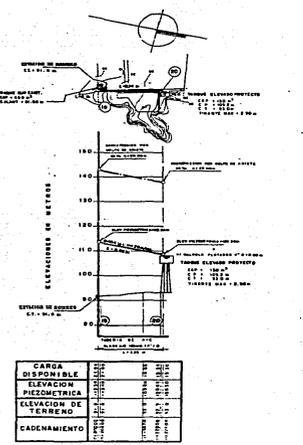
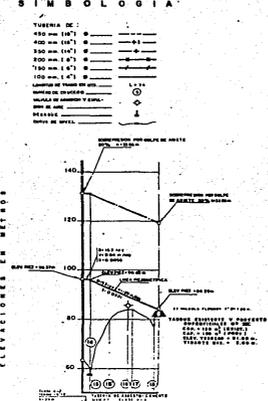
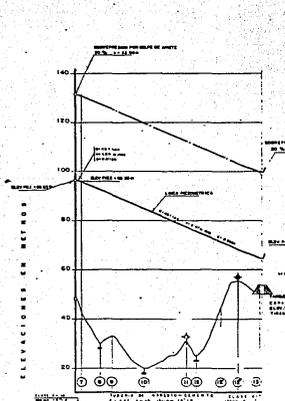
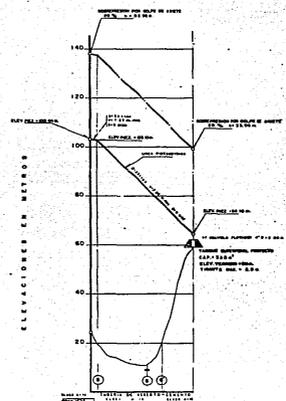
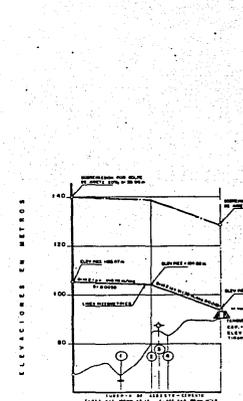
4. LAS LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SE HA HECHO CON BASE EN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

ESTACION	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195
ALTA EN METROS	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195



PLANTAS

ESCALA: 1:5000



CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMÉTRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100	100	100	100
105	105	105	105
110	110	110	110
115	115	115	115
120	120	120	120
125	125	125	125
130	130	130	130
135	135	135	135
140	140	140	140

CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMÉTRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100	100	100	100
105	105	105	105
110	110	110	110
115	115	115	115
120	120	120	120
125	125	125	125
130	130	130	130
135	135	135	135
140	140	140	140

CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMÉTRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100	100	100	100
105	105	105	105
110	110	110	110
115	115	115	115
120	120	120	120
125	125	125	125
130	130	130	130
135	135	135	135
140	140	140	140

CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMÉTRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100	100	100	100
105	105	105	105
110	110	110	110
115	115	115	115
120	120	120	120
125	125	125	125
130	130	130	130
135	135	135	135
140	140	140	140

CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMÉTRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
100	100	100	100
105	105	105	105
110	110	110	110
115	115	115	115
120	120	120	120
125	125	125	125
130	130	130	130
135	135	135	135
140	140	140	140

PERFILES

ESCALA: HORIZONTAL 1:5000 VERTICAL 1:500

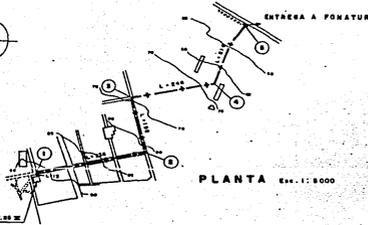
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
TESIS PROFESIONAL
PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
LINEAS DE DERIVACION
PLANO 7

CRUCEROS ENTREGA A FONATUR

200 mm (14") Ø
 150 mm (11") Ø
 TUBERÍA DE CLASE "A"
 TUBERÍA DE CLASE "B"
 TUBERÍA DE CLASE "C"
 TUBERÍA DE CLASE "D"
 TUBERÍA DE CLASE "E"
 TUBERÍA DE CLASE "F"
 TUBERÍA DE CLASE "G"
 TUBERÍA DE CLASE "H"
 TUBERÍA DE CLASE "I"
 TUBERÍA DE CLASE "J"
 TUBERÍA DE CLASE "K"
 TUBERÍA DE CLASE "L"
 TUBERÍA DE CLASE "M"
 TUBERÍA DE CLASE "N"
 TUBERÍA DE CLASE "O"
 TUBERÍA DE CLASE "P"
 TUBERÍA DE CLASE "Q"
 TUBERÍA DE CLASE "R"
 TUBERÍA DE CLASE "S"
 TUBERÍA DE CLASE "T"
 TUBERÍA DE CLASE "U"
 TUBERÍA DE CLASE "V"
 TUBERÍA DE CLASE "W"
 TUBERÍA DE CLASE "X"
 TUBERÍA DE CLASE "Y"
 TUBERÍA DE CLASE "Z"

CRUCEROS REBOMBEO A ZONA INDUSTRIAL

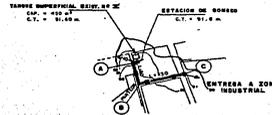
200 mm (14") Ø



PLANTA Esc. 1:800

TARDE IMPERIAL, SECT. DE 100' x 100' M.
C.T. = 10.00 M.

TARDE IMPERIAL, SECT. DE 100' x 100' M.
C.T. = 10.00 M.



PLANTA Esc. 1:800



CANTIDADES DE TUBERIA.

ENTRADA A REBOMBEO A FONATUR ZONA INDUSTRIAL	CANTIDAD (m)
TUBERIA DE CLASE "A" DE 150 mm (11") Ø	100.7
TUBERIA DE CLASE "B" DE 200 mm (14") Ø	220

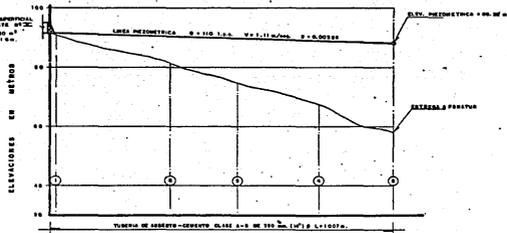
TUBERIA DE CLASE "A" DE 150 mm (11") Ø
TUBERIA DE CLASE "B" DE 200 mm (14") Ø

CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACION	CANTIDAD (m ³)
MATERIAL CLASE "C" (SUELO)	24
MATERIAL CLASE "D" (SUELO)	120
PLANTILLAS	17
TUBERIAS CONECTIVAS	16
VOLUMEN DE VOLTES	61
ATRAQUES	6.17

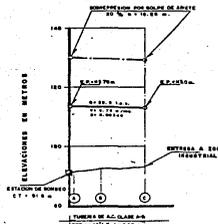
SIMBOLOGIA

TUBERIA DE:
 350 mm (14") Ø
 200 mm (14") Ø
 LONGITUD DE TRAMO EN METROS L=80
 NUMERO DE CRUCERO
 TERMINALES



CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMETRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
0+00	96.00	96.00	96.00
0+10	95.50	95.50	95.50
0+20	95.00	95.00	95.00
0+30	94.50	94.50	94.50
0+40	94.00	94.00	94.00
0+50	93.50	93.50	93.50
0+60	93.00	93.00	93.00
0+70	92.50	92.50	92.50
0+80	92.00	92.00	92.00
0+90	91.50	91.50	91.50
0+100	91.00	91.00	91.00

ENTREGA A FONATUR



CARGA DISPONIBLE	ELEVACION PIEZOMETRICA	ELEVACION DE TERRENO	CADENAMIENTO
0+00	96.00	96.00	96.00
0+10	95.50	95.50	95.50
0+20	95.00	95.00	95.00
0+30	94.50	94.50	94.50
0+40	94.00	94.00	94.00
0+50	93.50	93.50	93.50
0+60	93.00	93.00	93.00
0+70	92.50	92.50	92.50
0+80	92.00	92.00	92.00
0+90	91.50	91.50	91.50
0+100	91.00	91.00	91.00

REBOMBEO A ZONA INDUSTRIAL

NOTAS:

- EN LOS CUOROS SE CONTINUARAN ATRAQUES DE CONCRETO SIMPLE DE 10 x 100 REJAS
- PAR NOMBRAMIENTO DE HERRAJERIAS CONEXIONES OÑELIMIAS A LA LINEA DE CONDUCCION
- LAS CONEXIONES ALTAQUE APARECEN EN EL PLANO RESPECTIVO

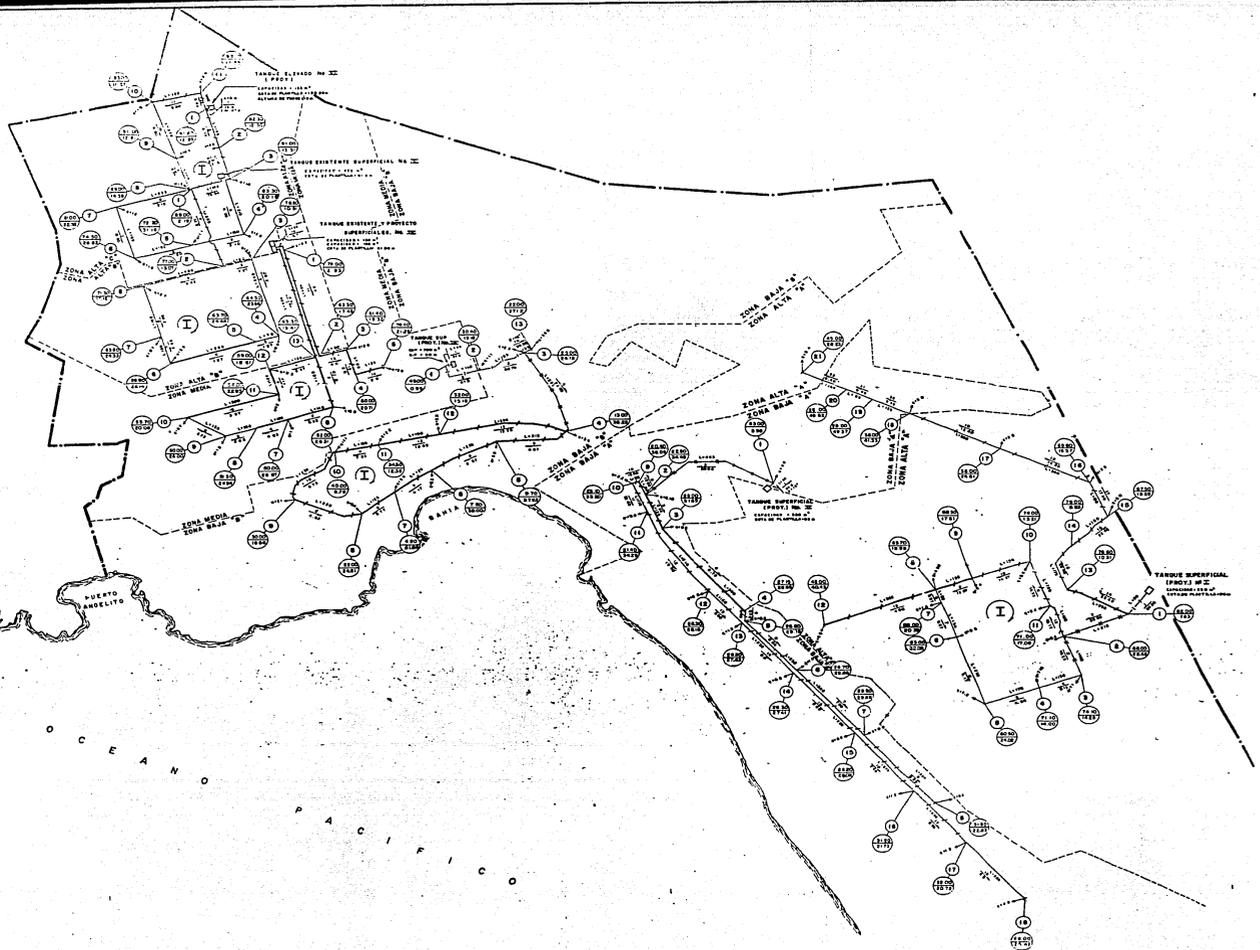
PERFILES Esc. 1:800

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
LINEAS DE CONDUCCION
POR BOMBEO A FONATUR
POR BOMBEO A ZONA INDUSTRIAL
PLANO B

ALUMNO: PEREZ ROSALES ANTONIO



SIMBOLOGIA

TUBERIA DE:	EXISTENTE	PROYECTO
400 mm (14")	—	—
300 mm (11")	—	—
200 mm (8")	—	—
150 mm (6")	—	—
100 mm (4")	—	—

TERMINALES	—
PASO A DESNIVEL	—
LONGITUD DE TRAMO EN METROS	—
NUMERO DE TRAMO	—
SENTIDO DE TRAMO	—
GASTOS FINALES	—
NUMERO DE NUDO	—
COTA DE TERRENO EN METROS	—
CARRA DISPONIBLE EN METROS	—
BASTO DE SALIDA EN NUDO (I.P.L.)	—
NUMERO DE CIRCUITO	—
LIMITE DE ZONA	—
LIMITE DE PROYECTO	—

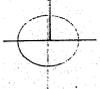
NOTA:
 LOS NUDOS CONSIGNADOS EN ESTE PLANO SON LOS CORRESPONDIENTES A LOS CIRCUITOS SALIENDOS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
 PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
 FUNCIONAMIENTO DE LA RED
 P L A N O

ALUMNO: PEREZ ROSALES, ANTONIO



SIMBOLOGIA

TAMANO DE	EXISTENTE	PROYECTO
100mm. I P"10	—————	—————
100mm. I P"10	—————	—————
50mm. I P"10	—————	—————

VALVULA DE PROYECTO	———
TERMINALES	———
LIMITES DE TRAMO EN METROS	———
BOQUINA DE CERRILLO	———
COPA DE TENDIDO EN METROS	———
CARRA IMPULSION EN METROS	———
LIMITE DE ZONAS	———
LIMITE DE PROYECTO	———

NOTA:
* LAS LINEAS NUMERADAS, DATOS DE PROYECTO *
CORRECCIONES DE ERROR, FUENTES DE LA HOJA
E-2-2.



VUE CON HOJA DE 2

INDICE DE HOJAS

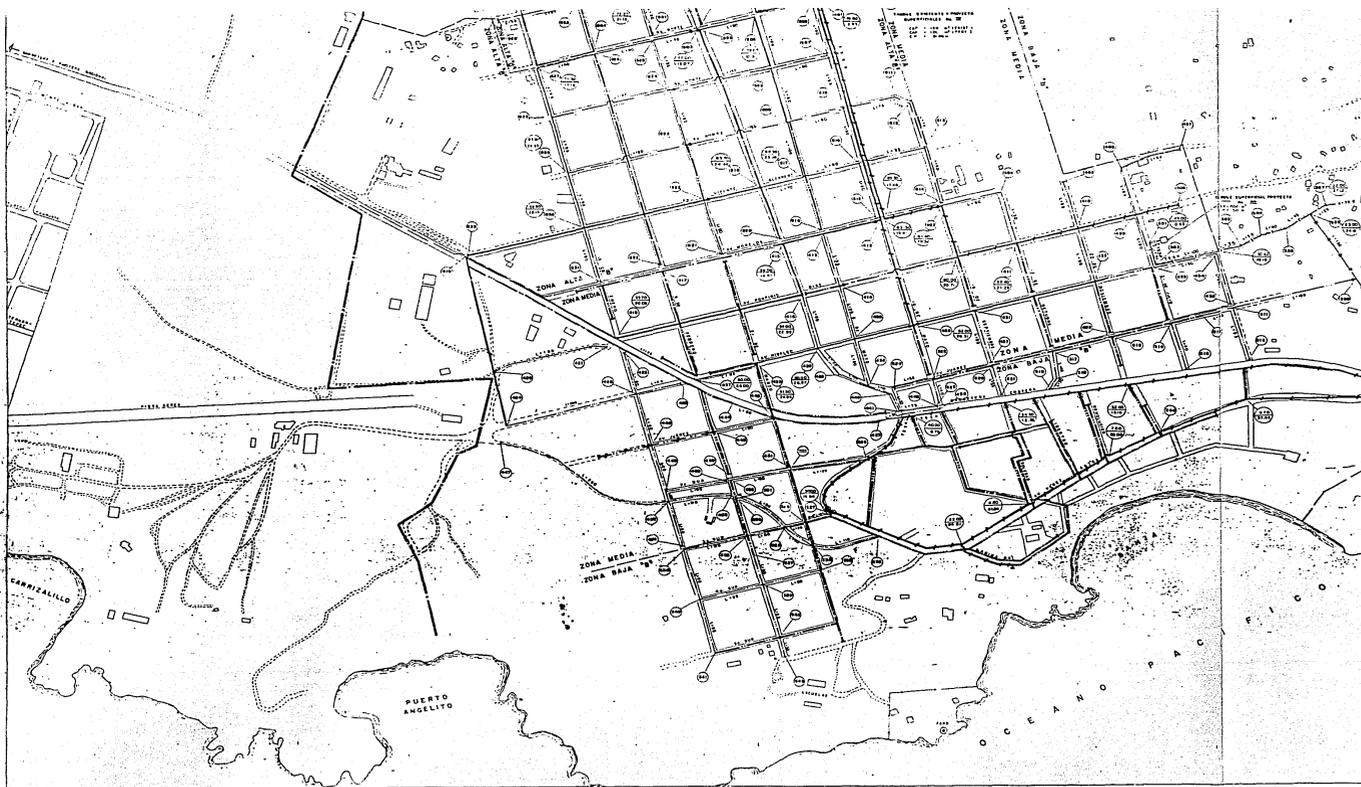


ESCALA GRAFICA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
PUERTO ESCONDIDO, OAX - AGUA POTABLE
RED DE DISTRIBUCION
PLANO 10
ALUMNO: PEREZ ROSALES ANTONIO

SEVICIOS MUNICIPALES DE PUERTO ESCONDIDO

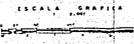


SIMBOLOGIA

TUBERIA DE	EXISTENTE	PROYECTO
300mm 11/19"	—————	—————
300mm 12/19"	—————	—————
300mm 1 1/4"	—————	—————
300mm 1 1/2"	—————	—————
300mm 1 3/4"	—————	—————
300mm 1 7/8"	—————	—————
300mm 2"	—————	—————
300mm 2 1/4"	—————	—————
300mm 2 1/2"	—————	—————
300mm 2 3/4"	—————	—————
300mm 3"	—————	—————

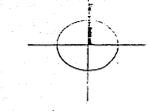
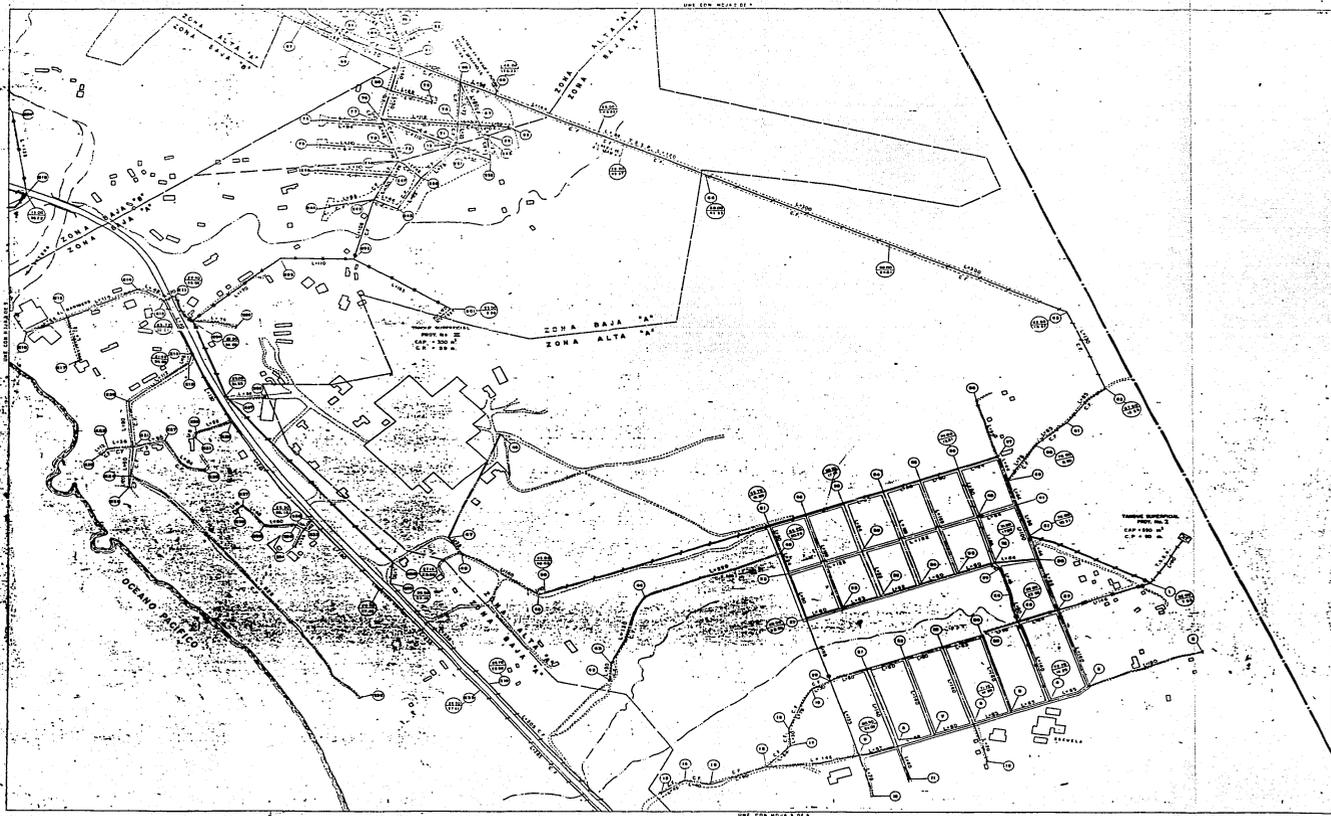
VALVULA DE PROYECTO	VALVULA EXISTENTE
TERMINALES	—————
LONGITUD DE TRAMO EN METROS	—————
NUMERO DE CRUCEO	—————
COTA DE TRAMO EN METROS	—————
CANTO DISPONIBLE EN METROS	—————
LIMITE DE ZONA	—————
LIMITE DE PROYECTO	—————

NOTA:
 LAS NOTAS NUMERAS, DATA DE PROYECTO Y
 AUTORES DE OBRAS, UBICADOS EN LA OBRERA
 Y EL DISEÑO DE LAS MISMAS SON DE
 LA OBRERA DE LAS MISMAS



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
 PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
 RED DE DISTRIBUCION



SIMBOLOGIA

TIPO DE	EXISTENTE	PROYECTA
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
DIAM. 10" / 15"	—————	—————
VALVULA DE PROYECTO	—————	—————
TERMINALES	—————	—————
LONGITUD DE TRAMO EN METROS	—————	—————
PROYECTO DE CONDUCCION	—————	—————
COTA DE TERRENO EN METROS	—————	—————
COTA NOMINAL EN METROS	—————	—————
LIMITE DE ZONAS	—————	—————
LIMITE DE PROYECTO	—————	—————

NOTA:
 * LAS LINEAS NOMINALES, LINEAS DE PROYECTO Y LAS CONDUCCIONES DE OMBRA, DEBEN DE LEERSE DE DERECHA A IZQUIERDA EN EL ORDEN DE LAS LINEAS.
 ** EN EL CASO DE LAS LINEAS DE PROYECTO.

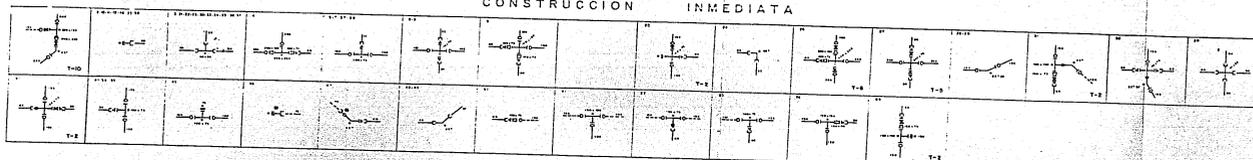
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
 PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
 RED DE DISTRIBUCION
 P.L.A.M.O. 13
 ALUMNO: PEÑEZ ROSALES ANTONIO

INDICE DE ZONAS

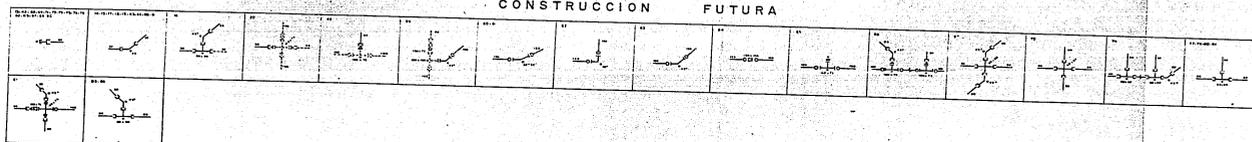


ESCALA GRAFICA
 0 10 20 30 40 50 METROS

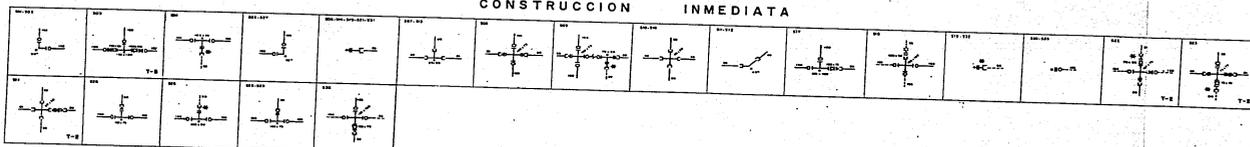
Z O N A A L T A " A "
CONSTRUCCION INMEDIATA



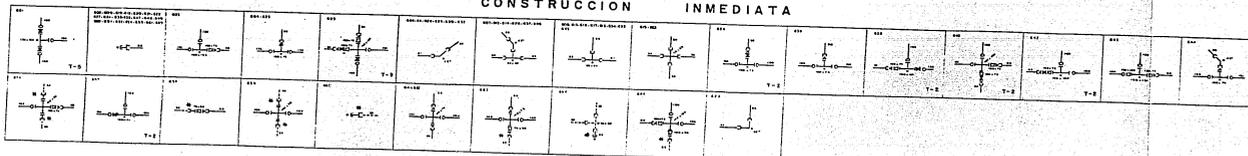
Z O N A A L T A " A "
CONSTRUCCION FUTURA



Z O N A A L T A " B "
CONSTRUCCION INMEDIATA



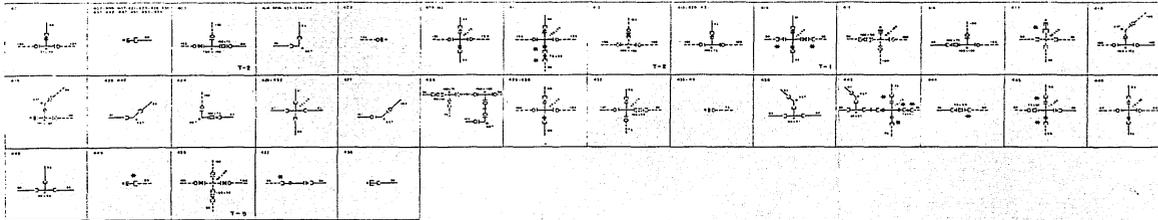
Z O N A A L T A " C "
CONSTRUCCION INMEDIATA



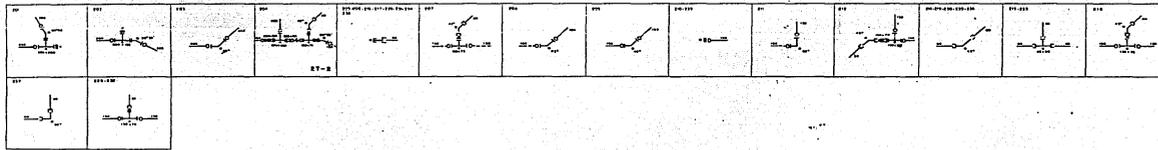
NOTA :
1. LAS OBRAS DE CONSTRUCCION DEBEN SER REALIZADAS EN EL ORDEN SEÑALADO EN ESTOS PLANOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
TESIS PROFESIONAL
PUERTO ESCONDIDO, OAX - AGUA POTABLE
E. A. V. C. E. P. S.
ZONAS ALTA "A", ALTA "B" Y ALTA "C"
P.L.A. N.º 10
ALUMNO: PÉREZ, ROSALBA ANTONIO

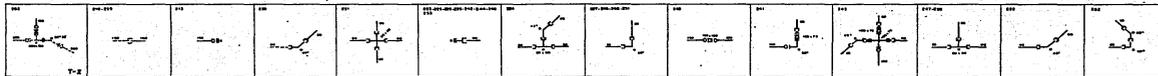
Z O N A M E D I A
CONSTRUCCION INMEDIATA



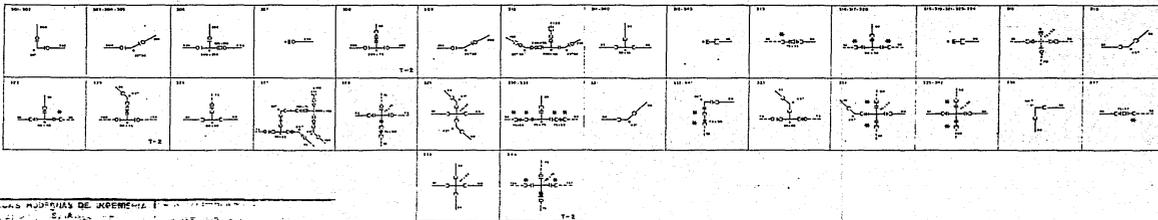
Z O N A B A J A "A"
CONSTRUCCION INMEDIATA



Z O N A B A J A "A"
CONSTRUCCION FUTURA



Z O N A B A J A "B"
CONSTRUCCION INMEDIATA



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

No. de Pieza	CANTIDAD DE PIEZAS												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													
37													
38													
39													
40													
41													
42													
43													
44													
45													
46													
47													
48													
49													
50													
51													
52													
53													
54													
55													
56													
57													
58													
59													
60													
61													
62													
63													
64													
65													
66													
67													
68													
69													
70													
71													
72													
73													
74													
75													
76													
77													
78													
79													
80													
81													
82													
83													
84													
85													
86													
87													
88													
89													
90													
91													
92													
93													
94													
95													
96													
97													
98													
99													
100													

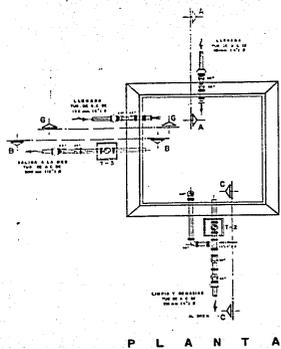
NOTAS:

1. Verificar que las piezas estén correctamente dimensionadas.
2. Las piezas deben estar correctamente pintadas.
3. Las piezas deben estar correctamente ensambladas.
4. Las piezas deben estar correctamente etiquetadas.
5. Las piezas deben estar correctamente almacenadas.
6. Las piezas deben estar correctamente transportadas.
7. Las piezas deben estar correctamente instaladas.
8. Las piezas deben estar correctamente mantenidas.
9. Las piezas deben estar correctamente reparadas.
10. Las piezas deben estar correctamente reemplazadas.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

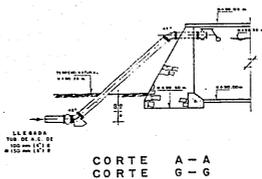
TESIS PROFESIONAL
PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
C R U C E R O S
ZONAS MEDIA, BAJA "A" Y BAJA "B"
P. A. R. O. S.

ALUMNO: PEREZ ROSALES ANTONIO

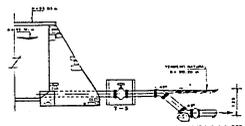


PLANTA

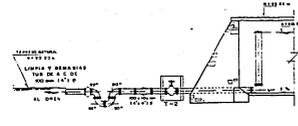
CONEXIONES AL TANQUE N° I
CAPACIDAD = 550 m³



CORTE A-A
CORTE G-G

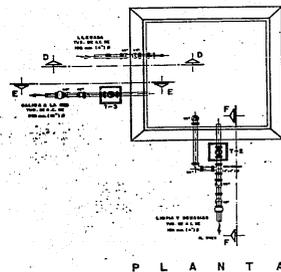


CORTE B-B

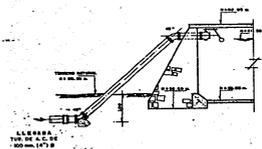


CORTE C-C

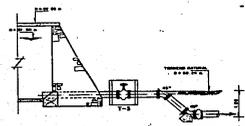
CONEXIONES AL TANQUE N° II
CAPACIDAD = 350 m³



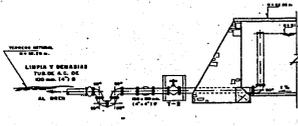
PLANTA



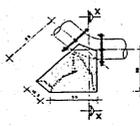
CORTE D-D



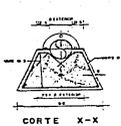
CORTE E-E



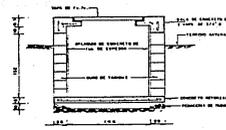
CORTE F-F



DETALLE DE ATRAQUE



CORTE X-X



DETALLE DE CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

No.	Pa. Fa.	CANTIDAD DE PIEZAS	
		C	DE
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

CANTIDADES DE TUBERIA

TUBERIA (CM. DE DIAM. TPO. API)	CORTE DE N.º I	CORTE DE N.º II
100 mm. (4")
150 mm. (6")
200 mm. (8")
250 mm. (10")
300 mm. (12")
350 mm. (14")
400 mm. (16")
450 mm. (18")
500 mm. (20")
550 mm. (22")
600 mm. (24")
650 mm. (26")
700 mm. (28")
750 mm. (30")
800 mm. (32")
850 mm. (34")
900 mm. (36")
950 mm. (38")
1000 mm. (40")

NOTAS:

- 1. Las conexiones deben ser de acero.
- 2. Las conexiones deben ser de acero.
- 3. Las conexiones deben ser de acero.
- 4. Las conexiones deben ser de acero.
- 5. Las conexiones deben ser de acero.
- 6. Las conexiones deben ser de acero.
- 7. Las conexiones deben ser de acero.
- 8. Las conexiones deben ser de acero.
- 9. Las conexiones deben ser de acero.
- 10. Las conexiones deben ser de acero.
- 11. Las conexiones deben ser de acero.
- 12. Las conexiones deben ser de acero.
- 13. Las conexiones deben ser de acero.
- 14. Las conexiones deben ser de acero.
- 15. Las conexiones deben ser de acero.
- 16. Las conexiones deben ser de acero.
- 17. Las conexiones deben ser de acero.
- 18. Las conexiones deben ser de acero.
- 19. Las conexiones deben ser de acero.
- 20. Las conexiones deben ser de acero.
- 21. Las conexiones deben ser de acero.
- 22. Las conexiones deben ser de acero.
- 23. Las conexiones deben ser de acero.
- 24. Las conexiones deben ser de acero.
- 25. Las conexiones deben ser de acero.
- 26. Las conexiones deben ser de acero.
- 27. Las conexiones deben ser de acero.
- 28. Las conexiones deben ser de acero.
- 29. Las conexiones deben ser de acero.
- 30. Las conexiones deben ser de acero.
- 31. Las conexiones deben ser de acero.
- 32. Las conexiones deben ser de acero.
- 33. Las conexiones deben ser de acero.
- 34. Las conexiones deben ser de acero.
- 35. Las conexiones deben ser de acero.
- 36. Las conexiones deben ser de acero.
- 37. Las conexiones deben ser de acero.
- 38. Las conexiones deben ser de acero.
- 39. Las conexiones deben ser de acero.
- 40. Las conexiones deben ser de acero.
- 41. Las conexiones deben ser de acero.
- 42. Las conexiones deben ser de acero.
- 43. Las conexiones deben ser de acero.
- 44. Las conexiones deben ser de acero.
- 45. Las conexiones deben ser de acero.
- 46. Las conexiones deben ser de acero.
- 47. Las conexiones deben ser de acero.
- 48. Las conexiones deben ser de acero.
- 49. Las conexiones deben ser de acero.
- 50. Las conexiones deben ser de acero.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS PROFESIONAL

PUERTO ESCONDIDO, OAX. - AGUA POTABLE
CONEXIONES A LOS TANQUES N° I Y N° II

PLANO 17

ALUMNO: ...

IV.-

CONCLUSIONES.

Para la elaboración de un Proyecto de Agua Potable, en cualquier localidad, resulta de vital importancia la ejecución previa de un Plan de Desarrollo Urbano de la misma. En el que se contemplen las políticas de planeación urbana a mediano y largo plazo, para con ello, tener una perspectiva de las necesidades de agua a estos plazos.

Otro aspecto importante antes de proceder a la ejecución de un Proyecto, es la verificación y localización de las fuentes de abastecimiento, tanto existentes como propuestas, a fin de que estas satisfagan las demandas a mediano y largo plazo, propuestas en el Plan de Desarrollo Urbano. Importante es también contar con toda la información actualizada del Sistema de Agua Potable, tanto de operación como de distribución, lo cuál permitirá determinar las condiciones en que opera. Permitiendo con ello, el aprovechamiento más adecuado a las nuevas condiciones del Proyecto.

Sin la obtención de esta información básica, es muy probable que el Proyecto no cumpla con las necesidades reales de la población, ya que puede en un determinado momento variar la estrategia de desarrollo de la localidad, o no contar con las fuentes de abastecimiento necesarias, lo cuál dejaría inservible el Proyecto.

Puerto Escondido, tendrá un desarrollo muy acelerado por las condiciones mencionadas en el Capítulo II, por tal motivo resultará de vital importancia que sus autoridades implementen las políticas de desarrollo contempladas en su Plan de Desarrollo, evitando los asentamientos humanos fuera de los límites que este

marca y que realmente se destinen al uso propuesto con el fin de que los servicios destinados a cada zona, no sufran alteraciones que ocasionen la deficiencia de los mismos.

Las nuevas condiciones de Proyecto, contemplan la extracción de mayor gasto de la fuente de abastecimiento, resultando imprescindible iniciar los trabajos para rehabilitar los sistemas de bombeo a las condiciones propuestas, instalando los equipos de desinfección necesarios.

También será necesario, la construcción de la nueva línea de conducción propuesta en este estudio, conjuntamente con la ampliación del tanque de regularización.

Con estas obras básicas, el sistema estará en condiciones de cubrir las demandas a futuro. Conforme al desarrollo de la localidad, se irán construyendo tanto tanques de regularización como los sistemas de distribución destinados para cada zona.

BIBLIOGRAFIA.

- Ingeniería de los Recursos Hidráulicos.
Autor: Ray K. Linsley, Joseph B. Franzini.
Editorial: C.E.C.S.A.
- Hidráulica General.
Autor: Gilberto Sotelo Avila.
Editorial: LIMUSA
- Problemas Tipo para Proyectar Abastecimientos de Agua Potable.
Autor: Jaime Fernando Quezada M.
Editorial: Tesis Profesional UNAM.
- Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas.
Autor: Claudio Mataix
Editorial: HARLA.
- Hidrología Moderna.
Autor: Raphael G. Kazmann
Editorial: C.E.C.S.A.
- Contaminación de Aguas.
Autor: Ernesto Murguía Vaca.
Editorial: Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
- Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales.
Autor: Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun
Editorial: LIMUSA.
- Manual de Selección para Tuberías de Construcción.
Autor: Grupo Asbestos de México.
- Manual Técnico del Agua.
Autor: Pelletier, S. A.

- Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas en la República Mexicana.
Autor: Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
- Guía General para la Elaboración de Proyectos de Ingeniería de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.
Autor: Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
- Manual de Diseño de Obras Civiles (A.2.3. Conducciones a Presión).
Autor: Comisión Federal de Electricidad.
- Catálogo de Conceptos de Trabajo.
Autor: Secretaría de Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de Construcción.

REFERENCIAS.

- I.- Rango de Aplicación de la Fórmula de Michand para el Cálculo de Presiones debidas al Golpe de Ariete.
Autor: Humberto Gardea Villegas.
Editorial: VI Congreso Nacional de Hidráulica, Mérida, Yucatán.
- II.- Hidraulic Turbines.
Autor: Nechleba M.
Editorial: ARTIA, Praga, Checoslovaquia.