



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

ESCUELA DE INGENIERIA
UNIDAD ENSENADA

TEMA:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL POBLADO DE ISLA DE CEDROS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



PRESENTA:
GERARDO AGUILAR RIVERA

ENSENADA, B. C. DICIEMBRE 1997

Asunto: Emisión de votos aprobatorios
Trabajo de Tesis Profesional.

M.C. Humberto Cervantes de Avila
Subdirector Académico
Escuela de Ingeniería, Ensenada.
Presente.

Después de haber realizado una revisión minuciosa, sobre el trabajo de Tesis Profesional presentado por el C. Gerardo Aguilar Rivera, para poder presentar su examen profesional y obtener el título de Ingeniero Civil, le permito comunicarle que hemos dado nuestros votos aprobatorios, sobre su trabajo titulado:

Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para el Poblado de Isla de Cedros


Esperando reciba de conformidad, quedamos de usted muy atentamente.



Ing. Oswaldo Rivas Paya
Presidente



Ing. Martín Soto Mandujano
Sinodal Propietario



Ing. Joel Hernández Blanckett
Sinodal Propietario



Ing. Gustavo Morales Nava
Sinodal Propietario



Ing. Pablo Andrés Rousseau Figueroa
Sinodal Propietario

ESTE TRABAJO ESTA DEDICADO:

A MIS PADRES, POR EL APOYO QUE SIEMPRE ME HAN BRINDADO,
PORQUE CON SU AYUDA HE PODIDO REALIZAR ESTE TRABAJO
Y PORQUE SÉ QUE SIEMPRE PODRE CONTAR CON ELLOS.

A MIS MAESTROS QUE FORMAN UNA PARTE BASICA
EN MI FORMACION PROFESIONAL.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS, QUE JUNTO CON MIGO
CUMPLIERON UNA META MÁS.

DATOS DE PROYECTO	INDICE	PAG.
I.- INTRODUCCION.	4
II.- OBJETIVO.	5
III.- DESCRIPCION DEL SISTEMA.	6
IV.- INFORMACION GENERAL.	6
Geohidrología.		
Calidad del Agua.		
Clasificación del Agua (Salinidad).		
Fuentes de Contaminación.		
V.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO.	15
VI.- POBLACION.	16
Población de proyecto.		
Método Aritmético		
Método Geométrico.		
Método de Ajuste por Mínimos Cuadrados.		
Tasa de Crecimiento.		
VII.- PERIODO DE DISEÑO Y VIDA UTIL.	19
Período de Diseño.		
Vida Útil.		
VIII.- CONSUMO.	22
Consumo Doméstico.		
Consumo no Doméstico.		
Consumo Industrial.		
Usos Públicos.		
IX.- DEMANDA.	26
Consumo Doméstico.		
Consumo Comercial.		
Consumo Industrial de Servicios.		
Consumo Industrial de Producción.		
Consumos Públicos.		
Perdidas de Agua.		
X.- PERDIDAS FISICAS.	27
XI.- PREDICCIÓN DE LA DEMANDA.	28
XII.- DOTACION.	29
XIII.- COEFICIENTES DE VARIACION.	29
XIV.- GASTOS DE DISEÑO.	30
Gasto Medio Diario.		
Gasto Máximo Horario.		
Gasto Máximo Diario.		
XV.- VELOCIDADES MAXIMA Y MINIMA.	31
XVI.- CLASIFICACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA.	32
Perdidas por Fricción.		
Perdidas Locales.		
Expresión General de las Perdidas Locales.		
Método de las Longitudes Equivalentes.		

XVII .- SISTEMA HIDRONEUMATICO. Generalidades. Principales tipos de bombas. Tubería en la Bomba. Trabajo y rendimiento de las bombas. Calculo para la obtención de motor y bomba. Altura Neta Positiva de Succión (N.P.S.H.). Cálculo del Diámetro de Tubería de Succión. Cálculo de la Submergencia Requerida. Cálculo del sistema Hidrocell. 36
XVIII .- CONDUCCION. 50
XIX .- TANQUES. 50
XX .- RED DE DISTRIBUCION. Generalidades. Método de Hardy Cross. Gastos Demandados. Calculo de Red de Distribución. 51
XXI .- REGULARIZACION. 67
XXII .- VALVULAS. 69
XXIII .- ATRAQUES. 70
XXIV .- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS. 72
XXV .- RESUMEN DE PRESUPUESTO. 73
XXVI .- CATALOGO DE CONCEPTOS. 75
XXVII .- PROGRAMA DE OBRA. 93
XXVIII .- PLANOS. 95
XXIX .- CONCLUSION. 101
XXX .- BIBLIOGRAFIA. 102

DATOS DE PROYECTO

Area Beneficiada	100 Hectáreas.
Población de Proyecto	4,500 Habitantes.
Dotación	185 Litros / Habitante / Día.
Gasto Medio Anual	9.635 Litros / Segundo.
Gasto Máximo Diario	11.562 Litros / Segundo.
Gasto Máximo Horario	17.343 Litros / Segundo.
Coefficiente de Variación Diaria	1.2
Coefficiente de Variación Horaria	1.5
Conducción	Gravedad y Bombeo.
Capacidad de Regulación	Tanque Superficial. Andrade 750.0 m ³ Los Zanjeros 240.0 m ³
Sistema de Distribución	Gravedad y Bombeo.
Fuente de Abastecimiento	AGUAJE: Vargas y No. 1 (El Gato).

I.- INTRODUCCION

Los sistemas de agua potable son para todos nosotros motivo de estudio, por la importancia tan trascendente en nuestros días. Existen principalmente cinco obras que integran un sistema de aprovisionamiento de agua potable, desde su origen, hasta el momento en que llega hasta el mismo usuario.

Captación.- Para la realización adecuada de esta obra es necesario antes que nada conocer su origen, pudiendo ser superficial o subterránea, así como su localización y comportamiento.

Conducción.- Las líneas de conducción deberán de ser de fácil inspección, preferentemente paralelas a algún camino; pero en caso de existir ya una vía de comunicación adecuada conviene construir un camino de acuerdo con el establecimiento del derecho de vía correspondiente a la línea de conducción. El incremento en el costo, se vera compensado con el ahorro que se tendrá en los gastos de conservación de estas unidades, y sobre todo podrá detectarse y corregirse de inmediato las fugas o desperfectos que sufran las tuberías. Toda la línea deberá contar con sus accesorios de seguridad y control, como válvula de desagüe en las partes bajas, válvulas de expulsión de aire en las crestas, en este ultimo caso, cuando la curva sea de gran longitud, deberá instalarse la válvula o accesorios eliminadores de golpe de ariete, en caso de cajas rompedoras de presión (sistema de gravedad) deberán protegerse para evitar cualquier contaminación del agua.

Regularización.- En las obras de aprovisionamiento de agua potable, los tanques se utilizan generalmente para satisfacer la función de regularización, en pocos casos para almacenamiento y para satisfacer la demanda de incendio. Estas obras tienen por objeto transformar un régimen de aportaciones que siempre es constante a un régimen de consumo o demandas que siempre es variable. La aportación que corresponde al gasto que proporciona la línea de conducción es constante durante las 24 horas del día en la mayoría de los casos y el gasto que se consume en la red de distribución es siempre variable; dependiendo del clima, costumbres y magnitud de la localidad. Se almacena agua sobrante en el tanque cuando el caudal que se consume en la red es menor que el que aporta la línea de conducción, proporcionando dicho almacenamiento el gasto faltante para el consumo, cuando este es mayor que la aportación.

La capacidad estará definida por los consumos o necesidades de cada población pudiendo ser:

- a) Poblaciones rurales.
- b) Poblaciones urbanas.
- c) Zonas industriales.
- d) Zonas turísticas.

En las poblaciones rurales se construirán solamente depósitos de regularización para cubrir sus demandas. En las poblaciones urbanas tendrán invariablemente depósitos de regularización y/o almacenamiento, para cubrir demandas contra incendio o interrupción de energía eléctrica.

Las zonas industriales generalmente se abastecen con aguas crudas y las obras de regularización o almacenamiento lo hace cada industria de acuerdo a sus necesidades. La calidad de estas aguas no reúnen las condiciones de potabilización que se requieren para el consumo doméstico, ya que el tratamiento lo hacen los mismos industriales de acuerdo al uso que le den. Respecto a las zonas turísticas se dará el volumen de regularización y un volumen adicional para almacenamiento contra incendios, interrupción de energía eléctrica y demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración turística.

Calidad del agua.- Debe considerarse que el agua en su fuente de origen es prácticamente pura, sin embargo, en su ciclo en la tierra el agua se carga de sustancias y de microorganismos que proceden de distintos sitios. Considerando el ciclo hidrológico, el agua mas pura debería ser la lluvia, ya que prácticamente es agua destilada, esto es, agua que se ha evaporado y luego se ha condensado. todas las aguas existentes en la tierra provienen del vapor condensado en forma de lluvia o nieve.

Cuando el agua atraviesa capas gruesas de sedimento fino, será mas pura esta agua, no así cuando se infiltra a través de terrenos agrietados o fracturados. El agua subterránea cuando arrastra elementos minerales como el fierro, ácidos azufres, bicarbonatos, etc., en cantidades exageradas se dice que se hace "pesada". Las aguas ricas en CaSO_4 y las aguas selenitosas producen trastornos gastrointestinales, las aguas calcáreas (sales de calcio) son laxantes, las aguas alcalinas favorecen estados anémicos, las aguas ferruginosas son pesadas y producen lesiones óseas y dentarías, las aguas aciduladas con CO_2 pueden arrastrar inclusive metales pesados como el plomo o el cobre de las mismas cañerías, elementos que son tóxicos para el hombre.

Distribución.- La distribución se inicia en el tanque regulador. Consiste en una red de tuberías subterráneas por medio de las cuales se distribuye y se entrega el agua hasta la casa de los usuarios. Un sistema de distribución comprende de dos partes principales:

- 1) Instalaciones de servicio publico que comprende la red y las tomas domiciliarias. Generalmente le denomina a esta parte como red de distribución.
- 2) Instalaciones particulares o sea la red interior de distribución de un edificio.

Un sistema de distribución tiene como finalidad suministrar el agua con los siguientes requisitos:

- a) Suministrar agua en cantidad suficiente.
- b) El agua por distribuir debe ser potable y deberá contener una cantidad de cloro residual que fluctuara entre los 0.2 y 0.5 p.p.m.
- c) La presión en cualquier punto de la red deberá estar comprendida de preferencia entre 1.0 y 5.0 Kg/cm^2 .
- d) El servicio debe ser continuo.
- e) El costo del m^3 de agua será lo mas bajo que sea posible, tomando en cuenta la situación económica de los usuarios.

II .- OBJETIVO

El presente proyecto tiene como finalidad proponer un sistema de distribución eficiente, utilizando elementos convencionales que nos permitan una operación y mantenimiento sencillo procurando una carga de presión conforme a las normas vigentes.

III .- DESCRIPCION DEL SISTEMA

Este proyecto propone la infraestructura necesaria para brindar el servicio de agua potable a una población de proyecto de 4,500 habitantes, repartidos en 3 redes de distribución, obteniéndose con esto un gasto de diseño para cada una de ellas, que en el caso de no obtenerse el gasto demandado para un abastecimiento total, podría racionarse el servicio operando en forma independiente cada una de las redes de distribución.

Se aprovechara la infraestructura existente que consiste en dos tanques de almacenamiento, de 750 m³ de capacidad (Andrade) y los Zanjeros con 240 m³ de capacidad.

La red existente no se aprovechara en ningún tramo por tener una mala distribución, ya que se fue construyendo con tubería de diferente diámetro y tipo, que era con lo que se contaba en ese entonces.

Proyecto		Red No. 1		Red No. 2		Red No. 3	
Población	4,500 Hab.	Población	1,305 Hab.	Población	2,250 Hab.	Población	945 Hab.
Dotación	185 L/Hab/D	Dotación	185 L/Hab/D	Dotación	185 L/Hab/D	Dotación	185 L/Hab/D
Q.M.	9.635 Lps.	Q.M.	2.794 Lps.	Q.M.	4.818 Lps.	Q.M.	2.023 Lps.
Q.M.D.	11.562 Lps.	Q.M.D.	3.353 Lps.	Q.M.D.	5.782 Lps.	Q.M.D.	2.428 Lps.
Q.M.H.	17.343 Lps.	Q.M.H.	5.030 Lps.	Q.M.H.	8.673 Lps.	Q.M.H.	3.642 Lps.

La Red No. 1 y 2 trabajaran bajo un sistema a gravedad y la Red No. 3 trabajara con un sistema hidroneumático, ya que por las características topográficas esta última no se puede operar bajo un sistema a gravedad.

El tipo de tubería empleado será tubería p.v.c. Solvent Weld lisa y se emplearan piezas especiales tipo campana lisa, esto es para abaratar los costos en comparación si se usara tubería p.v.c. ring-tite y piezas especiales de Fo.Fo., además para los diámetros utilizados, este tipo de tubería garantiza su buen funcionamiento.

El seccionamiento propuesto a la red es a base de válvulas de p.v.c. tipo globo, ubicadas conforme a los tipos de cruceros y que irán protegidas en cajas de operación de válvulas a base de tubos de concreto y tapas de Fo.Fo.

IV .- INFORMACION GENERAL

La Isla de Cedros pertenece al Estado de Baja California México, ubicada en la costa oeste de la península de Baja California, frente a Guerrero Negro, B.C.S., se determina geográficamente por las siguientes coordenadas, referidas a el meridiano de Greenwich:

Latitud	28°08'06".
Longitud	115°10'30".

CLIMATOLOGIA

El clima según la clasificación de Martonne corresponde a una zona desértica asemejándose al clima sahariano; con respecto a Thornthwaite, se considera con las siguientes jerarquías CB_s, EB_d o sea clima subhúmedo, mesotermal de lluvia escasa en verano con tendencia árida, temperatura media y lluvia escasa todo el año.

FISIOGRAFIA

El paisaje fisiografico de la isla representa un relieve abrupto de cortes frescos o relativamente recientes, de pendientes y escarpes bruscos, únicamente drenado por pequeños y cortos Talwegs o vaguadas que rápidamente terminan en pequeñas costas de suave inclinación y las mas se precipitan o interrumpen en acantilados inmediatos al mar.

Por lo anterior puede considerarse que el terreno que comprende la Isla de Cedros, se encuentra en una etapa de fisiografía joven.

Geológicamente el terreno que se trata, presenta marcado interés bajo varios puntos de vista; ya que ha sido objeto de estudios efectuados aunque no del aspecto geohidrológico. Por otra parte, bajo el aspecto geológico estructural la isla representa un levantamiento en arco anticlinal, abierto al Mesozoico (Jurasico-Cretasico) en su centro complicándose sus condiciones, por una serie de fallas escalonadas (zona de los aguajes) cuyas trazas en la superficie del terreno se observan con rumbo paralelo a su eje estructural orientado, sensiblemente de oriente a poniente.

Hacia la porción suroccidental de la isla se presenta otra zona de fallas cuyo rumbo es transversal al de las anteriormente descritas, su importancia estructural es obviamente menor dada su localización en el terreno.

De la observación estratigrafica, gracias a los abundantes afloramientos de rocas que presenta el terreno, puede colegirse lo siguiente:

1) El centro geográfico de la isla, que a su vez es en términos generales la porción de terreno de mayor altitud (1,200 m) esta compuesto de rocas marinas. Estas son calizas pizarrosas de color gris oscuro a negro; se presentan muy bien estratificadas en lechos delgados, aunque sumamente alterados y dislocados por efectos tectónicos; su posición estructural es prácticamente vertical y el rumbo general de los estratos es Oriente-Poniente. Rodean a estas calizas pizarrosas, sedimentos arcillosos (lutitas) con intercalaciones de caliza muy alterada, considerados en este trabajo representativos del Cretasico-Jurasico.

2) Hacia las primeras estribaciones de la zona montañosa de la isla de cedros y en las porciones oriental y occidental de esta, los primeros afloramientos de roca que componen la pendiente ascendente, son lutitas arenosas de color rojizo muy bien estratificadas. Superyacen a las lutitas pizarrosas anteriores y en gran parte están cubiertas discordantemente por material retrabajado arcillo-arenoso muy grueso y derrubios de talud formando pequeños abanicos, de reciente formación que obstruccionan las formaciones de geología de superficie.

3) Sedimentos representativos del Cenozoico (Terciario Mioceno y Plioceno), se observan hacia los extremos Sur y NE en magníficos pero escasos afloramientos , constituidas por lutitas arenosas de color café claro y gris, de aspecto laminar interestratificados con areniscas de grano fino, muy duras y en avanzado estado de intemperismo.

4) Las rocas ígneas, metamórficas y algunos productos minerales también están presentes en el conjunto rocoso que comprende la Isla de Cedros.

a) Granito, pórfidos graníticos afloran *in situ* en la punta norte (zona del faro).

b) Enstatita (talco), serpentina (geneiss y esquistos), mineral de fierro y algunas rocas con sulfuros, hacia el aguaje de San Carlos y el Palomo.

Depósitos de Diatomita son presentes por el camino hacia el morro.

GEOHIDROLOGIA

En renglones anteriores se expuso la existencia de las rocas que constituyen el subsuelo de la región; en términos generales sus características físicas, su estratigrafía y disposición estructural que mantienen, son precisamente factores que han determinado las propiedades geohidrológicas locales.

a) Las precipitaciones pluviales en la Isla son muy escasas a juzgar por los registros de la estación correspondiente y por la vegetación existente, compuesta en su mayor parte por herbazales, espinosos y chaparros, pudiendo clasificarse entre las subdesérticas. Aunque no sucede así en las partes altas, de corta superficie, donde se encuentran algunos ejemplares de coníferas (Guatas).

b) Al contrario de la precipitación, el rocío que persistentemente se manifiesta en los alrededores de la Isla, que se condensa abundantemente por las noches, puede resultar el factor más importante en la cuantificación del porcentaje de infiltración del agua hacia el subsuelo, formando parte principal de las reservas geohidrológicas.

En consecuencia con lo ya expuesto dada la situación de los estratos de rocas y sus características litológicas que constituyen el subsuelo, así como su amplia distribución en casi toda la superficie de la isla 370 Km², no es aventurado suponer que las escasas manifestaciones de afloramientos de agua ligeramente salobre, sean el producto o el resultado del recorrido final originado de las condiciones meteorológicas antes citadas.

A continuación se describen los afloramientos de agua de la Isla. Estos son accesibles únicamente a pie, después de un recorrido aproximado de 2 a 3 horas, en terreno ascendente y abrupto, ya que es necesario cruzar un puerto de aproximadamente 1,000 metros de altitud.

Aguaje de Vargas. Aflora a una altura aproximadamente de 400 m sobre el nivel del mar, a favor del travertino y tufa; rocas que superyacen discordantes a estratos de calizas pizarrosas, de color gris oscuro a negro muy alteradas por intemperismo y bastante fracturadas, dando el aspecto local geomorfológico de una "zona de falla". El gasto del agua que escurre indistintamente de los taludes rocosos ha sido encauzado rústicamente, a favor de zanjas y canaletes de madera que finalmente, se embalsa en una pequeña pileta de mampostería, a partir de la que es enviada a la población mediante bombeo.

Aguaje No. 1 (El Gato). Las condiciones topográficas y de geología de superficie son muy similares a las descritas para el aguaje de Vargas. A partir de este sitio y reunido con el gasto del Aguaje de Vargas, el agua es enviada al poblado por gravedad.

CALIDAD DEL AGUA

Se dice que el agua es potable cuando su ingestión no causa efectos nocivos a la salud ni a la economía de los usuarios.

La salud humana depende principalmente de la calidad del agua. Cuando no se tienen las medidas de protección adecuadas, el hombre corre el peligro de adquirir enfermedades altamente peligrosas, que son transmitidas por el agua. Por eso nos debemos apoyar en los Análisis de Laboratorio.

Los análisis de laboratorio pueden clasificarse en : Exámenes físicos, análisis químicos y exámenes microscópicos.

Las **pruebas físicas** miden y registran aquellas propiedades que deben ser observadas por los sentidos. Los **análisis químicos** determinan la cantidad de material mineral y orgánica que haya en el agua y que afecta su calidad, proporcionando datos acerca de contaminaciones o mostrando las variaciones ocasionadas por el tratamiento de agua. Los exámenes bacteriológicos indican la presencia de bacterias

características de la contaminación y consiguientemente, la calidad del agua para consumo; y los **exámenes microscópicos** proporcionan información relativa a las proliferaciones en el agua que frecuentemente son las que causan sabores y olores desagradables u obstrucción de los filtros.

Las condiciones bacteriológicas de agua constituyen el rubro mas importante de la investigación de estos análisis. Los microorganismos importantes desde el punto de vista sanitario son aquellos que encontrándose habitualmente en las aguas de alcantarillado pueden contaminar accidentalmente las aguas de bebida, provocando epidemias de origen hídrico.

Los análisis físicos son en esencia la determinación de las características físicas de las muestras recolectadas; y por su parte los análisis químicos a las concentraciones de elementos químicos disueltos en el agua.

Exámenes Físicos	Exámenes Químicos
Turbiedad	Alcalinidad (CO ₃ , HCO ₃ Y OH)
Color	Cloruro (Cl)
Olor	Calcio (Ca)
Sabor	Magnesio (Ma)
Temperatura	Fluoruros (F)
PH	Hierro (Fe)
Sólidos Totales (ST)	Manganeso (Mn)
	Nitratos (NO ₃)
	Sulfatos (SO ₄)
	Sodio (Na)

Dependiendo de las condiciones geológicas del área o, si hay sospecha de contaminación en el sistema, se efectúan análisis no rutinarios, que implican las determinaciones.

La ejecución de estos exámenes de agua potable pueden enumerarse de la siguiente manera:

Análisis Físicos Especiales

Amoniaco (NH₃)
Arsénico (As)
Bióxido de Carbono (CO₂)
Bario (Ba)
Cadmio (Cd)
Cianuro (Cn)
Zinc (Zn)
Cobre (Cu)
Cromo (Cr)
Mercurio (Hg)
Plata (Ag)
Plomo (Pb)
Selenio (Se)
Sílice (Si)

A continuación mencionamos las cantidades máximas permisibles para el agua potable por la organización mundial de la salud.

Turbiedad : Es una medida de la obstrucción óptica de la luz que pasa a través de una muestra de agua y se debe a la presencia de material finamente dividido como arcillas, materia orgánica, microorganismos, etc. Cuando la turbiedad es causada por desechos sólidos, muchos organismos patógenos pueden estar contenidos en las partículas y protegidos del desinfectante por lo que la turbiedad puede ser causada por una deficiente desinfección. La turbiedad en el agua para beber, produce pocos deseos de ingerirla y utilizarla en la preparación de alimentos. Su tratamiento resulta costoso y su filtración es difícil. Desde el punto de vista sanitario, la turbiedad del agua para su consumo humano se considera importante por las siguientes razones:

- Desinfección deficiente.
- Aumenta el costo del tratamiento.
- Resulta desagradable a la vista.

Color: El color del agua puede ser causado por la presencia de ciertos minerales, principalmente el Hierro y/o manganeso. A veces proviene de sustancias de origen vegetal, como hojas, ramas, musgo, etc. Aunque se desconoce la naturaleza química exacta de la materia colorante, se estima que son principalmente taninos, glicidos y sus derivados. Pueden observarse también algas, puntas acuáticas, protozoarios, residuos orgánicos o inorgánicos solubles de muchas industrias, tales como textiles, papeleras químicas, etc.

El color puede ser aparente o verdadero. El color aparente incluye sustancias disueltas y materia suspendida. El color verdadero es el color producido solamente por las sustancias disueltas. Este se determina después de que toda la materia suspendida ha sido eliminada.

El agua con coloración debida a sustancias naturales en descomposición, adquiere un color amarillo pardo, por lo que el consumidor siente una aversión natural, no obstante que se considera que no posee propiedades tóxicas.

Olor : El olor en las aguas proviene de las impurezas producidas durante el proceso de putrefacción o descomposición biológicas de sustancias orgánicas de origen vegetal o animal, tales como amoniaco, aminos, etc. y las de origen inorgánico como el ácido sulfhídrico.

Es importante que las pruebas de olor se verifiquen tan pronto como sea posible, después de la recolección de la muestra. Si es necesario el almacenamiento, se deben tomar unos 500 mililitros de muestra en recipiente de cristal bien limpio, se llena completamente y se conserva en refrigeración hasta el momento del examen.

Sabor: Se pueden identificar por el sabor las sales inorgánicas disueltas en hierro, zinc, manganeso, cobre, sodio, potasio y cloro.

Las pruebas de sabor son útiles como una comprobación de la calidad del agua cruda y del agua tratada, para el control del olor de las diversas unidades de una planta potabilizadora, para la optimización de reactivos usados en el tratamiento, para verificar la efectividad de las diversas clases de tratamiento y como un medio para definir la fuente de contaminación.

Es posible clasificar los sabores así:

1. Agrio.
2. Dulce.
3. Amargo.
4. Salado.

Para su evaluación basta con tomar en la boca de 10 – 15 ml. a 40 grados centígrados por unos cuantos segundos, después escupirla. No es necesario ingerirla para su evaluación.

Temperatura: Los análisis físico-químicos que tienen importancia sanitaria como la densidad, conductividad, pH, etc., son influenciados por la temperatura.

Desde el punto de vista sanitario, la temperatura del agua para el consumo humano, se considera importante por las siguientes razones:

- a) Tiene efecto en los procesos de auto purificación.
- b) El nivel de saturación del oxígeno disuelto disminuye al aumentar la temperatura.
- c) Tiene efectos en la rapidez de disolución del oxígeno.

La temperatura del agua para todas las pruebas de control físicoquímico y especiales, deberá estar entre los 20 y 27 grados centígrados; para mayor exactitud, de preferencia debe tomarse en el punto de muestreo, y si la prueba requiere otra temperatura distinta, se expresara en el proceso.

PH (potencial hidrogeno): El pH es un parámetro cuyo valor fluctúa entre 0-14 indica varios grados de acidez y alcalinidad. El agua pura en neutra o sea tiene un $\text{pH} = 7$. Cuando los valores del pH se encuentran debajo de 7 se aproxima a cero, hay un aumento en la acidez, en tanto que cuando varía desde 7 a 14 se aumenta la alcalinidad. El pH puede determinarse por medio de soluciones indicadores, papel indicador o electromecánicamente con la ayuda de un potenciómetro.

Sólidos totales: Se denomina sólidos totales a la materia que queda en un recipiente después de la evaporación de una muestra determinada de agua. También se considera que es la cantidad de sustancias disueltas y suspendidas en el agua. Debe tenerse en cuenta que la calidad encontrada de sólidos totales no corresponde exactamente a la cantidad real de sustancias presentes en el agua cruda, ya que por las condiciones en la cual se efectúa la determinación se eliminan los gases disueltos como oxígeno, nitrógeno, anhídrido carbónico, etc. Además las sales de amonio se descomponen por acción del calor con desprendimiento de amoníaco.

Se recomienda un contenido de sólidos de 500 mg/lit para aguas destinadas a uso doméstico con un límite de 1000 mg/lit.

Desde el punto de vista sanitario, los sólidos totales del agua para consumo humano se consideran importantes por las siguientes razones:

Aguas con alto contenido de sólidos:

- Tiene efecto laxante.
- Puede ocasionar molestias a determinadas personas.
- Los cloruros y sulfatos dan sabor al agua.

Alcalinidad : Es producida principalmente por la presencia de los siguientes radicales: El radical hidróxido (OH-), el radical bicarbonato (HCO₃) y el radical carbonato (CO₃).

Las normas para la alcalinidad total es de 400 mg/lit en términos de CaCO₃ (carbono de calcio). Las aguas altamente alcalinas no son aceptables para el abastecimiento público, teniendo que ser sometidas a tratamiento para su uso.

Cloruros: Los cloruros se encuentran en concentraciones elevadas en las aguas de mar y océanos.

Los cloruros son el resultado de el poder de disolución que tiene el agua y por lo tanto disuelve los cloruros en determinadas proporciones no son dañinos a la salud, arriba de 250 mg/lit dan sabor salado al agua y la vuelve desagradable sin embargo en algunos lugares donde el agua es escasa se consume para uso doméstico hasta con 2000 mg/lit

Dureza: (calcio y magnesio) se define como dureza al grado de capacidad que tiene un agua para precipitar el jabón, es decir cortar el jabón. Los iones del calcio y magnesio que principalmente se encuentran en las aguas se precipitan con el jabón, pero se pueden precipitar también los iones de otros metales como el hierro, aluminio, manganeso, estroncio, zinc. Generalmente estos últimos se encuentran presentes en cantidad insignificante en el agua, por lo cual la dureza representa la concentración total de iones de calcio y magnesio expresada bajo la forma de carbonatos de calcio.

El limite máximo en términos de CaCO₃ permitido es de 500 mg/lit.

Desde el punto de vista sanitario se ha demostrado que la dureza de las aguas no perjudica a la salud pero si representa problemas a la industria por las incrustaciones en el equipo que esta en contacto directo a altas temperaturas con el agua, esto ha hecho necesario tratamientos especiales para la eliminación de la dureza.

Limites de dureza

(mg/lit de CaCO₃)

0- 80	Blanda.
80-180	Moderadamente dura.
180-300	Dura.
Mas de 300	Muy dura.

Se anexa resultado de análisis de agua del Tanque Andrade:

ANALISIS FISICO – QUIMICO

Fecha de muestreo.- 21 Febrero 1997
Fecha de Recepción.- 21 Febrero 1997
Fecha de análisis.- 24 Febrero 1997

pH	7.0
Turbiedad N.T.U.	1.0
Dureza Total (CaCO ₃) (mg/l)	264.88
D. Calcio (CaCO ₃) (mg/l)	106.64
D. Magnesio (CaCO ₃) (mg/l)	158.24
Cloruros (Cl) (mg/l)	384.37
Alcalinidad T. (CaCO ₃) (mg/l)	145.0
Conductividad (micromhos/cm)	1200

CLASIFICACION DE AGUA (SALINIDAD)

1.- Aguas Dulces: Las que contienen menos de 1,000 p.p.m. y se pueden subdividir en potables que contienen menos de 500 p.p.m. y pasables con más de 500 p.p.m.

2.- Aguas Salobres: Que contienen más de 1,000 p.p.m. pero menos de 20,000 p.p.m. con dos subtipos.

a).- Hipotonicas con menos de 5,500 p.p.m. que se pueden tomar temporalmente.

b).- Hipertonicas con más de 5,500 p.p.m. que en vez de hidratar deshidratan.

3.- Aguas Saladas: O sea de mar, que contienen mas de 20,000 y menos de 40,000 p.p.m.

4.- Salmueras: De 40,000 hasta 250,000 p.p.m. de salinidad.

5.- Amargas: Con más de 250 gramos / kilogramo de solución que son las aguas residuales de las salinas, que contienen los elementos más solubles.

FUENTES DE CONTAMINACION

Las principales fuentes de contaminación pueden ser clasificadas en cuatro grandes grupos:

- a) Urbanas
- b) Industriales
- c) Agrícolas
- d) Naturales

Fuentes Urbanas.- Las concentraciones urbanas de población, constituyen una de las mayores fuentes de contaminación, debido a los grandes volúmenes de aguas residuales domésticas producidas; las cuales en su mayor parte son colectados por los sistemas de alcantarillado.

En la mayoría de las zonas suburbanas no se encuentran conectados a el sistema de alcantarillado o no cuentan con sistema de alcantarillado y disponen sus aguas residuales en fosas sépticas o directamente a los cuerpos de agua. La facilidad del manejo de las aguas residuales dependerá del tipo de fuente de que se trate.

Fuentes Industriales.- La actividad nacional esta integrada por una variedad muy grande de procesos, contándose entre los principales las conducidas a los de la industria química la petroquímica, la metalúrgica, la de la pulpa y el papel, la textil la de azúcar y la de los alimentos.

Cada una de estas industrias descarga volúmenes considerables de aguas residuales, cuya naturaleza fisico_ química dependerá del tipo de proceso a que se refiera, pudiendo ser materia orgánica, nutrientes, metales pesados, ácidos, gases, sustancias inorgánicas, grasas, aceites, etc.

Actualmente muchas de estas factorías descargan sus aguas residuales sin tratamiento alguno de los cuerpos receptores, pero en virtud de lo establecido por las leyes mexicanas para el control de la contaminación de las aguas, todas las industrias tendrán que tratar en algún grado sus descargas.

Por lo general las industrias tienen un sistema de drenaje particular, lo que facilita el manejo de conducción de las aguas residuales hasta los sistemas de tratamiento.

Fuentes Agrícolas.- Como consecuencia del uso en la actividad agrícola de herbicidas, plaguicidas y fertilizantes, para el control de plagas y la productividad, las aguas de retorno agrícola arrastran restos de estos compuestos hasta los cuerpos receptores; esto aunado a los arrastres de las excretas animales por los escurrimientos pluviales, produce una fuente considerable de contaminación, que altera los ecosistemas acuáticos. Cuando los restos de fertilizantes llegan a los cuerpos de agua, se provoca un indeseable crecimiento de las plantas acuáticas.

Fuentes Naturales.- Aunada a la contaminación producida por las aguas residuales de las diferentes actividades del hombre, esta otro tipo de contaminación debida a causas naturales, tales como los arrastres de la materia orgánica muerta por los escurrimientos del agua pluvial, así como los productos inorgánicos producidos por la erosión en los suelos.

En épocas de lluvias los ríos crecidos pueden llegar hasta las zonas pantanosas y arrastrar a sus corrientes aguas de estos pantanos que degradan la calidad de los ríos.

En el sentido estricto, todos los cuerpos de agua presentan algún grado de contaminación, ya que con la sola presencia de organismos vivos en estos cuerpos nos indica una determinada concentración de nutrientes.

V.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Actualmente el poblado cuenta con dos fuentes de abastecimiento, denominados Aguaje “ No. 1 “ y Aguaje “ Vargas “ , ambos localizados en el macizo rocoso que limita al poblado a una altura aproximada de 400 m. sobre el nivel del mar .

Según mediciones realizadas el gasto de dichas fuentes es:

- 1.- Aguaje Vargas 2.6 Lps.
- 2.- Aguaje No. 1 4.3 Lps.

Estos Botes de agua no se han aprovechado de una manera eficiente ya que la captación así como la conducción se logra de una manera rudimentaria :

Aguaje No. 1 :

Este aguaje esta conformado por una serie de 5 brotes de agua denominados “ veneros “ el agua de aquí emanada es conducida por medio de una trinchera hecha a mano para que trabaje como galería filtrante ya que escurre por gravedad hacia registros de donde se conducen a un depósito donde convergen los 5 veneros para de allí ser conducida por medio de una línea de conducción con un sistema a gravedad esto a base de tubería p.v.c. de 75 mm (3”) de diámetro hasta un tanque de 200 m³ de capacidad ubicado en el poblado.

Aguaje Vargas :

En esta zona existen 3 brotes de agua (veneros) los cuales son conducidos por tubería de 100 mm (4”) de diámetro hasta un registro donde convergen las 3 captaciones, de aquí se descarga por gravedad hasta un tanque de block de 80 m³, para de aquí bombear 2.5 Km hasta una cota dominante mediante una tubería de p.v.c. de 50 mm (2”) de diámetro conducirla por gravedad hasta el tanque de la ex-desaladora por una tubería de p.v.c. de 75 mm (3”) de diámetro. Cabe mencionar que aquí el bombeo se hace cada 3 días.

El más serio problema que presenta el abastecimiento de agua para uso doméstico al poblado de Isla de Cedros, es la falta de una fuente de abastecimiento próxima a la localidad que proporcione el gasto y calidad suficiente para resolver sus necesidades inmediatas y futuras.

Como ya se menciona la captación de estos brotes de agua es demasiado ineficiente ya que el gasto no es constante por depender de las condiciones climatológicas, además que los derrumbes provocados por las lluvias ocasionan que se tapen los veneros causa que los registros no cuentan con tapas y esto permite que hojas y demás basura penetre y tape los drenes permitiendo que el agua siga otro cauce , además que los registros se encuentran en muy mal estado y desde aquí empieza a bajar la aportación

VI.- POBLACION

Utilizando la información que proporciona el instituto nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al año en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Basándose en el crecimiento histórico, las variaciones observadas en las tasas de crecimiento, su característica migratoria y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se definirá en caso de ser posible, la tasa de crecimiento para proyectar la población anualmente en el horizonte que marque la vida útil. Esta tasa podrá ser constante o variable según sea el caso, indicando los períodos para los cuales corresponde cada tasa de crecimiento.

Se deberán elaborar gráficas correspondientes a las tasas de crecimiento para períodos de 5, 10 y 20 años. Debiéndose de consultar el plan de desarrollo urbano de la localidad de manera que se determine el área urbana a la que se deberán proporcionar los servicios.

En caso de que el plan no especifique los horizontes de crecimiento, estos se establecerán de acuerdo a los lineamientos seguidos en el mismo; si la localidad no cuenta con plan de desarrollo urbano, se definirán con ayuda de las autoridades, las proyecciones de crecimiento de la mancha urbana.

Los factores básicos del cambio de la población son: El aumento natural (más nacimientos que muertes) y la migración neta (movimiento de las familias hacia adentro y hacia afuera de un área determinada).

POBLACION DE PROYECTO

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño de agua potable y alcantarillado.

Esta población futura se estima para cada grupo demográfico a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo urbano, su característica migratoria y las perspectivas de su desarrollo económico.

Existen varios métodos matemáticos para la predicción de la población de proyecto, recomendándose los siguientes:

- * Método de Ajuste por Mínimos Cuadrados.
- * Método Aritmético.
- * Método Geométrico.
 - a) Análisis por Porcentaje.
 - b) Análisis por Incremento Medio Anual.

Debe procederse con sumo cuidado y juicio en el pronóstico demográfico, ya que hay muchos factores como el desarrollo industrial, la especulación de los terrenos, los límites geográficos y la edad de la ciudad que pueden ocasionar un cambio radical en las estimaciones matemáticas.

METODO ARITMETICO

AÑO	POBLACION	INCREMENTO	No. AÑO	INCR / AÑO
1970	1972	0	0	0
1980	1696	-276	10	-13.99 %
1990	2732	1036	10	61.08 %
Σ		760	20	

$$\text{Promedio de Incremento Anual} = \frac{760}{20} = 38 \text{ hab. / año}$$

$$\text{Población Futura} = Pa + (n \times i)$$

Donde:

Pa = Población actual.

n = No. de años.

i = Promedio de incremento anual.

$$1996 = 2732 + 6 (38) = 2960 \text{ Hab.}$$

$$2000 = 2732 + 10 (38) = 3112 \text{ Hab.}$$

$$2010 = 2732 + 20 (38) = 3492 \text{ Hab.}$$

$$\mathbf{2016 = 2732 + 26 (38) = 3720 \text{ Hab.}}$$

METODO GEOMETRICO

1) Análisis por porcentaje.

AÑO	POBLACION	INCREMENTO	No. AÑO	INCR / AÑO
1970	1972	0	0	0
1980	1696	-276	10	-13.99 %
1990	2732	1036	10	61.08 %
Σ			20	47.09 %

$$\text{Porcentaje de incremento anual} = \frac{47.09}{20} = 2.36 \% / \text{año.}$$

$$\text{Población Futura} = Pa + [Pa(n)(i/100)]$$

Donde: Pa = Población actual.

n = No. de años.

i = Promedio de incremento anual.

$$1996 = 2732 + [2732(6)(0.0236)] = 3118 \text{ Hab.}$$

$$2000 = 2732 + [2732(10)(0.0236)] = 3375 \text{ Hab.}$$

$$2010 = 2732 + [2732(20)(0.0236)] = 4019 \text{ Hab.}$$

$$\mathbf{2016 = 2732 + [2732(26)(0.0236)] = 4404 \text{ Hab.}}$$

2) Análisis por incremento medio anual

AÑO	POBLACION	Log Pf	Log Pa	n	(logPf-logPa) n
1970 - 1980	1696	3.23	3.29	10	-0.0066
1980 - 1990	2732	3.44	3.23	10	0.0207
Σ					0.0141

$$\text{Promedio } (\log (1+r)) = \frac{0.0141}{2} = 0.00705$$

$$\begin{aligned} \text{Log } (1+r) &= 0.00705 \\ (1+r) &= 1.0164 \\ r &= 0.0164 \end{aligned}$$

$$Pf = Pa (1+r)^n$$

$$Pf = 2732 (1 + 0.0164)^{26} = 4170 \text{ Hab.}$$

METODO DE AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS

$$Pf = a + bt$$

$$a = \frac{\sum Pi - b \sum ti}{N}$$

$$b = \frac{N \sum ti Pi - \sum ti \sum Pi}{N \sum ti^2 - (\sum ti)^2}$$

- Donde: N = Número total de datos.
 $\sum ti$ = Suma de los años con información.
 $\sum Pi$ = Suma del No. de habitantes.
 Pf = Población futura.
 t = Población para cualquier año (t).

	1	x	1972	=	1972
	10	x	1696	=	16,960
	20	x	2732	=	54,640
Σ	40		6400		73,572

$$b = \frac{3(73,572) - 20(6400)}{3(20)^2 - (20)^2} = 115.9$$

$$a = \frac{6400 - 115.9(20)}{3} = 1360.66$$

$$Pf_{2016} = 1360.66 + 115.9(26) = 4374$$

TASA DE CRECIMIENTO

$$i = \left[\left(\frac{Pi+1}{Pi} \right)^{1/t} - 1 \right] (100)$$

- Donde:
 i = Tasa de crecimiento en el período ti - ti+1
 Pi+1 = Población en el año ti+1
 Pi = Población en el año ti
 T = No. de años entre la población Pi+1 y Pi

$$i = \left[\left(\frac{2732}{1972} \right)^{1/20} - 1 \right] (100) = 1.64 \% \text{ anual.}$$

Para esta tasa de crecimiento la población para el año 2016 será de: **4174 Hab.**

En resumen los resultados de los métodos son los siguientes:

Método aritmético:	3720 Hab.
Método geométrico:	
a) análisis por porcentaje:	4404 Hab.
b) análisis por incremento medio anual:	4170 Hab.
Método de ajuste por mínimos cuadrados:	4374 Hab.
Tasa de crecimiento:	4174 Hab.

Tomando en cuenta un valor promedio de los últimos cuatro métodos obtenemos un valor de 4280 habitantes, por lo que para nuestros cálculos manejaremos **4500 habitantes** de proyecto.

VII.- PERIODO DE DISEÑO Y VIDA UTIL

PERIODO DE DISEÑO:

Se entiende por período de diseño el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil.

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos que están en función del costo del dinero, esto es a mayor tasa de interés menor período de diseño; sin embargo no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del período de diseño se deben considerar ambos aspectos.

Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizara a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones el mayor tiempo posible. Se buscara el máximo rendimiento de la inversión, al disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo.

De acuerdo con los criterios anteriores, los componentes de los sistemas deberán diseñarse para períodos de cinco años o más.

Los períodos de diseño se seleccionan considerando los siguientes factores:

- a) Vida útil de las estructuras y equipo componente, tomando en cuenta la actividad, el desgaste y el daño.
- b) Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una consideración de su localidad.
- c) Relación anticipada de crecimiento de la población, incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad, industria y comercio.
- d) Tasa de interés vigente sobre financiamiento.

e) Comportamiento de las obras durante sus primeros años, cuando no están sujetas a su capacidad completa.

En la **Tabla 1** se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

TABLA 1

PERIODOS DE DISEÑO

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
Fuente	
Pozo	5
Embalse (presa)	De 5 a 20
Línea de Conducción	De 5 a 20
Planta Potabilizadora	De 5 a 10
Estación de Bombeo	De 5 a 10
Tanque	De 5 a 20
Distribución Primaria	De 5 a 20
Distribución Secundaria	A Saturación (*)
Red de Atarjeas	A Saturación (*)
Colector y Emisor	De 5 a 20
Planta de Tratamiento	De 5 a 10

(*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

De acuerdo con lo anterior se considerara un período de diseño de 5 a 20 años para las diferentes componentes del sistema de agua potable.

VIDA UTIL:

Es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Este período está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño. Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable y alcantarillado son la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

En la **Tabla 2** se indica la vida útil de algunos elementos de agua potable, considerando una buena operación, mantenimiento y suelos no agresivos.

TABLA 2

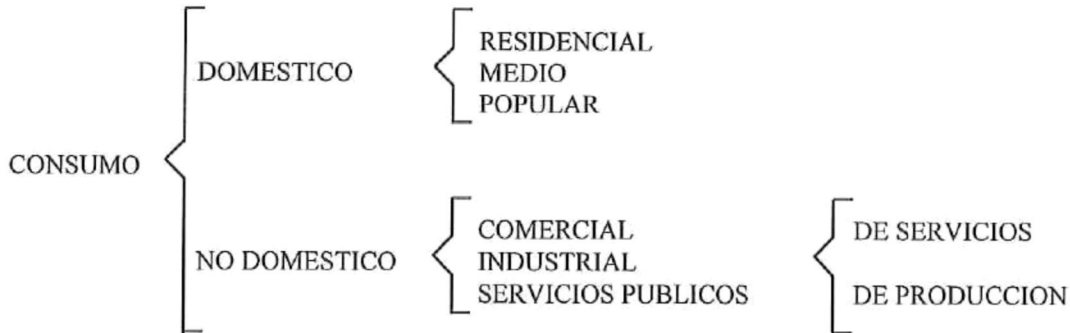
VIDA UTIL

ELEMENTO	VIDA UTIL (AÑOS)
Pozo	
Civil	De 10 a 30
Electromecánica	De 8 a 20
Línea de Conducción	De 20 a 40
Planta Potabilizadora	
Civil	40
Electromecánica	De 8 a 20
Tanque	
Superficial	40
Elevado	20
Distribución Primaria	De 20 a 40
Distribución Secundaria	De 15 a 30
Red de Atarjeas	De 15 a 30
Colector y Emisor	De 20 a 40
Planta de Tratamiento	
Civil	40
Electromecánica	De 15 a 20

VIII .- CONSUMO

El consumo es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m³/día o lt/día, o bien cuando se trata de consumo per capita se utiliza lt/hab/día.

El consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial e industrial y de servicios públicos; a su vez, el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fábricas), esta clasificación se resume en el siguiente diagrama.



CONSUMO DOMESTICO

Se refiere al agua usada en las viviendas. este consumo depende principalmente del clima y la clase socioeconómica de los usuarios. El consumo doméstico medio de una clase socioeconómica puede presentar diferencias, por diversas causas, entre las que sobresalen: la presión en la red, la intermitencia en el servicio, la suficiencia del abastecimiento de agua, la existencia de alcantarillado sanitario y el precio del agua.

La CNA a través del IMTA, desarrollo un estudio de actualización de dotaciones en el país, del que se obtuvo como resultado una serie de valores de consumo doméstico por clase socioeconómica y clima, que se dan en la **Tabla 3** de tal forma que sirva al ingeniero proyectista, de guía, en el caso que no cuente con tal información de la localidad en estudio.

TABLA 3

TIPOS DE USUARIOS DOMESTICOS

CLASE SOCIOECONOMICA	DESCRIPCION DEL TIPO DE VIVIENDA
RESIDENCIAL	Casas solas o departamentos de lujo que cuentan con dos o mas baños, jardín de 50 m ² o mas, cisterna, lavadora.
MEDIA	Casas y departamentos que cuentan con uno o dos baños, jardín de 15 a 35 m ² y tinaco.
POPULAR	Vecindades y casas habitadas por una o varias familias que cuentan con jardín de 2 a 8 m ² , con un baño o compartiéndolo.

TABLA 3a

CONSUMOS DOMESTICOS PER CAPITA

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (L / HAB / DIA)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	370	200	120
SEMICALIDO	270	175	100
TEMPLADO	220	165	80
NOTAS:	1) Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado. 2) El clima se selecciona en función de la temperatura media anual.		

CONSUMO NO-DOMESTICO

CONSUMO COMERCIAL: Es el que se utiliza en zonas de comercios y servicios por personas que no habitan en ellas.

De acuerdo al tipo de actividad comercial del consumidor se ha encontrado que los consumos varían en los rangos mencionados en la **Tabla 4**.

TABLA 4

CONSUMO MINIMO EN COMERCIOS

TIPO DE INSTALACION	CONSUMO DE AGUA
Oficinas (cualquier tipo)	20 lts / m ² / día
Locales comerciales	6 lts / m ² / día
Mercados	100 lts / m ² / día
Baños públicos	300 lts / bañista / regadera / día
Lavanderías de autoservicio	40 lts / kilo de ropa seca
Clubes deportivos y servicios privados	150 lts / asistente / día
Cines y teatros	6 lts / asistente / día

CONSUMO INDUSTRIAL: Este consumo lo constituye el agua para uso de empresas, fábricas y hoteles; se determina en función del tipo de industria.

Considerando el tipo de actividad industrial, el consumo se divide en dos tipos :

- a) Industrial de servicios .
- b) Industrial de producción.

En el primero se consideran los hoteles y el consumo personal de los empleados, con consumos que varían de acuerdo con los datos de las **Tablas 5,6,7**, y los segundos de acuerdo al tipo de industria que se trate (en la **Tabla 8** se dan algunos valores).

TABLA 5

CONSUMO EN HOTELES

CLASIFICACION	CONSUMOS EN HOTELES (lts / cuarto / día)	
	ZONA TURISTICA	ZONA URBANA
GRAN TURISMO	2,000	1,000
4 Y 5 ESTRELLAS	1,500	750
1 A 3 ESTRELLAS	1,000	400

TABLA 6

CONSUMO DE SERVICIO PARA INDUSTRIAS

TIPO DE INSTALACION	CONSUMO DE AGUA (Lts / trabajador / jornada)
- Industrias donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	100
- Otras industrias	30

NOTA: El consumo para el proceso se obtiene para cada caso en particular.

TABLA 6a

CONSUMOS PARA PRODUCCION DE ALGUNOS TIPOS DE INDUSTRIA

INDUSTRIA	RANGO DE CONSUMO
Azucarera	4.5 - 6.5
Química a)	5.0 - 25.0
Papel y celulosa b)	40.0 - 70.0
Bebidas c)	6.0 - 17.0
Textil d)	62.0 - 97.0
Siderúrgica	5.0 - 9.0
Alimentos	4.0 - 5.0

NOTA: a) Variable de acuerdo al producto.
 b) Se indican solo los índices de celulosa.
 c) Se tomo como representativa la cerveza.
 d) Se tomo como representativos los alimentos lácteos.

TABLA 7

CONUNO PARA USOS MULTIPLES

TIPO DE INSTALACION	CONSUMO DE AGUA
Salud: -Hospitales, clínicas y centros de salud. -Orfanatorios y asilos	800 lts / cama / día (e,f) 300 lts / huésped / día (e)
Educación y cultura: -Educación elemental -Educación media y superior	20 lts / alumno / turno (e,f) 25 lts / alumno / turno (e,f)
Recreación: -Alimentos y bebidas -Entretenimiento (teatro publico) -Recreación social -Deportes al aire libre, con baño -Estadios	12 lts / comida (e,f) 6 lts / asiento / día (e,f) 25 lts / asistente / día (e) 150 lts / asistente / día (e) 10 lts / asistente / día (e)
Seguridad: -Cuarteles -Reclusorios	150 lts / persona / día (e) 150 lts / interno / día (e)
Comunicaciones y transporte: -Estaciones de transporte -Estacionamientos	10 lts / pasajero / día 2 lts / m ² / día
Espacios abiertos: -Jardines y parques	5 lts / m ² / día

NOTA: e) Las necesidades de riego se consideraran por separado a razón de 5 lts/m²/día.

f) Las necesidades generadas por empleados o trabajadores se consideraran por separado a razón de 100 lts / trabajador / día.

TABLA 8

CONSUMO PARA USOS PUBLICOS

TAMAÑO DE LA LOCALIDAD	HIDRANTES SIMULTANEOS	GASTO		CONSUMO PERCAPITA (L/HAB/ SINIESTRO)	VOLUMEN TOTAL (m ³)
		POR HIDRANTE (L/S)	TOTAL (L/S)		
10,000-50,000	2	15.8	31.6	4	40 - 200
50,001-200,000	2	31.5	63.0	4	200 - 800
Mas de 200,000	3	31.5	94.5	4	Mas de 800

- NOTAS: - Presión mínima en la toma (hidrante) = 15.0 m.c.a.
 - Diámetro mínimo de la red para colocar el hidrante = 152 mm (6")
- Localización de hidrantes para cálculo hidráulica; uno en la zona comercial, uno en el punto más alejado de la alimentación y uno en la zona industrial.
 - Distribución de hidrantes en la red: Separación máxima entre hidrantes 300 m, cubriendo toda la zona centro, zonas industriales y hoteleras y de 1,000 m. en áreas restantes.
 - Cuando el diámetro de la línea de alimentación sea igual o menor de 4" en todos los casos deberán instalarse cajas de inundación (pozos contra incendio).
 - En poblaciones menores de 1,000 habitantes no se considera el sistema contra incendio.

Es común encontrar industrias en las que el suministro de agua se complementa con fuentes auxiliares, con lo que se logra disminuir el consumo de agua municipal. En estos casos será necesario, determinar la cantidad de agua de la red municipal que se destinara para tal fin y cuanta será proporcionada por dichas fuentes, para que en el gasto de diseño se considere solo el volumen que abastecerá la red.

Para este proyecto en particular, debido a que no se cuenta con una fuente de abasto que satisfaga las necesidades, permanentes de presión mínima requerida y considerando el factor económico, no se consideraran hidrantes contra incendio.

USOS PUBLICOS

Es el agua que se utiliza en instalaciones de salud, educación, recreación, seguridad, riego de parques y jardines, combate de incendios, etc. ver **Tabla 7**. En pequeñas localidades, salvo en casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes, el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con las características particulares, en coordinación con el H. Cuerpo de Bomberos, y en su caso considerar los valores que se dan en la **Tabla 8**.

IX .- DEMANDA

La demanda actual es la suma de los consumos para cada tipo mas las pérdidas físicas.

Los consumos por tipo de usuario se obtienen:

Consumo Doméstico: Multiplicando el consumo per capita de cada sector socioeconómico por la población correspondiente.

Consumo Comercial: Producto del consumo de cada local por el total de locales, de los comercios existentes en el sistema.

Consumo Industrial de Servicios: Se obtiene de multiplicar los consumos de cada trabajador por el total de trabajadores de cada una de las industrias de la localidad. En el caso de hoteles, será el consumo de cada cuarto, por el número total de cuartos.

Consumo Industrial de producción: Se obtiene en forma particular de cada industria de acuerdo con sus necesidades, o bien multiplicando el consumo por unidad de producción por su volumen de producción de cada fábrica.

Consumos Públicos: Producto del consumo, en hospitales y escuelas de cada paciente o estudiante por el total de enfermos o alumnos, respectivamente; también, habrá que considerar el consumo de parques y servicios contra incendio, cuando sea el caso.

Perdidas de agua: Volumen que se pierde en el sistema de distribución.

La demanda es función de factores como: clase socioeconómica, porcentaje de población de cada estrato socioeconómico, tamaño de la población, clima, existencia de alcantarillado sanitario, tipo de abastecimiento, calidad del agua y costo del agua.

-Clase socioeconómica: La demanda crece conforme se incrementa el nivel económico de la población, debido a que cambian los hábitos del uso del agua.

-Porcentaje de cada clase socioeconómica: En general a mayor proporción de niveles residenciales la demanda se incrementa.

-Tamaño de la población: de una ciudad o región se incrementa debido a que crecen sus requerimientos para uso público e industrial.

-Características de la población: El consumo percapita dependerá de la actividad principal y costumbres de la población.

-Clima: La demanda de agua aumenta en poblaciones donde la temperatura es mas elevada que en las zonas templadas.

-Existencia de alcantarillado: Cuando la comunidad cuenta con sistemas de saneamiento que utilizan alcantarillado para la disposición de sus desechos, se incrementa la demanda de agua potable.

-Tipo de abastecimiento: La demanda en poblaciones que cuentan con un sistema formal de abastecimiento, es mayor que en aquellas que cuentan con un sistema mas rudimentario.

-Calidad del agua: La demanda de agua es mayor cuando la calidad es buena ya que varían sus usos.

-Precio del agua: Al aumentar el precio del agua, disminuye la demanda.

X .- PERDIDAS FISICAS

Las pérdidas se refieren al agua que se escapa por fugas en líneas de conducción, tanques, red de distribución y tomas domiciliarias.

En estudios de campo, se ha definido que estas pérdidas se determinan a partir de muestreos de inspección y aforo (fugas en tomas domiciliarias); de medición en sectores controlados, llamados distritos hidrometricos (fugas en tuberías principales y secundarias y pérdidas en tomas clandestinas); y de verificación de un grupo de micromedidores domiciliarios (pérdidas por mala medición).

El volumen diario de pérdidas físicas se determina de la siguiente manera.

$$V_p = V_{fr} + V_{ft}$$

Donde: V_p = Volumen de pérdidas, en m^3 .

V_{fr} = Volumen de fugas en red, en m^3 .

V_{ft} = Volumen de fugas en tomas domiciliarias, en m^3 .

Las pérdidas de agua dependen de factores tales como: la presión de trabajo, la calidad de la tubería y los accesorios, el proceso constructivo, el tipo de material, la antigüedad de los elementos del sistema y el mantenimiento preventivo y correctivo que se les aplique a los elementos del sistema.

Las consideraciones que sirven para orientar al proyectista en la evaluación de los porcentajes de las pérdidas, son las siguientes:

Si se dispone de presupuesto y tiempo, establecer el valor de las pérdidas con base a un estudio de evaluación.

Considerar un valor promedio del volumen diario de pérdidas, obtenido de acuerdo a una o varias localidades similares en cuanto a nivel socioeconómico, tamaño de población, ocurrencia de fugas, etc., ya que dispongan de un estudio similar al del párrafo anterior.

En caso de no disponer de información, se puede considerar un valor comprendido entre el 40% y el 60% del volumen suministrado, que es el resultado del estudio de campo de 21 ciudades de la república mexicana (Comisión Nacional del Agua).

XI.- PREDICCIÓN DE LA DEMANDA

Para efectos de diseño es importante determinar la demanda futura. Esta demanda se calcula en base a los consumos de las diferentes clases socioeconómicas, la actividad comercial, industrial, la demanda actual, el pronóstico de crecimiento de la población y su actividad económica.

Para la predicción de la demanda se debe considerar lo siguiente:

- La proyección del volumen doméstico total se realiza multiplicando los valores de las proyecciones de población de cada clase socioeconómica, por sus correspondientes consumos per capita para cada año, dentro del horizonte de proyecto.

- Cuando las demandas comercial, industrial y turística sean poco significativas con relación a la demanda doméstica y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras quedan incluidas en la demanda doméstica.

- Cuando las demandas de los sectores comercial, industrial y turístico sean importantes, deberán considerarse las tendencias de crecimiento histórico con los censos económicos o con proyectos de desarrollo, del sector público o de la iniciativa privada y se aplicaran los consumos de cada sector a las proyecciones correspondientes.

Por lo que se refiere a las pérdidas físicas de agua, su valor se estima a partir de su comportamiento histórico, tomando en cuenta los proyectos de mantenimiento y rehabilitación probables, así como el establecimiento de un programa de control de fugas.

XII.- DOTACION

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo perdidas.

La dotación media de la localidad se obtiene a partir de un estudio de demandas, dividiendo el consumo total que incluye servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, y las pérdidas físicas de agua, entre el número de habitantes de la localidad. Cabe hacer la aclaración que para el diseño de los elementos de un sistema de agua potable, se calculara la dotación particular que le corresponde a cada zona (habitacional: residencial, media o popular, comercial o industrial).

La dotación para fin de realizar este proyecto se considera en base a la tabla de consumos expuesta anteriormente, de **185 lt/hab/dia**.

XIII.- COEFICIENTES DE VARIACION

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento del agua potable, es necesario obtener los gastos **Máximo Diario** y **Máximo Horario**, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente. La **Tabla 9** muestra los gastos utilizados para el diseño de las estructuras en los sistemas de abastecimiento de agua potable.

TABLA 9

GASTOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE AGUA POTABLE

TIPO DE ESTRUCTURA	DISEÑO CON GASTO MAXIMO DIARIO	DISEÑO CON GASTO MAXIMO HORARIO
Fuente de abastecimiento	X	
Obra de captación	X	
Línea de conducción antes del tanque de regularización	X	
Tanque de regularización	X	
Línea de alimentación a la red		X
Red de distribución		X

*Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es:

- Hacer un estudio de demanda de la localidad.

Si no se puede llevar a cabo lo anterior,

- Considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios que obtuvieron en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua en donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

- Del análisis de la información de este trabajo, se identifico que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año por lo que se puede utilizar los valores promedio, que se dan a continuación.

TABLA 10

COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA

CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (CV _d)	1.2 - 1.5
Coeficiente de variación horaria (CV _h)	1.5 - 2.0

Para este proyecto utilizaremos un promedio en los valores de los coeficientes que serán:

Coef. de Variación Diaria (CV_d)	1.2
Coef. de Variación Horaria (CV_h)	1.5

XIV .- GASTOS DE DISEÑO

GASTO MEDIO DIARIO

El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de población en un día de consumo promedio.

$$Q_{med} = \frac{D P}{86,400}$$

Donde :

- Q_{med} = Gasto medio diario, en lt / s.
- D = Dotación, en lt / hab / día.
- P = Numero de habitantes.
- 86,400 = Segundos / día.

GASTOS MAXIMOS DIARIO Y HORARIO

Los gastos máximo diario y máximo horario, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Los gastos máximo diario y máximo horario se obtienen a partir del gasto medio:

$$Q_{md} = CV_d * Q_{med}$$

$$Q_{mh} = CV_h * Q_{md}$$

Donde :

- Q_{md} = Gasto máximo diario, en lt / s.
- Q_{mh} = Gasto máximo horario, en lt / s.
- CV_d = Coeficiente de variación diaria.
- CV_h = Coeficiente de variación horaria.
- Q_{med} = Gasto medio diario, en lt / s.

XV .- VELOCIDAD MAXIMA Y MINIMA

Las velocidades permisibles del líquido en un conducto están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos transitorios.

Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad mínima de escurrimiento se fija, para evitar la precipitación de partículas que arrastre el agua. La velocidad Máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión en las paredes de las tuberías. En la **Tabla 11** se presentan valores de estas velocidades para diferentes materiales de tubería.

La Velocidad Mínima: Es definida para evitar deposiciones en la tubería generalmente es fijada entre 0.25 y 0.4 m/s, dependiendo de la calidad del agua.

La Velocidad Máxima: La velocidad máxima del agua en las tuberías, generalmente depende de los siguientes factores:

- a) Condiciones económicas.
- b) Condiciones relacionadas al buen funcionamiento de los sistemas.
- c) Posibilidades de aparición de efectos dinámicos nocivos (sobrepresiones perjudiciales).
- d) Limitación de la pérdida de carga.
- e) Desgaste de las tuberías y piezas accesorias (erosión).
- f) Control de la corrosión.
- g) Ruidos desagradables.

A continuación se presenta la **Tabla 11** con Velocidades máximas y Mínimas Optimas:

TABLA 11

VELOCIDADES MAXIMA Y MINIMA PERMISIBLES EN TUBERIAS

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (M / S)	
	MAXIMA	MINIMA
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.00	0.30
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.50	0.30
Concreto presforzado	3.50	0.30
Acero con revestimiento	5.00	0.30
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Asbesto cemento	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Hierro dúctil	5.00	0.30
Poliétileno de alta densidad	5.00	0.30
PVC (policloruro de vinilo)	5.00	0.30

NOTA: La velocidad máxima es considerando que se han resuelto los problemas asociados a fenómenos transitorios.

XVI.- CLASIFICACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA

En la práctica las tuberías no están constituidas exclusivamente por tubos rectilíneos y no siempre comprenden tubos del mismo diámetro. Hay también piezas especiales, tales como curvas, registros, piezas de derivación, reducción o aumento de diámetro, etc., responsables de nuevas pérdidas.

Se deben considerar pues:

PERDIDAS POR FRICCION: La fricción entre el agua y las paredes del tubo provoca una disminución de la carga, pues parte de esta se consume en vencer dicha fricción, ocasionada por el movimiento del agua en la propia tubería. Se admite que esta pérdida sea uniforme en cualquier trecho de una tubería de dimensiones constantes, independientemente de la posición de la tubería.

Pocos problemas han merecido tanta atención o han sido tan investigados como el de la determinación de las pérdidas de carga en las tuberías. Las dificultades que se presentan en el estudio analítico son tantas que llevaron a los investigadores a realizar estudios experimentales. Así después de numerosos experimentos conducidos por Darcy y otros investigadores, con tubos de sección circular, se concluye que la resistencia al flujo del agua es:

- a) Directamente proporcional a la extensión de la tubería .
- b) Inversamente proporcional a una potencia del diámetro.
- c) Función de una potencia de la velocidad.
- d) Varía con la naturaleza de las paredes de los tubos (rugosidad), en el caso de régimen turbulento, y que:
- e) Es independiente de la posición del tubo.
- f) Es independiente de la presión interna bajo la cual el líquido fluye.

Para el calculo de las perdidas por fricción en la tubería, se pueden existen diversas tipos de fórmulas como la formula de DARCY-WEISBACH (utilizada para tuberías nuevas y cualquier tipo de agua), HAZEN-WILLIAMS (utilizada para agua potable y cualquier edad de tubería) y MANNING (la cual da una mayor seguridad al dar valores mayores en comparación con las otras fórmulas). Para este proyecto utilizaremos la formula de MANNING, siendo esta la siguiente:

$$Sf = 10.32 n^2 \frac{Q^2}{D^{5/3}}$$

Valores de n a emplear:

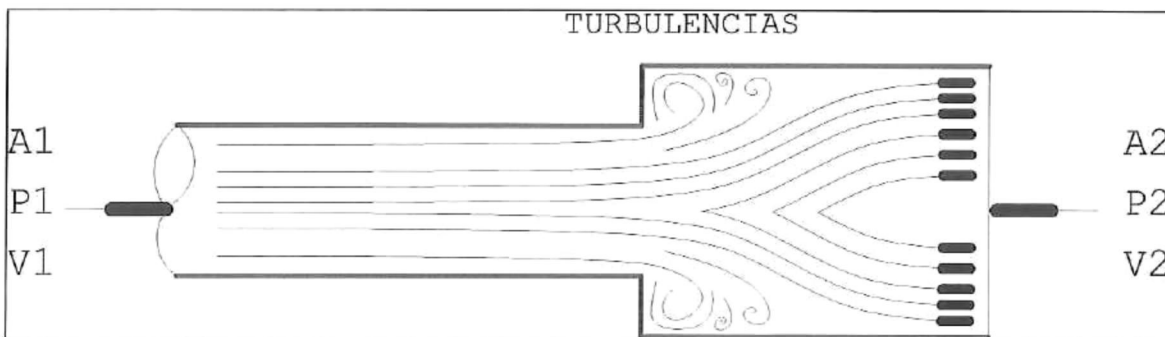
Acero galvanizado	0.015 a 0.017
Acero remachado	0.015 a 0.017
Acero soldado	0.011 a 0.014
Asbesto-cemento	0.010 a 0.012
Cobre y latón	0.009 a 0.012
Concreto muy liso	0.011 a 0.012
Concreto ordinario	0.014 a 0.016
Barro vitrificado	0.012 a 0.015
Fierro fundido nuevo	0.011 a 0.015
Fierro fundido en uso	0.015 a 0.025
Plástico	0.009 a 0.010

PERDIDAS LOCALES (LOCALIZADAS O ACCIDENTALES): Provocadas por las piezas especiales y demás características de una instalación.. Estas perdidas son relativamente importantes en el caso de tuberías cortas con piezas especiales: en las tuberías largas, su valor frecuentemente es despreciable comparado con la perdida por fricción.

En las tuberías cualquier causa perturbadora, cualquier elemento o dispositivo que venga a establecer o elevar la turbulencia, cambiar la dirección o alterar la velocidad, origina una perdida de carga.

Son estas perdidas denominadas locales, localizadas, accidentales o singulares, por el hecho de resultar específicamente de puntos o partes bien determinadas de la tubería, al contrario de lo que ocurre con las perdidas a consecuencia del flujo a lo largo de la misma.

EXPRESION GENERAL DE LAS PERDIDAS LOCALES



Tomándose el valor de V2 en función de V1, se encuentra que:

$$V2 = \frac{A1}{A2} V1$$

$$hf = \frac{(V1-V2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{A1}{A2}\right)^2 \frac{V1^2}{2g}$$

$$hf = K \frac{V1^2}{2g}$$

De un modo general todas las perdidas locales pueden ser expresadas bajo la forma

$$hf = K \frac{V^2}{2g}$$

La **Tabla 12** presenta los valores aproximados de K para las piezas y perdidas mas comunes en la practica.

TABLA 12

LONGITUDES EQUIVALENTES A PERDIDAS LOCALES

Diámetros →	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
Codo 90° radio largo	0.3	0.4	0.5	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Codo 90° radio medio	0.4	0.6	0.7	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
Codo 90° radio corto	0.5	0.7	0.8	1.3	1.7	2.0	2.5	3.4	4.2	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5
Codo 45°	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3.0	3.8	4.6	5.3
Curva 90° r/d 1 1/2	0.2	0.3	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	1.9	2.4	3.0	3.6	4.4
Curva 90° r/d 1	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
Curva 45°	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
Entrada normal	0.2	0.2	0.3	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2.0	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
Entrada de borda	0.4	0.5	0.7	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0	7.5	9.0	11.0
Válvula de compuerta	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
Válvula tipo globo	4.9	6.7	8.2	13.4	17.4	21	26	34	43	51	67	85	102	120
Válvula de ángulo	2.6	3.6	4.6	6.7	8.5	10	13	17	21	26	34	43	51	60
Tee paso directo	0.3	0.4	0.5	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Tee salida lateral	1.0	1.4	1.7	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Tee salida bilateral	1.0	1.4	1.7	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10	13	16	19	22
Válvula de pie	3.6	5.6	7.3	11.6	14	17	20	23	30	39	52	65	78	90
Salida de tubería	0.4	0.5	0.7	1	1.5	1.9	2.2	3.2	4	5	6	7.5	9	11
Válvula retención L.	1.1	1.6	2.1	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16	20	24	28

TABLA 13

VELOCIDADES MAXIMA Y MINIMA PERMISIBLES EN TUBERIAS

PIEZA Y PERDIDA	K
Ampliación gradual	0.30*
Boquillas	2.75
Compuerta abierta	1.00
Controlador de caudal	2.50
Codo de 90°	0.90
Codo de 45°	0.40
Rejilla	0.75
Curva de 90°	0.40
Curva de 45°	0.20
Curva de 22°30'	0.10
Entrada normal en tubo	0.50
Entrada de borda	1.00
Existencia de pequeña derivación	0.03
Confluencia	0.40
Medidor venturi	2.50**
Reducción Gradual	0.15*
Válvula de ángulo, abierto	5.00
Válvula de compuerta, abierto	0.20
Válvula tipo globo, abierto	10.00
Salida de tubo	1.00
T, pasaje directo	0.60
T, salida de lado	1.30
T, salida bilateral	1.80
Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.50
Velocidad	1.00

* Con base en la velocidad mayor (sección menor).

** Relativa a la velocidad de la tubería.

METODO DE LAS LONGITUDES EQUIVALENTES

Un método relativamente reciente, para tomar en cuenta las pérdidas locales es el de las longitudes equivalentes de tuberías. Una tubería que comprende diversas piezas especiales y otras características, bajo el punto de vista de pérdidas de carga, equivale a una tubería rectilínea de mayor extensión. En esta simple idea se basa un nuevo método para la consideración de las pérdidas locales, método de gran utilidad en la práctica. Las longitudes equivalentes si bien han sido calculadas para tuberías de fierro y acero, podrán ser aplicadas con aproximación razonable al caso de tubos de cobre y latón.

TABLA 14

PERDIDAS LOCALES EXPRESADAS EN DIAMETROS DE TUBERIA RECTILINEA

PIEZA Y PERDIDA	LONGITUDES EXPRESADAS EN DIAMETROS (DIAMETROS DE TUBERIA)
Ampliación gradual	12
Codo de 90°	45
Codo de 45°	20
Curva de 90°	30
Curva de 45°	15
Entrada normal	17
Entrada de borda	35
Junta	30
Reducción gradual	6
Válvula de compuerta, abierta	8
Válvula tipo globo, abierta	350
Válvula de compuerta con ángulo, abierta	170
Salida de tubería	35
T, paso directo	20
T, salida de lado	50
T, salida bilateral	65
Válvula de pie	250
Válvula de retención	100

XVII .- SISTEMA HIDRONEUMATICO

GENERALIDADES

Todos los componentes de un sistema hidroneumático son importantes, y cada uno desempeña una función específica, así tenemos que:

Bomba: Se encarga de succionar el agua, descargarla y llevarla al punto donde se necesita.

Motor: Proporciona el movimiento de giro a la bomba para que esta realice su función.

Unidad de arranque: Proporciona al motor el voltaje adecuado para iniciar su operación y lo mantiene protegido contra sobrecargas en su funcionamiento normal.

Interruptor: Se encarga de conectar a la unidad de arranque, y por lo tanto, al motor con la línea de alimentación que viene del transformador o subestacion.

Subestacion: Tiene como función transformar la alta tensión que proporciona CFE, en baja tensión para el funcionamiento del sistema eléctrico(unidad de arranque, interruptor y motor).

Algunas poblaciones cuyos abastecimientos tienen su origen en zonas montañosas, pueden suministrar el agua enteramente por gravedad.

En general sin embargo es necesario elevar el agua por medio de bombas en uno o mas puntos de la red, así pues, las bombas pueden ser necesarias para elevar el agua desde un lago, embalse o río, hasta un deposito elevado pasando por un tratamiento previo. En la red pueden ser necesarias bombas auxiliares en ciertos puntos, para conservar el valor de la presión que se desee. cuando las fuentes de suministro son pozos, se necesitan bombas para elevar el agua hasta un deposito colector, a menos que aquellos sean de tipo artesiano o fluyentes. desde el punto colector, la bomba o bombas impulsaran el agua a las tuberías.

En las poblaciones muy pequeñas que se suministran desde un solo pozo, puede realizarse la elevación del agua y su inyección directamente a las tuberías, serán necesarias bombas de reserva o de emergencia que se pongan en funcionamiento cuando se produzca una avería, o para atender a las grandes demandas necesarias para un incendio.

PRINCIPALES TIPOS DE BOMBAS

Los Equipos de bombeo mas ampliamente utilizados en los sistemas de abastecimiento publico pueden clasificarse en tres grupos generales:

Bombas:	I Alternativas
	II Rotativas
	III Centrifugas

Las primeras consisten en un pistón o embolo que alternativamente, introduce el agua en un cilindro en la cámara de aspiración y la expelle ala de impulsión.

Las bombas de tipo rotativo contienen dos cilindros rotativos que, al engranarse introducen el agua en una cámara y la fuerzan a salir, de manera prácticamente continua, por la tubería de impulsión.

Las bombas centrifugas tienen un rodete con unos canales radiales que al girar arrastran el agua a su cuerpo central y la descargan por acción de la fuerza centrifuga.

TUBERIA EN LA BOMBA

El peso de la tubería no debe ser soportado por la bomba y si debe ser apuntalado independientemente, de tal forma que cuando los tornillos de las bridas fueren ajustados, ninguna tensión sea ejercida sobre la bomba.

Se recomienda tanto en la succión como en la descarga, el empleo de tubería con diámetro mayor que el de entrada y salida de la bomba, las tuberías deben ser lo mas cortas posibles y con el menor numero de piezas a fin de disminuir las perdidas de carga por fricción.

La reducción o aumento del diámetro en las tuberías inmediatas a la bomba deben ser con dispositivos tipo excéntrico, para evitar la formación de bolsas de aire.

Tubería de Succión.- El diámetro de la tubería de succión debe ser tal que la velocidad en su interior no supere 2 m/s en el caso de agua fría.

La altura de succión, definida como la distancia entre el eje de la bomba y la superficie del liquido a ser bombeado, mas las perdidas de carga en la tubería de succión debe ser lo menor posible.

Se recomienda la colocación de una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión, recomendándose las siguientes medidas:

- a) Utilización de dispositivos de reducción excéntricos.
- b) Colocación de la tubería de succión con ligero declive en dirección al tubo de succión.
- c) Construcción de un carcamo de bombeo para evitar agitación del líquido, lo que resultaría en la entrada de aire en la tubería de succión.
- d) Si más de una bomba funciona en el mismo carcamo de bombeo, deben ser empleadas tuberías de succión independientes.
- e) Utilización de compuestos para sello o cierre hermético en todas las uniones, a fin de evitar entrada de aire en la tubería de succión. Se verifica que el mal funcionamiento de las bombas se debe, en la mayoría de los casos, a la entrada de aire en la tubería de succión.
- f) La extremidad de la tubería de succión deberá quedar a una altura por debajo del nivel mínimo del líquido que se va a bombear, suficiente para impedir la entrada de aire en la tubería de succión.

Tubería de Descarga.- En la tubería de bombeo deberán ser instalados, luego en la salida de la bomba, una válvula de retención o válvula check y una válvula de compuerta. La primera tiene por objeto evitar que el líquido vuelva cuando la bomba sea desconectada, así como también sirve de protección contra el exceso de presión, el golpe de ariete e impide al mismo tiempo que la bomba gire en sentido contrario al de su rotación. Es también útil para el cebaje de la bomba. La válvula de compuerta sirve, cuando esta cerrada, para interrumpir el flujo en caso de eventuales reparaciones y sustituciones.

La válvula de retención debe ser colocada entre la válvula de compuerta y la bomba, permitiendo así inspeccionarla cuando sea necesario.

TRABAJO Y RENDIMIENTO DE LAS BOMBAS

Al operarse una bomba aquello que puede parecer una grave avería, muchas veces después de una cuidadosa inspección, revelará una causa de menor importancia. En cualquiera de las deficiencias abajo mencionadas, examinar todas las causas indicadas para la misma.

Si el Líquido no es Bombeado:

- a) La bomba puede no estar cebada (aire o gas en la succión).
- b) La velocidad de rotación puede estar por debajo de la especificada.
- c) Carga total superior a la prevista.
- d) Altura de succión por encima de la permitida.
- e) El impulsor puede estar totalmente obstruido.
- f) El impulsor o los engranajes pueden estar girando en sentido contrario.
- g) Tubería de succión obstruida.
- h) Válvula de seguridad desajustada o abierta por la presencia de algún material extraño.

Si el Líquido Bombeado no es Suficiente:

- a) Entrada de aire en la tubería de succión.
- b) Velocidad de rotación por encima de la especificada.
- c) Carga total superior a la prevista.
- d) Altura de succión por encima de la permitida.
- e) Impulsor parcialmente obstruido.
- f) Válvula de pie obstruida.

- g) Válvula de pie o extremidad poco sumergida en el líquido.
- h) Tubería de succión parcialmente obstruidas.
- i) Líquido bombeado con viscosidad arriba de la prevista.

Si la Presión es Insuficiente:

- a) Velocidad de rotación por debajo de la especificada.
- b) Puede haber aire o gases en el líquido (en la tubería o en la bomba).
- c) Los anillos de cierre hermético muy gastados.
- d) Impulsor averiado o de diámetro pequeño.
- e) Engranajes gastados o con mucho juego.

Si la Bomba Funciona por un Tiempo y después Pierde la Succión:

- a) Escapes en la línea de succión.
- b) Obstrucción parcial en la línea de succión.
- c) Altura de succión por encima de la permitida.
- d) Aire o gases en la línea de succión.

Si la Bomba Ocasiona Sobrecarga al Motor:

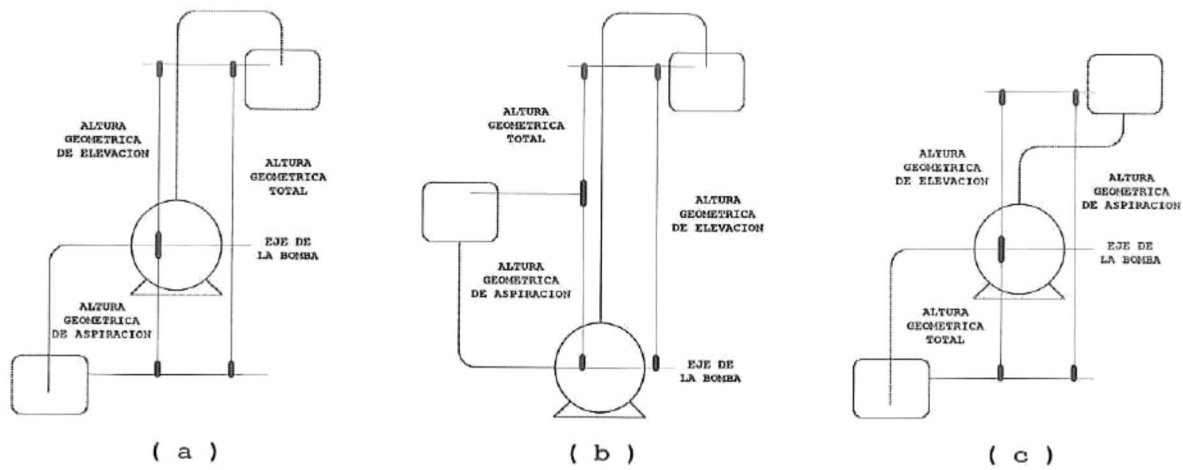
- a) Velocidad de rotación muy alta.
- b) Carga total inferior a la prevista.
- c) Líquido con peso específico o velocidad superior a lo previsto.
- d) Defectos mecánicos.

El trabajo realizado por una bomba es igual al producto de la masa de agua por la altura a la que se impulsa.

Altura es un término comúnmente empleado en ingeniería para describir la energía hidráulica, cinética o potencial, siendo equivalente a la energía potencial de una columna de agua de altura determinada.

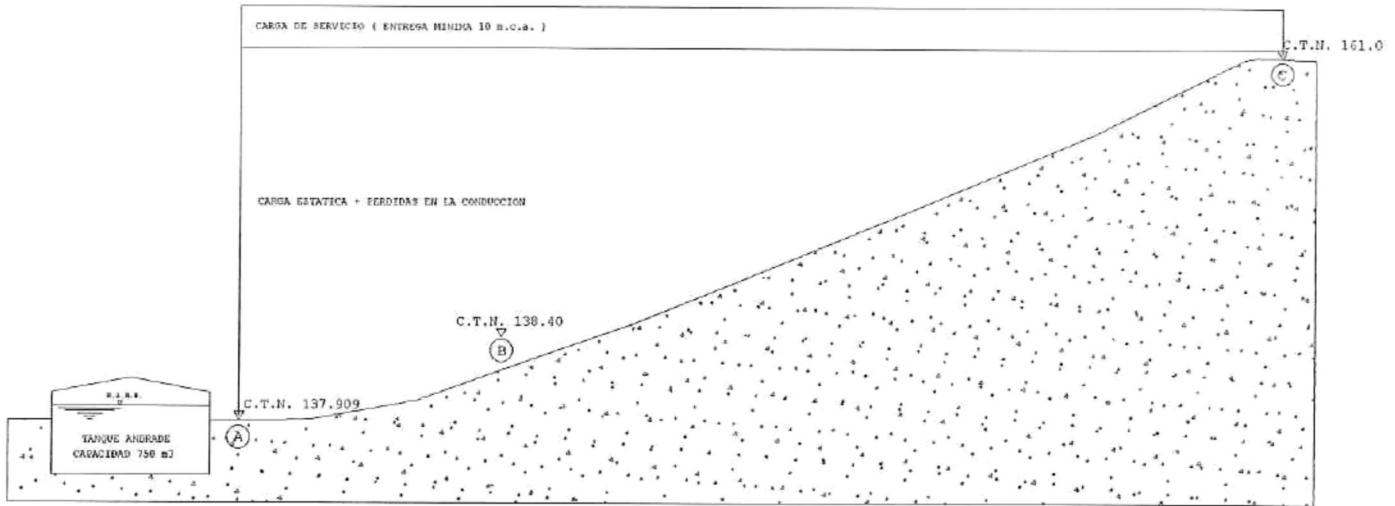
Altura y presión son términos que se usan indistintamente y cada uno de ellos puede expresarse en las unidades del otro, si se considera una columna de agua de peso específico la unidad, la presión ejercida sobre la unidad de área será función únicamente de la altura de la columna, la presión puede expresarse en forma de presión absoluta o manométrica y cualquiera de ambas puede utilizarse al considerar los sistemas de bombeo.

La altura manométrica total de una bomba es la suma de las alturas geométricas de aspiración y de impulsión, las pérdidas de carga y la altura cinética. En muchas aplicaciones dentro del agua y agua residual, el último componente es despreciable. La suma de las alturas geométricas de aspiración e impulsión se denomina la altura geométrica total. Si la aspiración de la bomba está sumergida, es decir, si existe una presión o carga positiva sobre la misma, la altura geométrica de aspiración se considerará positiva y por tanto reduce la altura geométrica total. Estos términos se ilustran a continuación.



El termino perdidas de carga esta constituido por las perdidas en las conducciones, calculadas a partir de diversas fórmulas y de las producidas al circular el caudal por las diversas piezas y accesorios que componen el sistema. Estas ultimas pueden calcularse en función de la altura de velocidad ($hf = Kv^2/2g$) donde K es un coeficiente que depende de las dimensiones de tales piezas (**Tabla 13**) o bien se pueden expresar en forma de longitud equivalente de conducto recto (**Tabla 14**).

CALCULO PARA LA OBTENCION DE MOTOR Y BOMBA



COTA A LA SALIDA DE LA BOMBA	137.91
COTA EN EL PUNTO MAS BAJO	138.40
COTA EN EL PUNTO MAS ALTO	161.00

ENTREGA MINIMA	10.00 m
PERDIDAS	1.81 m
DESNIVEL (PUNTO MAS BAJO)	0.49 m
Σ	12.30 m

LA CARGA DE ENTREGA MINIMA EN LA TOMA DOMICILIARIA SERA DE 10 m.c.a.

PERDIDAS A LO LARGO DE LA CONDUCCION (20 m)	0.1607
PERDIDAS EN LA SUCCION DE LA BOMBA	0.249
PERDIDAS EN LA SALIDA DE LA BOMBA	1.373
Σ	1.811 m

ENTREGA MINIMA	10.00 m
PERDIDAS	2.76 m
DESNIVEL (PUNTO MAS ALTO)	23.09 m
Σ	35.85 m

PERDIDAS A LO LARGO DE LA CONDUCCION (513 m)	1.1422
PERDIDAS EN LA SUCCION DE LA BOMBA	0.249
PERDIDAS EN LA SALIDA DE LA BOMBA	1.373
Σ	2.764 m

CARGA NECESARIA A LEVANTAR EN EL PUNTO MAS BAJO	12.30 m.c.a.
CARGA NECESARIA A LEVANTAR EN EL PUNTO MAS ALTO	35.85 m.c.a.

Para esto es necesario obtener la carga en el punto mas bajo y la carga en el punto mas alto de la red (ver croquis anexo).

Carga estática en el punto mas bajo = 0.49 m.c.a.

Carga estática en el punto mas alto = 24.09 m.c.a.

Carga de entrega mínima en la toma domiciliaria = 10.00 m.c.a.

Con estas consideraciones se obtiene que :

La carga necesaria a levantar en el punto mas bajo es = 12.30 m.c.a.

La carga necesaria a levantar en el punto mas alto es = 35.85 m.c.a.

Ya que el sistema hidroneumático funcionara de acuerdo a un cierto rango de encendido y apagado de la bomba, tomamos la carga necesaria a levantar en el punto mas alto como el rango de encendido de la bomba, recomendándose que el rango tenga un margen de 20 psi. entre el encendido y el apagado de la bomba.

35.85 m.c.a. = 50 psi.

49.26 m.c.a. = 70 psi.

Este será el rango de presión (encendido y apagado) de el motor y bomba.

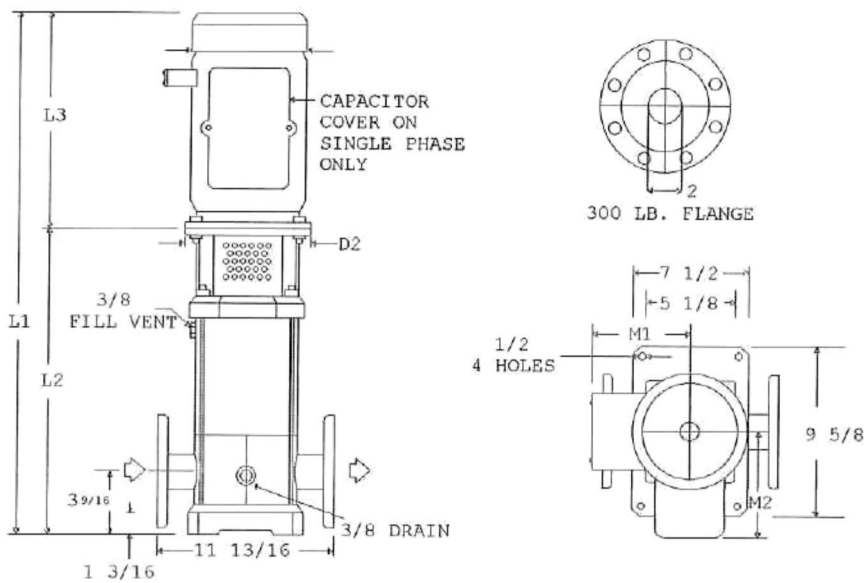
Con los datos obtenidos	Rango de presión	50 psi. =	115.45 Ft.
		70 psi. =	161.61 Ft.
	Gasto requerido	Q.M.H. =	3.642 Lps.
		Q.M.D. =	3.353 Lps.

Podremos con ayuda de las gráficas para la selección de bombas encontrar la mas adecuada para nuestro sistema. (ver gráfica anexa).

La cual corresponde a una bomba marca GOULDS modelo 3SV de 60 HZ, 3,450 RPM, directamente acoplada a motor de 3 HP, monofasica de 115 volts.

Como se muestra en la pagina siguiente:

BOMBA MARCA GOULDS MODELO 3SV DE 60 HZ, 3,450 RPM, DIRECTAMENTE ACOPLADA A MOTOR DE 3 HP, MONOFASICO DE 115 VOLTS.



Stage	Motor		Dimensions (Max.)							Wt. (Lbs.)	
	Frame	HP	L1	L2	L3	M1	M2	D1	D2	ODP	TEFC
2	56C	3	29 7/16	17 1/4	12 7/16	5 1/4	5 5/8	6 3/8	6 1/4	85	110
			29 5/16		12 1/16		5 3/16				

CURVA PARA LA SELECCIÓN DE LA BOMBA.

Base Model: 3SV

3SV Performance Curves

General Pump Description

Construction: 304 or 316 stainless steel
 Capacities: 11-76 gallons per minute (4.5-17 m³/h)
 Heads: 60-760 feet TDH (18-230 meters)
 Staging: 2-13
 Minimum Flow: 11 GPM
 Maximum Working Pressure: 230 PSI (16 bar) for the NPT Version and 360 PSI (25 bar) for the ANSI flange Version
 Temperatures: Standard liquid temperature from -13° F (-25° C) to 250° F (120° C)

Design Options:

Type	Material		Stages	Connection	Orientation
	304	316			
3SVA	X		2-8	NPT	In-line
3SVB	X		2-13	ANSI Flange	In-line
3SVC	X		5-13	ANSI Flange	Top/bottom
3SVD		X	2-13	ANSI flange	In-line

Piping Connections: Suction and discharge openings are 1 1/2" NPT ANSI flanges are class 300, 2" flanges, Vitaulic are 2".

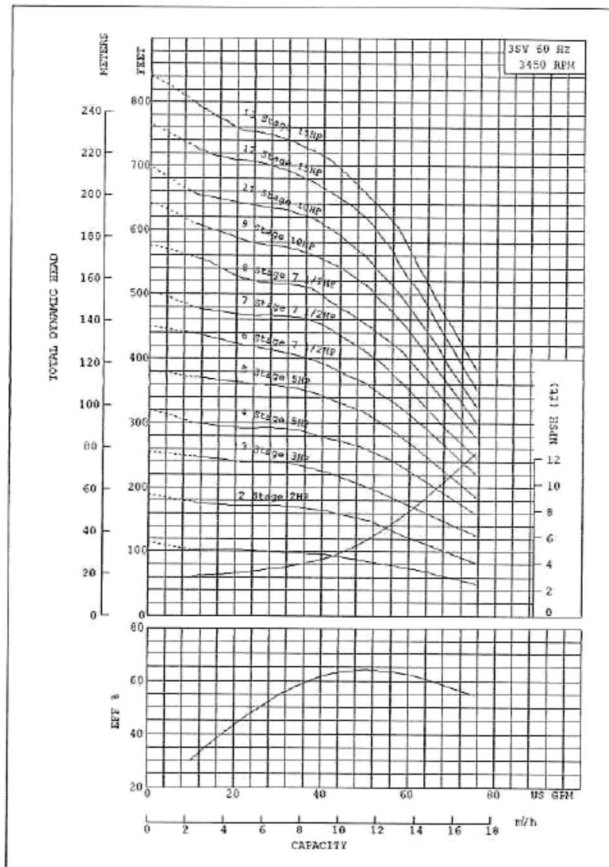
Solids Handling: Although not recommended, the pump may pass a 1/8" sphere.

Component Materials	304 Version	316 Version
Pump Body	304 stainless steel	316L SS
Casing O-ring	Viton	Same
Tie-rods and nuts	Zinc-coated steel	Same
Pump shaft	304 stainless steel	316L SS
Pump casing	304 stainless steel	316L SS
Top seal housing	304 stainless steel	316L SS
Inner bowls	304 stainless steel	316L SS
Diffusers	304 stainless steel	316L SS
Impellers	316L stainless steel	Same
Impeller o-rings	Viton	Same
Shaft spacers	316L stainless steel	Same
Shaft bushing	Ceramic	Same
Shaft sleeve	Tungsten carbide	Same
Seal spring and retainer clip	316L stainless steel	Same

Mechanical seal

Code No.	Rotary	Stationary	Elastomers	Where Found
0	Carbon	silicon Carbide	Viton	Stan. on all units
2	Tungsten Carbide	Carbon	EPR	
3	Tungsten Carbide	Carbon	Viton	3SV

Priming and drain plug	316L stainless steel	Same
NEMA motor adapter	Cast iron	Same
Coupling guards	304 stainless steel	Same
Motor shaft coupling	Cast aluminum below 5 HP and cast iron 5 HP and above	Same
Pump base	Cast aluminum	Same



3SV Motors

Standard motors supplied by Goulds are NEMA stdrd. TC frame motors open drip proof, or totally enclosed fan cooled enclosures. 60 Hz, RPM, single phase 2 to 3 HP (115/208-230 V) 5 HP (208-230 V) and three phase 2 to 10 HP (208-230/460 V). 15 HP (230/460 V) 3 SV hp. from 2 to 15. For other motor options, contact the factory. Above motors are 1.15 S.F.

CALCULO DE LA ALTURA NETA POSITIVA DE SUCCION (N.P.S.H.)

Es función del diseño del sistema de bombeo, es decir de los diámetros de las tuberías, altura de aspiración, caudal, etc. físicamente, el N.P.S.H es la fuerza disponible para llevar el agua hasta la bomba.

Altura Neta Positiva de Succión (disponible) N.P.S.H. a .- El valor de la Presión Atmosférica disponible después de rectificar Presión Atmosférica según altura de instalación, menos la Altura Dinámica Total en el lado de la succión, restando presión de vapor y un factor de seguridad de 2 pies. Al disminuir el N.P.S.H. disponible, la capacidad de la bomba también decrece.

Altura Neta Positiva de Succión (requerida) N.P.S.H. r .- Valor determinado en prueba de laboratorio. Se basa en las perdidas internas de la bomba varía con cada bomba y según el flujo y la velocidad. Los valores de N.P.S.H. r son dados por el fabricante del equipo.

A	Presión Atmosférica a Nivel del Mar	33.90	Pies
B	Presión Atmosférica Corregida	0.00	Pies
C	Presión Atmosférica Disponible	33.90	Pies
	Factores negativos que tienen impacto sobre la Presión Atmosférica		
	1.- Levante Dinámico total de la Succión	7.5 Pies	
	2.- Presión de Vapor del liquido	1.0 Pies	
	3.- factor de Seguridad	2.0 Pies	
D	suma de deducciones Netas de la Presión Atmosférica (1 - 3)	10.50	Pies
E	Altura Neta, Positiva de Succión Disponible (C - D)	23.40	Pies
F	Altura Neta, Positivo de Succión Requerido, según la curva	10.00	Pies
G	Saldo Disponible (E - F)	13.40	Pies

CALCULO DEL DIAMETRO DE TUBERIA DE SUCCION

La velocidad del agua en la entrada del tubo de aspiración debe de encontrarse $0.9 \text{ m/s} \geq V \geq 0.6 \text{ m/s}$ así que proponiendo una velocidad media de 0.75 m/s y el gasto necesario de conducir de 0.003642 m^3 obtendremos que de acuerdo a la formula de continuidad $Q = VA$, un área de :

$$A = \frac{0.003642 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.75 \text{ m/s}} = 0.004856 \text{ m}^2$$

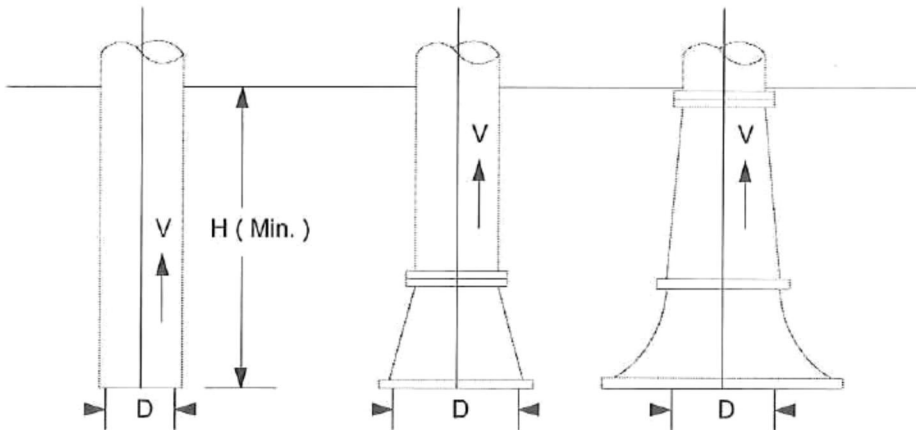
$$\text{Si } A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{entonces} \quad \frac{\pi D^2}{4} = 0.004856 \text{ m}^2$$

$$D = ((1.2732 * 0.004856)^{1/2}) * 100/2.54 = 3.09 \text{ plg.}$$

$$D = 3 \text{ plg.}$$

CALCULO DE LA SUBMERCENCIA REQUERIDA

Velocidad de Entrada VS. Longitud Mínima de Submergencia Requerida



V = Velocidad de Entrada en (Ft/Seg)

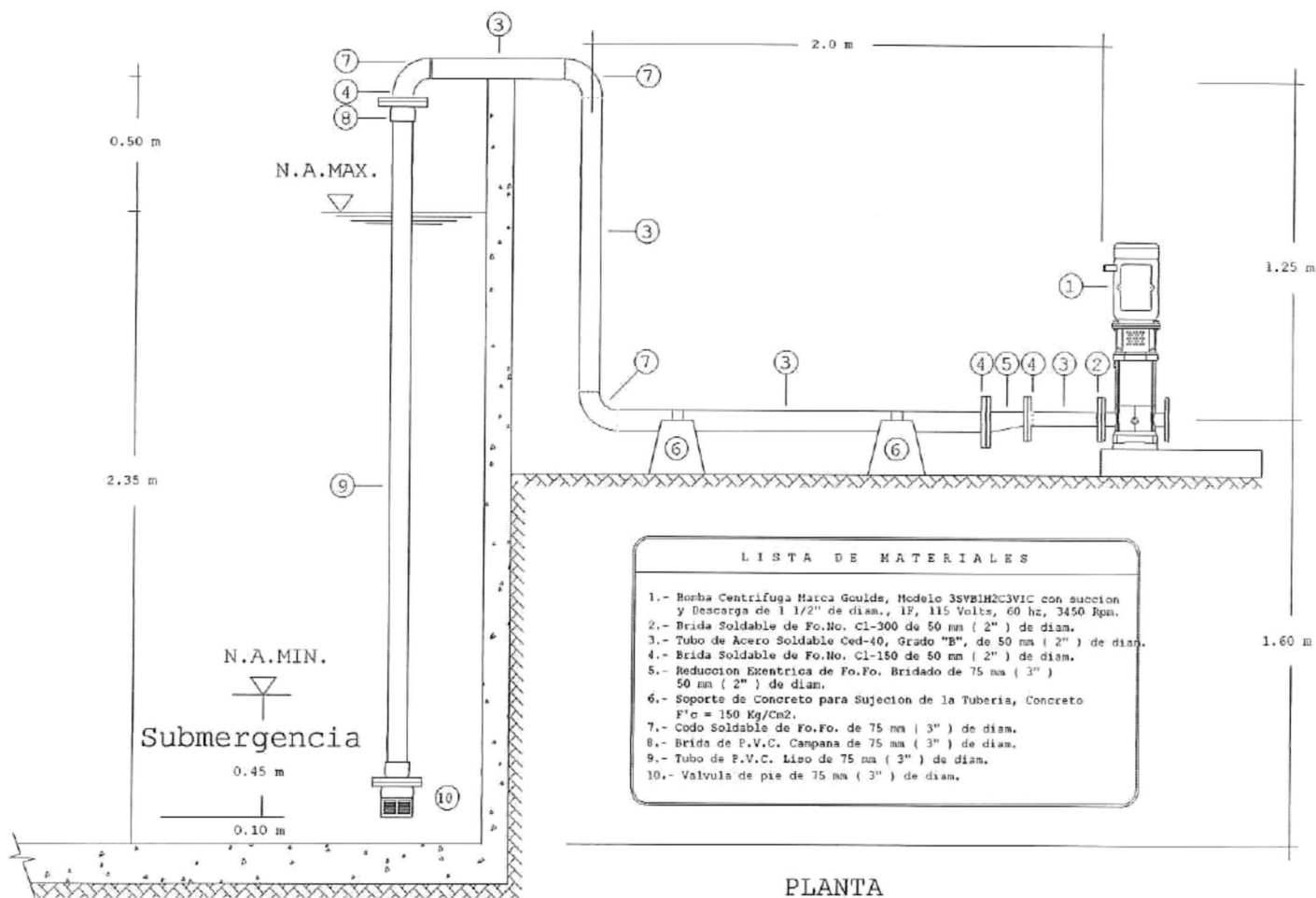
D = Diametro en (Plg)

$$V = \frac{\text{G.P.M.} \times 0.41}{D^2}$$

TABLA 15

VELOCIDAD DE ENTRADA VS. SUBMERCENCIA REQUERIDA

V Velocidad (Pies / Seg.)	H Submergencia (Pies)
2	1.0
3	1.5
4	2.0
5	2.5
6	3.0
7	4.0
8	4.5
9	5.5
10	6.0
11	7.5
12	9.0
15	14.0



SUCCION DEL TANQUE

CALCULO DE HIDROCELL

Este sistema consiste en un tanque de acero que contiene un diafragma de uso rudo sellado en su lugar que separa el agua del aire. La porción del tanque donde se almacena el agua esta cubierta con una capa de fusión de material polímero, el cual aísla el agua del tanque metálico y lo protege contra la corrosión.

Este tanque esta diseñado para suministrar suficiente flujo del agua, aun cuando la bomba no este operando; para ahorrar energía y alargar la vida del motor minimizando el numero de arranques, para proteger los componentes del sistema operativo minimizando el ciclo del sistema.

a) Capacidad del Flujo del Sistema	57.73	GPM
b) Tiempo Mínimo deseado de funcionamiento de la Bomba	2.40	Min.
c) Presión de Encendido de la Bomba	50.0	Psi.
d) Presión de Apagado de la Bomba	70.0	Psi.
e) Cantidad de agua extraída (a x b)	138.55	Gal.
f) Usando la Tabla 17 , encontrar el Factor de Presión	0.24	Factor de Presión
g) Volumen Mínimo Total Requerido (e / f)	577.24	Gal.

h) Usando la **Tabla 16** seleccione el modelo que tenga un volumen total mas grande que el de la línea "g". El volumen total de extracción mostrado en la línea "e" debe ser menor que el mostrado en la columna C de la Tabla. Si no resulta así usar el modelo siguiente mas grande.

V-350 Modelo

$$\frac{577.24}{115.90} = 4.98$$

El resultado será **5 Hidroceles modelo V-350**

TABLA 16

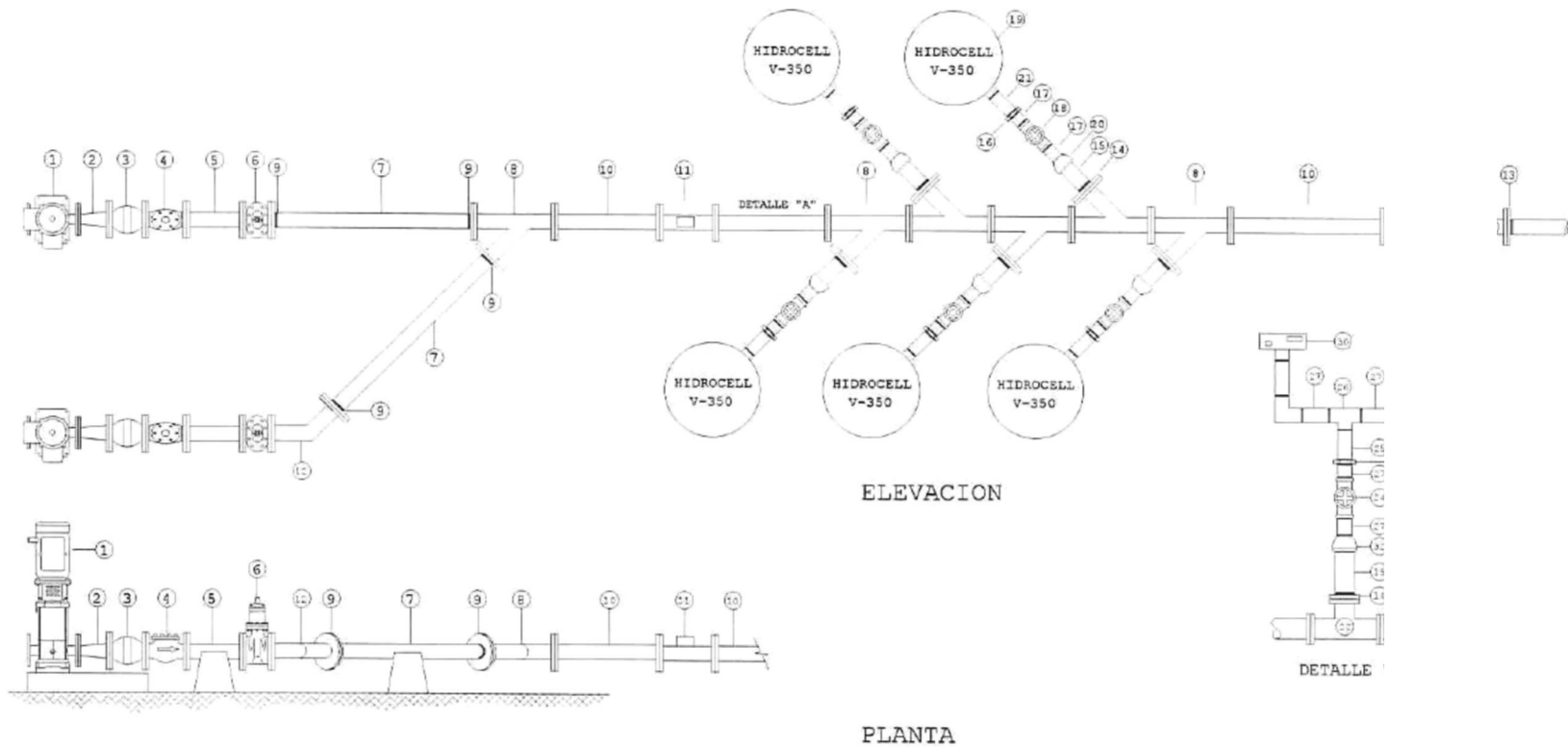
ESPECIFICACIONES PARA TANQUE HIDROCELL

Modelo	Dimensiones (pulgadas)		Col. A	Col. B			Col. C
	Diámetro	Altura	Volumen Total (Gals.)	Extracción en galones cuando el sistema Opera en la escala de presión de			Max. Vol. de Extrac. (Gals.)
				20 / 40 PSIG	30 / 50 PSIG	40 / 60 PSIG	
V-6P	8	11 15/16	2	0.7	0.6	0.5	1.2
V-15P	11	13 15/16	4.5	1.7	1.4	1.2	2.7
V-25P	11	23 1/16	8.2	3.1	2.6	2.2	4.5
V-45P	15 3/8	21 1/16	13.9	5.1	4.3	3.7	8.4
V-45B	15 3/8	21 1/16	13.9	5.1	4.3	3.7	8.4
V-45	15 3/8	24 15/16	13.9	5.1	4.3	3.7	8.4
V-45MP	15 3/8	25 11/16	13.9	5.1	4.3	3.7	8.4
V-60	15 3/8	32 3/8	19.9	7.3	6.1	5.3	12.1
V-60B	15 3/8	28 1/2	19.9	7.3	6.1	5.3	12.1
V-60MP	15 3/8	33 1/8	19.9	7.3	6.1	5.3	12.1
V-80	15 3/8	39 3/16	25.9	8.9	7.7	6.7	13.9
V-100	15 3/8	47 1/4	31.8	11.8	9.9	8.6	13.8
V-140	15 3/8	36 9/16	45.2	16.5	13.9	12.1	27.3
V-140B	22	32 3/16	45.2	16.5	13.9	12.1	27.3
V-200	22	48 5/8	65.1	23.9	20.0	17.4	39.3
V-200B	22	44 1/4	65.1	23.9	20.0	17.4	39.3
V-250	26	46	83.5	30.9	25.9	22.5	50.8
V-260	22	60 11/16	84.9	31.2	26.2	22.8	44.7
V-350	26	61 3/16	115.9	42.9	35.9	31.5	70.

TABLA 17

FACTORES DE PRESION

		Presión de encendido de la bomba - Psi.														
		20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Presión de Apagado de la bomba Psi.	30	.22														
	35	.30	.20													
	40	.37	.27	.18												
	45	.42	.34	.25	.17											
	50	.46	.39	.31	.23	.15										
	55	.50	.43	.36	.29	.22	.14									
	60	.54	.47	.40	.33	.27	.20	.13								
	65		.50	.44	.38	.31	.25	.19	.13							
	70		.53	.47	.41	.35	.30	.24	.18	.12						
	75			.50	.45	.39	.33	.28	.22	.17	.11					
80			.53	.48	.42	.37	.32	.26	.21	.16	.11					
85				.50	.45	.40	.35	.30	.25	.20	.15	.10				
90				.53	.48	.43	.38	.33	.29	.24	.19	.14	.10			
95					.50	.46	.41	.36	.32	.27	.23	.18	.14	.09		
100					.52	.48	.44	.39	.35	.31	.26	.22	.17	.13	.09	



LISTA DE MATERIALES

- 1.- Bomba Centrífuga Marca Goulds, Modelo 389B1400V2C con Succión y Descarga de 1 1/4" diam., 18, 115 V, 60 Hz, 2450 Rpm.
- 2.- Reducción Confrónica de Fo.Fo. Brindada de 75 mm (3") a 50 mm (2") de diam.
- 3.- Convertidor Esfera Brindada de 75 mm (3") de diam.
- 4.- Válvula Check de Fo.Fo. Brindada CI-125, Marca Cla-Val de 75 mm (3") de diam.
- 5.- Carrete Corto de Fo.Fo. Soldado, de 75 mm (3") a 25 mm.
- 6.- Válvula de 2vts. Brindada de Fo.Fo. CI-125 de 75 mm (3") de diam.
- 7.- Tubo de Acero Soldable Cnd-46, Grade "B", de 75 mm (3") de diam.
- 8.- Yve de Fo.Fo. Brindada de 75 mm (3") de diam.
- 9.- Brida de Fo.Fo. CI-150, Soldable de 75 mm (3") de diam.
- 10.- Carrete Largo de Fo.Fo. Brindado de 75 mm (3") de diam.
- 11.- Medidor de Gasto Marca Rotameter de 75 mm (3") de diam.
- 12.- Coche de Fo.Fo. Brindado de 75 mm (3") a 40 mm.
- 13.- Brida de P.V.C. Tipo Campana Cnd-40 de 75 mm (3") de diam.
- 14.- Brida Acorada de Fo.Fo. CI-150 de 75 mm (3") de diam.
- 15.- Niple de Fo.Go. Cnd-40 de 75 mm (3") a 150 mm (6") (D x L).
- 16.- Tuercas Unión de Fo.Go. de 31.75 mm (1 1/4") de diam.
- 17.- Niple de Fo.Go. Cnd-40 de 31.75 mm (1 1/4") a 100 mm (4") (D x L).

LISTA DE MATERIALES

- 18.- Válvula de Dirección Tipo Globo de Bronce de 21.75 mm (1 1/4") de diam.
- 19.- Tanque Hidrocell Marca Goulds, Modelo V-350.
- 20.- Reducción Bushing de Fo.Go. de 75 mm (3") a 31.75 mm (1 1/4") de diam.
- 21.- Niple de Fo.Go. Cnd-40 de 31.75 mm (1 1/4") a 150 mm (6") (D x L).
- 22.- Yve de Fo.Fo. Brindada de 75 mm x 75 mm (3" x 3") de diam.
- 23.- Soporte de Bronce, para Sujeción de Flechas Especiales 2" x 150 Kg/Dm².
- 24.- Vlv. de Pobr. Tipo Globo, de Bronce de 6.35 mm (1/4") de diam.
- 25.- Niple de Fo.Go. Cnd-40 de 6.35 mm (1/4") a 127 mm (5") de diam.
- 26.- Yve de Fo.Go. de 6.35 mm (1/4") de diam.
- 27.- Niple de Fo.Go. de 6.35 mm (1/4") a 100 mm (4") (D x L).
- 28.- Coche de Fo.Go. de 6.35 mm (1/4") x 90 Grados.
- 29.- Manómetro con Agua 2vts. en Glicerina y Rango de Operación de 0 a 200 psi.
- 30.- Switch de Presión con rango de Operación de 50 a 10 psi.
- 31.- Tuercas Unión de Fo.Go. de 6.35 mm (1/4") de diam.
- 32.- Reducción Bushing de 150 mm (6") a 6.35 mm (1/4")

SISTEMA HIDRONEUMÁTICO

XVIII.- CONDUCCION

La conducción principal de agua se localiza en la parte Sureste del poblado, se hace a través de 2 líneas mas o menos paralelas que conducen el gasto que viene desde el manantial “ Vargas y El Gato “ hasta el poblado.

Una de las líneas empieza en el aguaje Vargas con tubería de acero galvanizada de 50 mm (2”) de diámetro, mediante bombeo librando un desnivel de 475 m, donde después recorre por gravedad una distancia total de 7.41 km. hasta el tanque Andrade.

Esta línea de conducción la construyo en 1960 la Empacadora “ Productos Pesqueros Isla de Cedros” para que el agua de los manantiales llegara directamente a la Empacadora.

La línea de Conducción paralela se construyo en 1981 y se hizo para conducir las aguas del manantial vargas hasta el tanque de almacenamiento los zanjeros a través de una tubería de acero galvanizada de 75 mm (3”) de diámetro. Después del tanque de los Zanjeros el agua se distribuía al poblado, distribución que dejaba a la Empacadora “ Productos pesqueros Isla de cedros” en desventaja, por ser el poblado los primeros que consumían el agua, motivo por el cual clausuraron la tubería que salía del tanque al poblado, instalando otra tubería de 50 mm (2”) de diámetro galvanizada que conecta el tanque Los Zanjemos con el tanque Andrade

Todas las tuberías de la línea de conducción existente están instaladas superficialmente y se encuentran en buen estado exteriormente; interiormente tienen material incrustante de 1/8” de espesor (aproximadamente) en todo su perímetro. En los cruces de arroyos las tuberías están punteadas deficientemente. También cabe hacer notar que no siguen un alineamiento tanto vertical como horizontal. No existe camino por donde va la línea de conducción y por consecuencia no se instalo de acuerdo a una rasante de proyecto. Se tiene acceso a pie, solo por veredas.

La capacidad de la línea de conducción es ineficiente debido a que no se instalo desde un principio ninguna válvula de admisión y expulsión de aire ni de desagüe a todo lo largo de la línea. Lo que la hace operativa es el desnivel tan grande que existe entre el punto de captación y el punto de entrega.

XIX.- TANQUES

Los tanques de almacenamiento que se contemplan en este proyecto son los siguientes:

1.- Tanque Zanjeros: El propósito de la construcción de este tanque es el de captar el agua que viene de los manantiales Vargas y Don Silverio. Actualmente se capta solamente agua del aguaje Vargas , el agua del manantial Don Silverio no se capta debido a que en algún tiempo dejo de aflorar y sus tuberías fueron removidas e instaladas en otros lugares.

El piso y los muros de este tanque son de concreto armado y no presentan grietas ni fugas de agua, en general se encuentra en buen estado. Solamente la estructura del techo que es a base de madera y lamina galvanizada requiere ser reparada totalmente. En el fondo del tanque se observa material de azolve requiriendo limpieza de inmediato.

Dimensiones: Largo = 9.0 m.
 Ancho = 9.0 m.
 Profundidad = 3.0 m.

Capacidad = 240 m³

2.- **Andrade:** El tanque Andrade se construyo con el propósito de captar el agua que viene de los manantiales Vargas y Don Silverio y distribuir las por gravedad a los sectores de la Pesquera. Los sectores que no contaban con agua se surten de este tanque a través de 2 camiones cisterna.

Las paredes y el piso del tanque se encuentran en buen estado no presentando grietas ni fugas de agua, siendo las paredes y el fondo de concreto armado. Solamente la estructura del techo que es a base de madera y lamina galvanizada requiere ser reparada en ciertas áreas. Alrededor del tanque se encuentra limpio requiriendo solamente el retiro de pequeñas malezas.

Dimensiones:	Largo	= 21.30 m.
	Ancho	= 14.50 m.
	Profundidad	= 2.43 m.

Capacidad = 750 m³

XX.- RED DE DISTRIBUCION

GENERALIDADES

Esta parte del sistema conduce el agua a los lugares de consumo, esta constituida por un conjunto de tuberías y piezas especiales dispuestas convenientemente a fin de garantizar la dotación de la localidad abastecida.

Los conductos que forman la red de distribución pueden ser así clasificados:

- a) Conductos Principales, de Circuito, Troncales o Maestras.
- b) Conductos Secundarios o de Relleno.
- c) Ramales o Línea Abierta.

Conductos Principales.- Son las tuberías de mayor diámetro responsables de la alimentación de los conductos secundarios y forman el esqueleto del sistema de distribución, se sitúa de tal modo que pueda transportar el agua desde los depósitos a los diferentes puntos del área abastecida. En poblados pequeños deberán formar un anillo de unos 1,000 m. ó las dos terceras partes de la distancia desde el centro del poblado a sus alrededores.

Conductos Secundarios.- Se encargan del abastecimiento de las casas atendidas y transportan grandes cantidades de agua desde las arterias principales a las diferentes áreas cubriendo un suministro normal, formando anillos mas pequeños dentro de las arterias principales entrelazándolas entre si.

Ramales.- Parten de la tubería principal y alimentan directamente a las tomas domiciliarias, este tipo de tuberías son ramificaciones que pueden ser del mismo diámetro de la tubería secundaria.

Es importante tener en cuenta que la tuberías que integren esta red deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente el consumo demandado por la población, así como la presión necesaria para dar servicio continuo a todas las zonas de la población.

La presión máxima no debe exceder de 50 m.c.a. en todos los casos, la mínima no debe ser menor de 15 m.c.a. en poblaciones urbanas pequeñas, hasta de 15,000 habitantes y de 10 m.c.a. en poblaciones rurales.

El poblado de Isla de Cedros cuenta con dos redes de distribución de agua, una de ellas es la antigua red instalada por la empresa pesquera en los años sesentas, la cual en la actualidad presta el servicio de agua para uso doméstico y la otra es la red instalada en 1981 por la SAHOPE que hasta la fecha no ha sido usada, estas dos redes están instaladas sobre las mismas calles, teniendo mas cobertura la red que esta sin uso.

Esta red domestica no obedece a un proyecto de funcionamiento, cubre el 44 % del área urbana, siendo su estado de conservación deficiente. La tubería es de acero galvanizado y sus diámetros son de 37.5 mm (1 1/2") y 50 mm (2") de diámetro.

El agua domestica se distribuye de la siguiente manera: el agua proveniente de los manantiales se regula por medio de tres tanques de regulación intercomunicados entre sí, tanque Green, Andrade y Los Zanjeros, este ultimo no esta conectado a la red, únicamente opera como almacenamiento intercomunicado con el tanque Andrade con una tubería de 50 mm (2")Ø de acero galvanizado.

El tanque Andrade y Green están intercomunicadas entre si, de donde sale una tubería de p.v.c. de 100 mm (4")Ø hacia el sector de la Pesquera.

La otra red de distribución de agua del poblado de Isla de Cedros fue la que se instalo en 1981 la cual es una red independiente de la anterior, construida por SAHOPE, la cual no opero por falta de caudal, ya que si el poblado se conectaba a esta red la Empacadora quedaba desprotegida, ya que el poblado serian los primeros en utilizar esta agua.

METODO DE HARDY CROSS PARA ANALISIS DE UNA RED DE DISTRIBUCION

Este método es un proceso de tanteos directos que consiste en suponer una distribución del caudal en una red y en compensar las perdidas de carga resultante. Se emplean las fórmulas de determinación de las perdidas de carga en las tuberías, y se hacen sucesivas correcciones de los caudales hasta que las perdidas de carga quedan prácticamente compensadas.

a) Consideraciones Generales: El método de cross no se destina al estudio de las redes típicamente ramificadas. Muy al contrario, esta ligado a una nueva concepción de los sistemas de distribución, la distribución por circuitos, que se caracteriza por una flexibilidad mayor, así como también por una distribución mas equilibrada en las presiones. Tampoco se emplea el método para la investigación de las tuberías secundarias las cuales resultan simplemente de ciertas condiciones mínimas establecidas para las redes, El diámetro mínimo de tubería en la zona rural es de 2" (50.80 mm) y en la zona urbana de 2 1/2" (63.50 mm.).

b) Trazado de los Circuitos: En el trazado de los anillos o circuitos, se debe tener en cuenta una buena distribución con relación a las áreas que se van a abastecer y a su consumo. En una determinada parte de la red servida por un circuito, el trazado de este no deberá ser hecho periféricamente (condición desfavorable y anticconómica). El trazado podrá ser tal, que el área envuelta corresponda aproximadamente al área externa.

c) Consumo y Distribución: El área que va a ser abastecida por un circuito es conocida; la población puede ser estimada o prevista. Estableciéndose la dotación máxima de agua para abastecer, se determina el consumo, esto es, la cantidad de agua para proveer por el circuito, se distribuye esta cantidad en varias parcelas a lo largo del circuito, estableciéndose lugares de solicitud con demandas uniformes o diferentes, conforme el caso. Tales lugares de demanda deben ser señalados teniendo en cuenta el trazado de las calles de modo que permitan la ejecución precisa de las tomas de derivación, como han sido proyectadas.

d) Apuntes en los Tramos: Se miden las distancias entre los tramos, se señala la cantidad de agua que va a ser proveída y el sentido imaginado para el flujo en los diversos tramos. Este sentido deberá ser verificado o corregido con el análisis.

e) **Condiciones que deben satisfacer las tuberías:** Se fija una de las siguientes condiciones comunes a los proyectos de redes de distribución:

- i) Velocidad máxima en las tuberías, de acuerdo con los respectivos diámetros comerciales;
- ii) Pérdida de carga unitaria máxima, tolerada en la red;
- iii) Presiones disponibles mínimas en puntos a lo largo de la red.

De acuerdo a estas condiciones resultara una indicación para los diámetros de las tuberías. Con el análisis tales diámetros podrán ser alterados o corregidos.

f) **cálculos:** Los elementos mencionados en los párrafos anteriores permiten la organización de un cuadro de calculo semejante al que será presentado a continuación.

A continuación presentamos los pasos a seguir en el calculo de una red por el método de Cross:

- 1.- Realizar el trazado de circuitos de acuerdo con el plano del poblado, respetando el trazo de calles e identificar cada circuito.
- 2.- Trazar las líneas secundarias de abastecimiento, respetando el trazo de calles y la topografía del lugar.
- 3.- Puesto que el sistema debe incluir registros, dispositivos de descarga y accesorios para el cierre de apertura de líneas de distribución, sin interrumpir o perjudicar el abastecimiento a otras zonas colindantes a estas líneas (en caso de reparaciones, sustituciones de líneas, etc.), se procede a ubicar las válvulas de seccionamiento para el control adecuado.
- 4.- Numerar los cruceros en las líneas de los circuitos primeramente y a continuación los cruceros de las líneas secundarias y extremos muertos.
- 5.- Medir e indicar la longitud de cada tramo en todas las líneas de la red.
- 6.- Establecer el sentido del escurrimiento del gasto a través de los circuitos y fijar el punto de equilibrio (P.E.) para cada circuito, localizándolo siempre en un cruce opuesto al de alimentación, ya que en este punto se trataran de equilibrar las pérdidas de carga mediante el método de Cross.
- 7.- Obtención del gasto específico:

$$q_e = \frac{Q_{mh}}{\text{Longitud total de la red}}$$

Una vez determinado “ q_e “ se multiplica por cada una de las longitudes existentes entre cruce y cruce, obteniéndose la demanda de gasto por tramo, a su vez se divide entre el numero de válvulas que controlen su alimentación de fluido. Finalmente este gasto se indicara sobre el tramo y enseguida la válvula que lo controla, identificándolo por una letra “ q ”.

8.- Partiendo de los puntos de equilibrio se van sumando los gastos de demanda por válvula y tramo, para conocer el gasto acumulado “ Q “ que va a circular por cada tramo de los circuitos. esta suma se realiza en sentido contrario al flujo indicado en el punto 6 y se recorren el total de las ramas por cada circuito, hasta la alimentación de estos. Al final se comprueba que no exista error, cuando la suma de todos los gastos nos den aproximadamente el gasto máximo horario que es el alimentador de la red.

9.- Para compensar la red de distribución por balanceo de las pérdidas de carga, nos auxiliaremos de la Tabla de cálculo para red de distribución. Además de acuerdo al sentido del flujo por las ramas de cada circuito, se asignará arbitrariamente signo positivo a las pérdidas de carga resultantes cuando el sentido sea el de las manecillas del reloj y signo negativo cuando el recorrido sea contrario al anterior.

A continuación se describe el llenado de la Tabla de cálculo para red de Distribución.

9.1.- La primera columna llamada **CIRCUITO**, esta dividida en “propio”, “común” y “sentido”. En la columna de “propio” indicaremos el número que identifica al circuito en el cual estamos trabajando, en la columna de “común” indicaremos el circuito o los circuitos vecinos al que estamos trabajando y así sabremos que ese lado es común a ambos circuitos, y en la columna de “sentido” se indicará precisamente el sentido positivo o negativo según sea el caso del circuito en el que estamos trabajando.

9.2.- En la siguiente columna llamada **CRUCERO** indicamos los números de cruce (del inciso 4) identificando así cada tramo de las tuberías que conforman el circuito en estudio.

9.3.- Debajo de la columna **LONGITUD** indicamos la distancia en metros que existe para cada tramo de tubería entre los cruces señalados.

9.4.- Sobre la columna **GASTO** anotamos los valores de “**Q**” en litros por segundo, calculados en el inciso 8 para cada tramo de tubería del circuito.

9.5.- En la columna **DIAMETRO** indicamos el diámetro propuesto para la tubería, separándose la columna en diámetro nominal, diámetro interior (pulg.) y diámetro interior (mm).

Se procura que cualquier lado de un circuito, tenga el mismo diámetro de tubería en todos los tramos que lo forman.

9.6.- La columna siguiente “**H**” servirá para anotar las pérdidas de carga calculadas en metros. Aunque el diámetro supuesto es el mismo para todo un lado del circuito, las pérdidas de carga serán en proporción al gasto y longitud de cada tramo de tubería.

9.7.- En la columna “**H/Q**” se anotará el resultado de dividir el valor de “**H**” entre el valor de “**Q**” correspondiente para el mismo tramo de la tubería.

9.8.- Sobre la columna “**H**” realizamos la sumatoria de todos los tramos que forman parte de una rama del circuito e igual hacemos para la otra rama del mismo circuito anotándolos al pie de cada uno. No olvidar que para una rama serán positivas y para la otra negativas.

9.9.- En la columna “**H/Q**” realizamos la misma operación descrita en el inciso anterior y obtendremos $\sum H/Q$, siendo todas positivas.

9.10.- Con estos datos indicaremos la suma algebraica de las $\sum H$ de las dos ramas del circuito, con el signo de la mayor.

9.11.- Ahora con estos datos obtenidos, tenemos todos los elementos para obtener el valor de la corrección al gasto. Antes de ello haremos la adecuación de la fórmula general (1) para su aplicación mediante el uso de la fórmula de Manning (2) para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías.

$$H_f = KQ^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\Delta Q = - \frac{\sum KQ_i^X}{\sum KQ_i^{(X-1)}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

Sustituyendo (2) en (1) :

$$\Delta Q = - \frac{\sum KQ^2}{\sum 2KQ_i^{(2-1)} k} = - \frac{\sum H}{2\sum(H/Q)}$$

Entonces:

$$\Delta Q = - \frac{\sum H}{2\sum(H/Q)} \quad \dots\dots\dots(3)$$

Ahora sustituimos los datos en la ecuación (3), este resultado nos indica la corrección que se hará al gasto de la columna **GASTO**.

9.12.- En la columna **CORRECCION**, anotamos el gasto de corrección ΔQ encontrado para cada circuito, sumándolo o restándolo al gasto supuesto, dependiendo del signo del ramal del circuito y el signo de ΔQ . En caso de existir un lado de circuito común con otro circuito, se tendrá que sumar o restar las correcciones indicadas por cada circuito para ese tramo en común.

9.13.- En la columna **GASTO 1** anotamos el valor del gasto, resultante de sumar o restar la corrección al gasto supuesto inicialmente.

9.14.- Con los datos de la longitud y diámetro (que siguen siendo los mismos) así como el nuevo gasto supuesto **GASTO 1** reiniciamos el proceso ya descrito para encontrar nuevos valores de **H1** (perdidas de carga), **H1/Q1** y la corrección correspondiente. De esta forma se harán los tanteos necesarios, hasta lograr el equilibrio del sistema, conociéndose cuando la suma de las pérdidas de carga en cada circuito sea igual o aproximado a cero.

9.15.- Al efectuar el ultimo tanteo se obtendrán valores que se indican en la columna **H2** y la suma de pérdidas de carga $\sum H$ para el circuito será difícil que sean igual a cero pero la diferencia obtenida será tan pequeña, que no conviene volver a efectuar una nueva corrección. Por esto procedemos a compensar los valores de **H**, repartiendo la diferencia existente entre las dos ramas del circuito por partes iguales y esta a su vez la repartimos en función a los gastos y longitudes mayores por cada tramo de tubería.

Estos valores se indican en la columna **PERDIDAS COMPENSADAS** y la suma para un circuito será igual a cero.

9.16.- Finalmente determinamos la carga disponible para cada tramo de tubería, por diferencia entre las cotas Piezometricas y del Terreno menos la “ **H** ” correspondiente.

GASTOS DEMANDADOS

GASTOS DEMANDADOS CIRCUITO I

Sistema de Abastecimiento de Agua potable, en Isla de Cedros <i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>						
<i>Conduccion , Tanque - Red</i>						
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
Conduccion	Ninguno	1	2	20.00	0.042	5.030
Conduccion	Ninguno	2	3	20.00	0.042	4.987
Conduccion	Ninguno	3	4	58.00	0.123	4.945
Conduccion	Ninguno	4	5	236.00	0.500	4.822
Conduccion	Ninguno	5	6	71.00	0.151	4.321
Cantidades Parciales				405.00		

Sistema de Abastecimiento de Agua potable, en Isla de Cedros <i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>						
<i>Tuberia Secundaria</i>						
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Ninguno	10	14	45.00	0.095	0.048
1	Ninguno	27	16	83.00	0.176	0.088
1	Ninguno	26	17	84.00	0.178	0.089
1	Ninguno	25	18	82.00	0.174	0.087
1	Ninguno	23	20	67.20	0.142	0.071
Cantidades Parciales				361.20		

Sistema de Abastecimiento de Agua potable, en Isla de Cedros

Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo

Tuberia Principal

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Neg.	6	7	10.00	0.021	2.375
1	Neg.	7	8	11.00	0.023	2.163
1	Neg.	8	9	16.50	0.035	2.140
1	Neg.	9	10	14.50	0.031	1.935
1	Neg.	10	11	34.00	0.072	1.857
1	Neg.	11	12	51.00	0.108	1.607
1	Neg.	12	13	38.60	0.082	1.222
1	Neg.	13	14	9.20	0.020	1.070
1	Neg.	14	15	13.00	0.028	1.003
1	Neg.	15	16	65.00	0.138	0.882
1	Neg.	16	17	22.00	0.047	0.561
1	Neg.	17	18	22.30	0.047	0.327
1	Neg.	18	19	51.10	0.108	0.108
Cantidades Parciales				358.20		
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Pos.	6	27	56.00	0.119	1.796
1	Pos.	27	26	21.30	0.045	1.472
1	Pos.	26	25	35.00	0.074	1.338
1	Pos.	25	24	5.00	0.011	1.177
1	Pos.	24	23	35.00	0.074	1.060
1	Pos.	23	22	41.00	0.087	0.686
1	Pos.	22	21	68.00	0.144	0.436
1	Pos.	21	20	26.80	0.057	0.160
1	Pos.	20	19	15.08	0.032	0.032
Cantidades Parciales				303.18		

Sistema de Abastecimiento de Agua potable, en Isla de Cedros <i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>						
Ramales						
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Ninguno	7	28	90.00	0.191	0.191
1	Ninguno	9	29	80.00	0.170	0.170
1	Ninguno	11	30	38.00	0.081	0.081
1	Ninguno	30	31	46.00	0.098	0.098
1	Ninguno	12	32	37.00	0.078	0.078
1	Ninguno	32	33	45.00	0.095	0.095
1	Ninguno	12	34	48.20	0.102	0.102
1	Ninguno	13	35	33.10	0.070	0.070
1	Ninguno	15	36	9.20	0.020	0.020
1	Ninguno	36	37	35.00	0.074	0.074
1	Ninguno	16	38	45.00	0.095	0.095
1	Ninguno	17	39	46.00	0.098	0.098
1	Ninguno	18	40	40.00	0.085	0.085
1	Ninguno	21	41	62.00	0.131	0.131
1	Ninguno	22	42	15.00	0.032	0.032
1	Ninguno	22	43	62.00	0.131	0.131
1	Ninguno	23	44	52.00	0.110	0.110
1	Ninguno	44	45	14.00	0.030	0.030
1	Ninguno	45	46	42.00	0.089	0.089
1	Ninguno	24	47	36.00	0.076	0.076
1	Ninguno	47	48	14.00	0.030	0.030
1	Ninguno	27	49	55.00	0.117	0.117
Cantidades Parciales				944.50		

GASTOS DEMANDADOS CIRCUITO II

<p align="center">Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, en Isla de Cedros Tabla de Calculo para Red de Distribución, Gastos Demandados por Tramo</p>						
<p align="center"><i>Conduccion , Tanque - Red</i></p>						
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
Conducción	Ninguno	50	51	331.00	0.588	8.672
Cantidades Parciales				331.00		

Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, en Isla de Cedros

Tabla de Calculo para Red de Distribución , Gastos Demandados por Tramo

Tuberia Principal

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Neg.	51	62	114.00	0.202	3.865
1	Neg.	62	61	35.00	0.062	3.549
1	Neg.	61	60	45.00	0.080	3.309
1	Neg.	60	59	30.00	0.053	3.070
1	Neg.	59	58	45.00	0.080	3.016
1	Neg.	58	57	78.50	0.139	2.788
Cantidades Parciales				347.50		

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Pos.	51	52	71.00	0.126	4.071
1	Pos.	52	53	74.00	0.131	3.810
1	Pos.	53	54	127.80	0.227	3.678
1	Pos.	54	55	34.00	0.060	3.140
1	Pos.	55	56	51.00	0.091	2.945
1	Pos.	56	57	40.00	0.071	2.855
Cantidades Parciales				397.80		

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1 y 2	Común	57	63	30.00	0.053	5.297
1 y 2	Común	63	64	279.60	0.497	4.622
1 y 2	Común	64	65	24.60	0.044	4.126
1 y 2	Común	65	66	74.80	0.133	3.949
Cantidades Parciales				409.00		

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
2	Neg.	66	79	69.20	0.123	2.345
2	Neg.	79	78	17.00	0.030	2.064
2	Neg.	78	77	45.60	0.081	2.033
2	Neg.	77	76	33.10	0.059	1.684
2	Neg.	76	75	42.00	0.075	1.541
2	Neg.	75	74	66.40	0.118	1.367
2	Neg.	74	73	30.00	0.053	0.826
2	Neg.	73	72	48.30	0.086	0.420
Cantidades Parciales				351.60		

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
2	Pos.	66	67	35.00	0.062	1.472
2	Pos.	67	68	18.00	0.032	1.325
2	Pos.	68	69	51.00	0.091	1.142
2	Pos.	69	70	61.00	0.108	0.952
2	Pos.	70	71	74.80	0.133	0.541
2	Pos.	71	72	110.00	0.195	0.195
Cantidades Parciales				349.80		

Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, en Isla de Cedros

Tabla de Calculo para Red de Distribución , Gastos Demandados por Tramo

Tuberia Secundaria

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
1	Ninguno	51	58	167.00	0.297	0.148
1	Ninguno	52	55'	129.80	0.231	0.135
1	Ninguno	55'	57	60.00	0.107	0.135
1	Ninguno	55'	55	38.00	0.067	0.135
Cantidades Parciales				394.80		
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.
		de :	a :			
2	Ninguno	67	76	95.00	0.169	0.084
2	Ninguno	69	75	112.00	0.199	0.099
2	Ninguno	70	74	111.00	0.197	0.099
Cantidades Parciales				318.00		

Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, en Isla de Cedros

Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo

Ramales

Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud	Q_parcial	Q_acum.
		de :	a :	En mts.	en Lps.	en Lps.
1	Ninguno	62	80	64.00	0.114	0.114
1	Ninguno	61	81	100.00	0.178	0.178
1	Ninguno	60	82	90.00	0.160	0.160
1	Ninguno	54	83	80.60	0.143	0.311
1	Ninguno	83	85	34.50	0.061	0.061
1	Ninguno	83	84	60.00	0.107	0.107
comun	Ninguno	63	86	160.00	0.284	0.622
comun	Ninguno	86	87	190.20	0.338	0.338
comun	Ninguno	65	88	74.80	0.133	0.133
2	Ninguno	79	101	47.00	0.083	0.158
2	Ninguno	101	102	42.00	0.075	0.075
2	Ninguno	77	99	79.00	0.140	0.268
2	Ninguno	99	100	72.00	0.128	0.128
2	Ninguno	74	97	35.70	0.063	0.324
2	Ninguno	97	98	147.00	0.261	0.261
2	Ninguno	73	95	39.00	0.069	0.353
2	Ninguno	95	96	160.00	0.284	0.284
2	Ninguno	72	93	62.00	0.110	0.334
2	Ninguno	93	94	50.00	0.089	0.089
2	Ninguno	93	92	76.00	0.135	0.135
2	Ninguno	71	91	120.00	0.213	0.213
2	Ninguno	70	90	115.00	0.204	0.204
2	Ninguno	89	68	85.00	0.151	0.151
Cantidades Parciales				1,983.80		

GASTOS DEMANDADOS CIRCUITO III

Sist. de Abastecimiento de Agua Potable en Isla de Cedros							
<i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>							
Conduccion , Tanque - Red							
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.	Diam. Calc. en pulgadas
		de :	a :				
Conduccion	Ninguno	Tanque	103	20.00	0.081	3.642	2.685
Cantidades Parciales				20.00			

Sist. de Abastecimiento de Agua Potable en Isla de Cedros							
<i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>							
Tuberia Principal							
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.	Diam. Calc. en pulgadas
		de :	a :				
Abierto	Ninguno	103	104	120.00	0.485	3.561	2.655
Abierto	Ninguno	104	105	18.00	0.073	1.506	1.727
Abierto	Ninguno	104	109	34.00	0.137	1.571	1.763
Cantidades Parciales				172.00			

Sist. de Abastecimiento de Agua Potable en Isla de Cedros							
<i>Tabla de Calculo para Red de Distribucion , Gastos Demandados por Tramo</i>							
Ramales							
Numero de Circuito	Sentido del circuito	Tramo		Longitud en mts.	Q_parcial en Lps.	Q_acum. en Lps.	Diam. Calc. en pulgadas
		de :	a :				
Abierto	Ninguno	109	110	175.00	0.707	0.707	1.183
Abierto	Ninguno	109	111	180.00	0.727	0.727	1.199
Abierto	Ninguno	105	106	200.00	0.808	1.433	1.684
Abierto	Ninguno	106	107	105.00	0.424	0.626	1.113
Abierto	Ninguno	107	108	50.00	0.202	0.202	0.632
Cantidades Parciales				710.00			

CALCULO RED DE DISTRIBUCION

Tipo de Tubería : P. V. C.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, EN EL POBLADO ISLA DE CEDROS

Número de Hojas : 2 de 2

Coef. de Rugosidad : 0.009

TABLA DE CALCULO PARA RED DE DISTRIBUCION

Fecha : NOVIEMBRE '97

RED DE DISTRIBUCION No.- 1 (POR GRAVEDAD)

1	2	3	4		5	6	7		8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
CIRCUITO		Sentido	Cruce		Longitud en mts.	Gasto en Lps.	Diametros en Pigs.		Diametro Int. en mil.	Perdidas H	Relacion H / Q	Correccion ΔI	Gasto 1 en Lps.	Perdidas H1	Relacion H1 / Q1	Correccion Δ2	Gasto 2 en Lps.	Perdidas H2	Perdidas Compens.	C O T A S		Carga Disponible	
Propio	Comun		de :	a :			Nominal	Interior												Piezometrica	Terrano Nat.		
1		Positivo	27	25	31.30	1.472	4.00	3.993	101.549	0.0079	0.0052	-0.000536	1.471	0.0075	0.0052	0.000000	1.471	0.0075			137.93	105.82	32.11
							Coeficiente (k) =		165.605														
1		Positivo	26	25	35.00	1.338	4.00	3.993	101.549	0.0104	0.0078	-0.000536	1.337	0.0104	0.0078	0.000000	1.337	0.0104			137.92	104.08	32.84
							Coeficiente (k) =		165.896														
1		Positivo	25	24	5.00	1.177	3.00	3.042	77.267	0.0049	0.0042	-0.000536	1.170	0.0049	0.0042	0.000000	1.176	0.0049			137.92	104.04	33.29
							Coeficiente (k) =		711.267														
1		Positivo	24	23	35.00	1.090	3.00	3.042	77.267	0.0280	0.0264	-0.000536	1.059	0.0279	0.0264	0.000000	1.059	0.0279			137.89	102.05	35.04
							Coeficiente (k) =		711.267														
1		Positivo	23	22	41.00	0.680	3.00	3.042	77.267	0.0137	0.0200	-0.000536	0.685	0.0137	0.0200	0.000000	0.685	0.0137			137.88	102.12	35.76
							Coeficiente (k) =		711.267														
1		Positivo	22	21	68.00	0.435	3.00	3.042	77.267	0.0092	0.0211	-0.000536	0.435	0.0092	0.0211	0.000000	0.435	0.0092			137.87	98.60	39.10
							Coeficiente (k) =		711.267														
1		Positivo	21	20	28.80	0.150	3.00	3.042	77.267	0.0005	0.0030	-0.000536	0.159	0.0005	0.0030	0.000000	0.159	0.0005			137.87	97.67	40.20
							Coeficiente (k) =		711.267														
1		Positivo	20	19	15.08	0.032	3.00	3.042	77.267	0.0008	0.0003	-0.000536	0.031	0.0008	0.0003	0.000000	0.031	0.0008			137.87	90.73	41.14
							Coeficiente (k) =		711.267	0.1042	0.1047			0.1041	0.1046				0.1041				
TUBERIA SECUNDARIA																							
1		Negativo	10	14	45.00	0.095	2.00	2.049	52.045	0.0024													
1		Negativo	27	16	33.00	0.175	2.00	2.049	52.045	0.0150											137.93	103.72	34.21
1		Negativo	25	17	34.00	0.175	2.00	2.049	52.045	0.0150											137.93	104.68	33.25
1		Negativo	25	18	32.00	0.174	2.00	2.049	52.045	0.0145											137.92	104.04	33.87
1		Negativo	23	20	57.20	0.142	2.00	2.049	52.045	0.0379											137.91	100.89	37.03
							Coeficiente (k) =		6652.193	0.0555											137.88	97.67	40.21
RAMALES																							
1		Negativo	7	28	90.00	0.191	2.00	2.049	52.045	0.0102													
1		Negativo	9	23	80.00	0.170	2.00	2.049	52.045	0.0135											137.95	112.56	25.29
1		Negativo	11	20	28.00	0.031	2.00	2.049	52.045	0.0015											137.93	113.95	24.87
1		Negativo	30	31	43.00	0.098	2.00	2.049	52.045	0.0026											137.91	109.90	30.59
1		Negativo	12	32	37.00	0.078	2.00	2.049	52.045	0.0013											137.91	105.42	32.49
1		Negativo	32	33	45.00	0.095	2.00	2.049	52.045	0.0024											137.89	103.25	34.64
1		Negativo	12	34	48.20	0.102	2.00	2.049	52.045	0.0029											137.89	102.51	35.38
1		Negativo	13	35	33.10	0.070	2.00	2.049	52.045	0.0000											137.89	102.55	36.21
1		Negativo	15	36	5.29	0.020	2.00	2.049	52.045	0.0000											137.88	102.12	35.76
1		Negativo	36	37	35.00	0.074	2.00	2.049	52.045	0.0011											137.88	102.85	34.99
1		Negativo	10	38	45.00	0.095	2.00	2.049	52.045	0.0024											137.88	102.01	36.86
1		Negativo	17	39	46.00	0.098	2.00	2.049	52.045	0.0020											137.87	101.23	38.64
1		Negativo	18	40	40.00	0.085	2.00	2.049	52.045	0.0017											137.86	101.43	38.43
1		Negativo	21	41	52.00	0.131	2.00	2.049	52.045	0.0062											137.87	98.58	39.33
1		Negativo	22	42	15.00	0.032	2.00	2.049	52.045	0.0001											137.86	99.69	39.17
1		Negativo	22	43	62.00	0.131	2.00	2.049	52.045	0.0062											137.86	101.98	36.80
1		Negativo	23	44	52.00	0.110	2.00	2.049	52.045	0.0037											137.87	103.78	34.60
1		Negativo	23	45	14.00	0.030	2.00	2.049	52.045	0.0019											137.80	103.24	34.84
1		Negativo	44	45	42.00	0.089	2.00	2.049	52.045	0.0001											137.89	103.45	34.43
1		Negativo	45	45	42.00	0.089	2.00	2.049	52.045	0.0001											137.87	103.24	34.84
1		Negativo	24	47	25.00	0.099	2.00	2.049	52.045	0.0012											137.85	104.58	33.20
1		Negativo	47	48	14.00	0.030	2.00	2.049	52.045	0.0001											137.82	103.54	31.28
1		Negativo	27	49	55.00	0.117	2.00	2.049	52.045	0.0044											137.92	108.57	29.25
							Coeficiente (k) =		6952.193	0.0161											137.94	110.27	27.67

Tipo de Tubería : P. V. C.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, EN EL POBLADO ISLA DE CEDROS

Coef. de Rugosidad : 0.009

TABLA DE CALCULO PARA RED DE DISTRIBUCION

Numero de Hojas : 2 de 3

RED DE DISTRIBUCION No-2 (POR GRAVEDAD)

Fecha : NOVIEMBRE '97

1	2	3	4		5	6	7		8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		21	22
			Propio	Comun			Sentido	Crucero de : a :													Longitud en mts.	Gasto en Lps.		
3		Negativo	79	78	17.00	2.054	4.00	3.928	101.549	0.0120	0.0058	-0.134524	1.929	0.0105	0.0054	0.005817	1.935	0.0105			147.18	109.21	40.97	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	78	77	45.60	2.033	4.00	3.938	101.549	0.0312	0.0154	-0.134524	1.893	0.0272	0.0143	0.005917	1.904	0.0274			147.15	102.50	44.69	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	77	76	33.10	1.084	4.00	3.993	101.549	0.0155	0.0092	-0.134524	1.540	0.0132	0.0085	0.005817	1.555	0.0133			147.14	99.97	47.17	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	76	75	42.00	1.541	4.00	3.998	101.549	0.0165	0.0107	-0.134524	1.409	0.0138	0.0098	0.005817	1.412	0.0139			147.12	101.89	45.24	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	75	74	68.40	1.387	4.00	3.993	101.549	0.0205	0.0150	-0.134524	1.232	0.0167	0.0136	0.005817	1.238	0.0169			147.11	100.05	46.46	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	74	73	30.00	0.826	4.00	3.998	101.549	0.0034	0.0041	-0.134524	0.621	0.0024	0.0034	0.005817	0.637	0.0024			147.11	105.87	41.24	
							Coeficiente (k) = 165.595																	
3		Negativo	73	72	48.30	0.420	4.00	3.998	101.549	0.0014	0.0034	-0.134524	0.285	0.0007	0.0022	0.005817	0.291	0.0007			147.10	111.40	35.71	
							Coeficiente (k) = 165.595			0.1636	0.0905				0.1403	0.0828			0.1413					
3		Positivo	66	67	35.00	1.472	3.00	3.042	77.267	0.0530	0.0306	0.134524	1.607	0.0942	0.0400	-0.005817	1.601	0.0338			147.18	110.65	37.13	
							Coeficiente (k) = 711.257																	
3		Positivo	67	68	18.00	1.325	3.00	3.042	77.267	0.0225	0.0170	0.134524	1.460	0.0273	0.0187	-0.005817	1.454	0.0271			147.16	111.22	35.94	
							Coeficiente (k) = 711.257																	
3		Positivo	68	69	51.00	1.142	3.00	3.042	77.267	0.0473	0.0414	0.134524	1.277	0.0501	0.0453	-0.005817	1.271	0.0506			147.10	111.05	35.16	
							Coeficiente (k) = 711.257																	
3		Positivo	69	70	81.00	0.952	3.00	3.042	77.267	0.0363	0.0413	0.134524	1.097	0.0512	0.0471	-0.005817	1.091	0.0507			147.05	109.75	37.29	
							Coeficiente (k) = 711.257																	
3		Positivo	70	71	74.80	0.541	3.00	3.042	77.267	0.0156	0.0288	0.134524	0.676	0.0243	0.0490	-0.005817	0.670	0.0239			147.02	112.25	34.77	
							Coeficiente (k) = 711.257																	
3		Positivo	71	72	110.00	0.195	3.00	3.042	77.267	0.0030	0.0153	0.134524	0.330	0.0095	0.0258	-0.005817	0.324	0.0092			147.01	111.40	36.62	
							Coeficiente (k) = 711.257			0.1052	0.1268				0.1431	0.1652			0.1413					
TUBERIA SECUNDARIA																								
2		Negativo	51	58	187.00	0.207	2.00	2.049	52.045	0.0892														
2		Negativo	52	55	129.80	0.231	2.00	2.049	52.045	0.0405														
2		Negativo	55	57	60.60	0.107	2.00	2.049	52.045	0.0049												140.20	131.75	17.55
2		Negativo	55	55	38.00	0.057	2.00	2.049	52.045	0.0010												140.16	139.91	18.26
							Coeficiente (k) = 6552.193			0.1310												140.16	125.00	24.07
							Coeficiente (k) = 6552.193			0.1310												140.16	131.87	17.29
3		Negativo	67	76	95.60	0.169	2.00	2.049	52.045	0.0159														
3		Negativo	69	75	112.00	0.195	2.00	2.049	52.045	0.0260														
3		Negativo	70	74	111.00	0.582	2.00	2.049	52.045	0.6264												147.17	99.67	47.49
							Coeficiente (k) = 6852.193			0.6264												147.07	101.69	45.18
							Coeficiente (k) = 6852.193			0.6264												145.42	100.65	45.77

Tipo de Tubería : P. V. C.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, EN EL POBLADO ISLA DE CEDROS

Número de Hojas : 3 de 3

Coef. de Rugosidad : 0.009

TABLA DE CALCULO PARA RED DE DISTRIBUCION

Fecha : NOVIEMBRE '97

RED DE DISTRIBUCION No. 2 (POR GRAVEDAD)

1	2	3	4		5	6	7		8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		21	22
Propio	Comun	Sentido	Crucero de : a :		Longitud en mts.	Gasto en Lps.	Diametros en Pigs.		Diametro Int. en mm.	Perdidas H	Relacion H / Q	Correccion Δ1	Gasto 1 en Lps.	Perdidas H1	Relacion H1 / Q1	Correccion Δ2	Gasto 2 en Lps.	Perdidas H2	Perdidas Compen.	C O T A S		Carga Disponible		
RAMALES																								
C O T A S																								
2		Ninguno	62	80	64.00	0.114	2.00	2.049	52.045	0.0049														
2		Ninguno	61	81	100.00	0.178	2.00	2.049	52.045	0.0185												149.05	138.75	10.30
2		Ninguno	99	92	59.60	0.160	2.00	2.049	52.045	0.0135												148.55	135.19	12.70
2		Ninguno	54	83	30.60	0.311	2.00	2.049	52.045	0.0459												149.87	134.12	14.75
2		Ninguno	83	85	24.50	0.051	2.00	2.049	52.045	0.0039												148.75	124.82	23.93
2		Ninguno	83	84	60.60	0.103	2.00	2.049	52.045	0.0039												148.75	124.91	23.84
																						149.24	124.62	23.93
Coficiente (k) =										6652.193	0.0072													
Comun		Ninguno	83	83	160.00	0.622	2.00	2.049	52.045	0.3623												149.14	123.99	24.24
Comun		Ninguno	86	87	100.20	0.338	2.00	2.049	52.045	0.1272												149.01	122.76	26.25
Comun		Ninguno	65	88	74.60	0.133	2.00	2.049	52.045	0.0077												147.43	105.99	41.44
Coficiente (k) =										6652.193	0.4972													
3		Ninguno	79	101	47.00	0.158	2.00	2.049	52.045	0.0089												147.18	107.34	39.86
3		Ninguno	101	102	42.00	0.075	2.00	2.049	52.045	0.0014												147.18	104.34	42.84
3		Ninguno	17	59	73.00	0.298	2.00	2.049	52.045	0.0532												147.12	103.50	43.56
3		Ninguno	90	100	72.00	0.128	2.00	2.049	52.045	0.0098												147.11	103.50	43.56
3		Ninguno	74	97	35.70	0.324	2.00	2.049	52.045	0.0210												147.11	98.26	48.85
3		Ninguno	97	98	147.00	0.281	2.00	2.049	52.045	0.0585												147.09	109.65	46.44
3		Ninguno	73	95	39.00	0.352	2.00	2.049	52.045	0.0284												147.03	94.30	52.73
3		Ninguno	95	95	159.00	0.284	2.00	2.049	52.045	0.0755												147.03	105.87	41.21
3		Ninguno	72	93	82.00	0.334	2.00	2.049	52.045	0.0405												147.00	104.17	42.83
3		Ninguno	98	94	59.00	0.082	2.00	2.049	52.045	0.0023												147.05	118.24	28.83
3		Ninguno	93	92	76.00	0.135	2.00	2.049	52.045	0.0081												147.09	118.24	28.85
3		Ninguno	71	91	120.00	0.213	2.00	2.049	52.045	0.0319												147.05	123.63	23.42
3		Ninguno	70	90	115.00	0.264	2.00	2.049	52.045	0.0280												146.99	118.97	28.02
3		Ninguno	89	88	95.00	0.151	2.00	2.049	52.045	0.0113												147.02	112.67	34.35
																						147.14	114.62	32.52
Coficiente (k) =										6652.193	0.3660													

Tipo de Tubería : P. V. C.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, EN EL POBLADO ISLA DE CEDROS

Numero de Hojas : 1 de 1

Cof. de Rugosidad : 0.009

TABLA DE CALCULO PARA RED DE DISTRIBUCION

Fecha : NOVIEMBRE '97

RED DE DISTRIBUCION No.- 3 (POR BOMBEO)

1 Tipo	2 CIRCUITO		3 Cruce		4 Longitud en mts.	5 Gasto en Lps.	7 Diametros en Plgs.		9 Diametro Int. en mm.	10 Perdidas H	11 Relacion H / Q	12 Correccion ΔI	13 Gasto I en Lps.	14 Perdidas H1	15 Relacion H1 / Q1	16 Correccion $\Delta 2$	17 Cotas Piezométricas			21 Cota de Terreno	22 Carga Disponible	
	Propio	Sentido	de :	a :			Nominal	Interior									Normal	50 psi.	70 psi.		50 psi.	70 psi.
Abierto	4	Ninguno	Tanque	SH													137.91	172.10	187.17	137.51		
Abierto	4	Ninguno	SH	103	20.00	3.542	3.00	3.042	77.267	0.1887								172.91	185.93	138.40	34.51	48.68
							Coeficiente (k) =		711.257	0.1887												
Abierto	4	Ninguno	103	104	120.00	2.655	3.00	3.042	77.267	0.6015								172.39	185.33	140.20	32.06	45.14
Abierto	4	Ninguno	104	105	18.00	1.505	3.00	3.042	77.267	0.0290								172.28	185.35	141.70	30.59	44.65
Abierto	4	Ninguno	104	102	34.00	1.571	3.00	3.042	77.267	0.0597								172.25	185.32	143.64	28.31	42.39
							Coeficiente (k) =		711.257	0.6904												
Abierto	4	Ninguno	109	110	175.00	0.707	3.00	3.042	77.267	0.0822								172.18	185.26	147.53	24.20	38.28
Abierto	4	Ninguno	109	111	180.00	0.727	3.00	3.042	77.267	0.0677								172.18	185.25	145.00	27.10	41.25
Abierto	4	Ninguno	105	109	200.00	1.433	3.00	3.042	77.267	0.2921								171.98	185.06	140.24	22.74	35.82
Abierto	4	Ninguno	106	107	105.00	0.625	3.00	3.042	77.267	0.0233								171.95	185.03	155.24	16.71	30.79
Abierto	4	Ninguno	107	109	50.00	0.202	3.00	3.042	77.267	0.0045								171.95	185.03	161.00	10.55	25.03
							Coeficiente (k) =		711.257	0.4527												

XXI.- REGULARIZACION

La regularización tiene por objeto cambiar el régimen de suministro (Captación - Conducción), que normalmente es constante, a un régimen de demandas (Red de Distribución), que siempre es variable.

El tanque de regulación es la estructura destinada para cumplir esta función, debe de proporcionar un servicio eficiente, bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo. Adicionalmente a la capacidad de regulación, se puede contar con un volumen extra y considerarlo para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (Incendios , desperfectos en la Conducción, Captación, etc.). Este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y financieros.

El coeficiente de regularización esta en función del tiempo (Numero de horas por Día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda, para distribuirla en las de alta demanda.

la capacidad de regularización si se cambia el horario de alimentación (o Bombeo), aun cuando permanezca constante el numero de horas de alimentación.

Es por ello importante tomar en consideración para el calculo de la capacidad de los tanques, el numero de horas de alimentación o bombeo, como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y de los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (Horas Pico).

La CNA y el IMTA analizaron demandas para diferentes ciudades del país . Asimismo, el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, S.A. actualmente Banco Nacional de obras y Servicios Públicos (BANOBRAS), elaboro un estudio en la ciudad de México, con la información obtenida se realiza el calculo para determinar los coeficientes de regularización, en donde se considero abastecimiento durante las 24 horas del día, después en dichos estudios se vario el tiempo de abastecimiento, analizando 20 y 16 horas por día. Tomando en cuenta la variación horaria en la demanda, resulta que los mas convenientes para estos casos de bombeo son:

- Para 20 Horas de Bombeo : de las 4 a las 24 Horas.

- Para 16 Horas de Bombeo : de las 5 a las 21 Horas.

Deacuerdo a la zona en que se encuentra ubicado dicho proyecto se considera un suministro de 16 horas al día , obteniendo el coeficiente de regulación de acuerdo a la tabla que se anexa .

Coeficiente de regulación (R) = 15.3

Con dicho coeficiente calcularemos la capacidad de regulación necesaria de la siguiente manera:

Cap. Reguladora del Tanque = [(24 Hrs / 16 Hrs.) (Q.M.D.) (R)] + Volumen para Emergencias.

Cap. Reguladora del Tanque = [(1.5)(11.562)(15.3)] = 265.34 m³

Cap. Reguladora del Tanque = 265.34 m³

La capacidad de regulación se satisface ampliamente al contar con una capacidad de almacenamiento de 990 m³ , respaldado por dos tanques existentes: Pila Andrade de 750 m³ de capacidad y tanque Los Zanjeros de 240 m³ de capacidad.

Coeficiente de Regulacion para un Bombeo de 16 Hrs.				
<i>Horas del Dia</i>	<i>Suministro Q_md en %</i>	<i>Demanda Horaria</i>	<i>Diferencias en %</i>	<i>Diferencia Acumulada</i>
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	80	-80	60
23 - 24	0	60	-60	0
Total	2,400.00	2,400.00	<i>Dif. Max. (+)</i>	140.00
<i>Q_md = Gasto Maximo Diario</i>			<i>Dif. Max. (-)</i>	285.00
<i>Coef. (C) = Capacidad de Regularizacion</i>				
<i>Coef. (C) = 4.25</i>			(R) =	15.3
<i>Coef. (R) = Coeficiente de Regularizacion</i>				

XXII.- VALVULAS

Existen varios tipos de válvulas:

Válvulas de Compuerta.- Cuando se precisa realizar reparaciones en una red de distribución, es necesario interrumpir la circulación del agua. En consecuencia deben disponerse numerosas válvulas con el fin de que solo haya que interrumpir el servicio en una pequeña parte de la red a un tiempo. Las válvulas se colocan generalmente en las esquinas de las calles, donde se cruzan las canalizaciones.

Las válvulas se deben colocar de modo que un cierre no precise el de la arteria principal (excepto en el caso de una rotura de esta) o bien a distancias no superiores a 250 m..

Para esta finalidad se emplean válvulas de compuerta, en muchas ocasiones se utilizan el tipo de doble disco, o compuerta. Es muy conveniente que todas las válvulas de la red sean del mismo tipo.

Las válvulas mas pequeñas tienen generalmente los vástagos de accionamiento dispuestos en cajas , y de modo que no descansen sobre la válvula ninguna parte de la caja expuesta a cargas producidas por el tráfico.

Las válvulas de gran tamaño están sujetas a grandes presiones, cuando están cerradas, por lo que su apertura por medios manuales puede ser dificultosa. En tales casos se instala un sistema de reducción mecánica y una pequeña válvula de by-pass para equilibrar las presiones a ambos lados del disco. Ambos dispositivos son muy útiles, tanto para facilitar la apertura, como para reducir el golpe de ariete al cerrar la válvula.

Válvulas de retención (Check) .- Permiten que el agua circule en una sola dirección y generalmente, se emplean para evitar el retroceso del agua al pararse las bombas. Las válvulas de retención que se instalan en el extremo inferior del conducto de aspiración, se denominan **válvulas de pie** y sirven para evitar el vaciado en el conducto al pararse la bomba, así mismo se instalan válvulas de retención en el conducto de impulsión, a la salida de la bomba para reducir el efecto de golpe de ariete sobre ella.

Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire.- En las conducciones largas, se acumula aire en los puntos altos de las mismas el cual puede interferir la circulación, por lo tanto, es necesario colocar purgas de aire en dichos puntos.

Este tipo de válvulas dejan entrar el aire a la tubería cuando esta se vacía, evitando así que la presión atmosférica pueda aplastar el tubo. Cuando se rellena la tubería, el aire se deja escapar. En los puntos altos de las tuberías se colocan grupos de válvulas de este tipo, el tamaño de las válvulas depende de el material de la tubería, gastos de bombeo y rapidez con que se vacía aquella al parar la bomba.

Válvulas de Mariposa.- Las válvulas de mariposa son muy empleadas tanto en aplicaciones de baja presión como pueden ser las plantas de filtración como en redes de distribución.

Presentan numerosas ventajas sobre las válvulas de compuerta en las tuberías de gran tamaño, incluyendo su costo menor, mínimo desgaste por fricción y facilidad de operación. No son adecuadas para aguas residuales u otros líquidos que contengan materia que pueda impedir su cierre hermético.

Válvulas Reguladoras de Presión.- Estas válvulas reducen la presión automáticamente en el lado de la descarga, hasta cualquier valor que se desee, y se emplean en conducciones que abastecen zonas bajas de una ciudad en donde sin tal dispositivo las presiones podrían ser excesivas. Funcionan utilizando la presión existente para reducir la sección de paso de manera similar a las válvulas de globo, por medio de un control ajustable se puede fijar la presión aguas abajo al nivel deseado, y la propia válvula se ajusta hasta que se alcance tal presión.

XXIII.- ATRAQUES

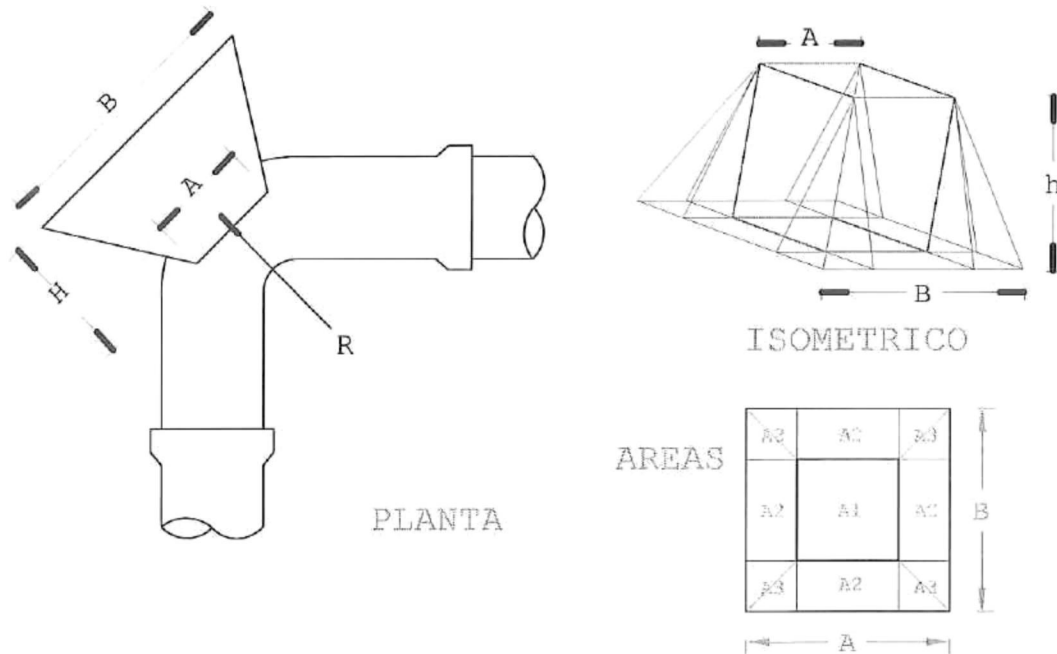
Como ya es sabido las presiones de prueba y las normales de trabajo, origina empujes en la tubería. Para contrarrestar estos empujes, se usan los "Anclajes o muertos", que son construcciones de concreto y se colocan en los puntos en los que se origina empujes : puntas muertas (Tapas ciegas, Válvulas terminales y tees); cambios de dirección horizontales (codos) y verticales; cambios de sección..

Cuando se efectúan las pruebas se construyen también atraques provisionales que posteriormente se substituyen por los definitivos. Las dimensiones de los atraques se deducen de las características de resistencia de los terrenos en los que se apoyan.

La forma piramidal que se le da obedece a que la parte mayor que se apoya en el terreno es la que nos proporciona el área que contrarreste el empuje, según la resistencia del terreno y la parte que se apoya en la conexión, no debe cubrir las bridas de esta.

Los empujes que se originan en los cambios de dirección verticales, también se deberán contrarrestar con atraques.

Los atraques pueden ser de concreto simple o armado, en el caso de curvas horizontales los anclajes deben ser medidos para resistir la resultante " R ".



Para el diseño de nuestros atraques se considero una presión de trabajo no mayor a 100 Psi, pero se considera un factor de 1.5 para la presión de prueba de la tubería la cual deberá ser soportada por el atraque, este factor de 1.5 veces la presión de trabajo que esta regida por la formula especificada en la Norma internacional ISO - R - 161 para tuberías plásticas. El concreto tendrá una resistencia de $F_c = 150 \text{ Kg/Cm}^2$. y la capacidad de carga del suelo será de 0.7 Kg/Cm^2 .

- F** = Empuje (kg).
- P** = Presión interna (kg/cm²).
- S** = Sección interna del tubo (cm²).
- s** = Sección interna en cm² del tubo chico.
- s₁** = Sección interna del ramal menor (cm²)

En un codo el empuje se dirige en sentido de la bisectriz y tiende a expulsar el codo hacia afuera, siendo el valor:

$$F = 2PS$$

En una reducción cónica, el empuje que tiende a desplazar el cono en dirección del tubo de menor diámetro, teniendo un valor de :

$$F = P (S - s)$$

En el caso de una T, el empuje se produce en el sentido del eje del ramal menor y su valor es:

$$F = Ps_1$$

Con los valores del empuje " F ", obtenidos por las formulas indicadas, las áreas de los atraques se calculan de acuerdo con la resistencia del terreno en que se apoyan:

$$A = \frac{F}{t}$$

A = Area de apoyo del atraque (cm²).

F = Valor del empuje (Kg).

t = Resistencia del terreno (Kg/cm²)

A continuación presentamos la resistencia de algunos terrenos:

TERRENO	ESPECIFICACION	CAPACIDAD DE CARGA (Kg/Cm ²)
ARENOSOS	Arenas de mediana a alta compacidad cementadas	3.0 a 4.0
	Arenas de mediana a alta compacidad no cementadas	1.5 a 3.0
	Arenas de baja compacidad	0.4 a 0.8
LIMOSOS	Limos de mediana a alta compacidad	0.8 a 1.2
	Limos de baja compacidad	0.3 a 0.5
ARCILLOSOS	Areillas compactas	0.5 a 1.0

Tabla para la Obtención del Volumen de concreto del Atraque.

PRESION DE TRABAJO Kg / Cm ²	PRESION DE PRUEBA Kg / Cm ²	TIPO DE DE TERRENO	CAPACIDAD DE CARGA Kg / Cm ²	DIAMETRO INTERIOR Cm ²	AREA DEL TUBO Cm ²	FUERZA ACTUANTE Kg	AREA DE CONTACTO m ²
P.T.	PP = 1.5 P.T.		CC	D	A	F=A*PP	AG = F/CG
7.0	10.5	ARENAS BAJA COMPACIDAD	0.7	10.1549	80.99	850.42	0.1215

LADO "B" DEL ATRAQUE m ²	LADO "A" DEL ATRAQUE m ²	ALTURA DEL ATRAQUE m ²	AREA DE LA SECCION DE CORTE	CORTANTE ACTUANTE	CORTANTE ADMISIBLE DEL CONCRETO	OBSERVACION	VOLUMEN DE ATRAQUE m ³
B	A	h	ASC	V = F/ASC	Vadm = (0.5F ² e) ^{1/2}	V < Vadm	
0.35	0.20	0.20	0.055	1.55	6.12	O.K.	0.044

* Para el ejemplo se utilizo tubería p.v.c. de 100 mm (4") de diámetro.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

COSTO POR FINANCIAMIENTO

Calculo del Costo Por Financiamiento

Costo Directo	CD	\$	902,766.61
Costo Indirecto	CI	\$	144,442.66
Gasto Total	CD + CI	\$	1,047,209.27
Costo del Financiamiento + Utilidad	CF + CU = MP - (CD + CI)	\$	108,176.72
Monto Propuesto	MP	\$	1,155,385.99

1.98 %	Tasa de Interes Mensual Propuesta	CPP + 2	23.72 %
30.0 %	Anticipo Total		

Avance Mensual Conforme al Programa

<u>20.78%</u> % En el Primer Mes	<u>15.58%</u> % En el Cuarto Mes
<u>24.68%</u> % En el Segundo Mes	<u>8.76%</u> % En el Quinto Mes
<u>23.38%</u> % En el Tercer Mes	<u>6.82%</u> % En el Sexto Mes

MES	AVANCE	GASTO	INGRESOS	SALDO	SALDO ACUMULADO	INTERES
1	20.78%	217,610.09	346,615.80	129,005.71	129,005.71	0.00
2	24.68%	258,451.25	187,395.71	-71,055.54	57,950.17	0.00
3	23.38%	244,837.53	156,345.20	-88,492.33	-30,542.15	604.73
4	15.58%	163,155.20	123,922.46	-39,232.74	-69,774.90	1,381.54
5	8.76%	91,735.53	136,895.60	45,160.07	-24,614.83	487.37
6	6.82%	71,419.67	78,469.72	7,050.05	-17,564.78	347.78
7	0.00%	0.00	125,741.50	125,741.50	108,176.72	0.00
	100.0%	1,047,209.27	1,155,385.99			2,821.43

$$CF = \frac{\text{INTERESES}}{CD + CI} = \frac{2,821.43}{1,047,209.27} = 0.003 \%$$

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Excavacion a maquina en mat. tipo " B " .	Excavacion a maquina en mat. tipo " B " en seco de
Unidad:	m ³	0 a 4 mts. de profundidad.
Precio Unitario	\$ 15.03	

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.0150	91.76	1.38
				Subtotal	1.38
****	MAQUINARIA				
MQ	Retroexcavadora CASE 580-K	Hr.	0.0500	210.43	10.52
				Subtotal	10.52

*****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$	1.38)		0.04
Desperdicio	5.00 % (\$	0.00)		0.00
COSTO DIRECTO:					11.94
INDIRECTOS:	16.0 % (\$	11.94)		1.91
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$	13.85)		0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$	13.85)		1.18

Precio Unitario **15.03**

Quince Pesos 03/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Plantilla de 10 cm. de espesor	Plantilla de 10 cm. de espesor apisonada con pison de mano
Unidad:	m ³	en zanjas.
Precio Unitario	\$ 41.48	

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Agua	m ³	0.0350	15.00	0.53
				Subtotal	0.53
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.2180	91.76	20.00
				Subtotal	20.00
****	BASICOS				
BA	Acarreo Primer Kilometro	m ³ /km	1.0000	7.50	7.50
	Acarreo kilometros Subsecuentes	m ³ /km	2.0000	2.15	4.30
				Subtotal	11.80
****	Cargos en Porcentaje	*****			
	Herramienta	3.00 % (\$ 20.00)			0.60
	Desperdicio	5.00 % (\$ 0.53)			0.03
	COSTO DIRECTO:				32.96
	INDIRECTOS:	16.0 % (\$ 32.96)			5.27
	COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$ 38.23)			0.00
	UTILIDAD:	8.50 % (\$ 38.23)			3.25
	Precio Unitario				41.48

Cuarenta y Un Pesos 48/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Relleno acostillado y apisonado a mano	Relleno acostillado y apisonado a mano hasta 30 cm. sobre el
Unidad:	m ³	lomo del tubo, con mat. producto de la exc., incl: incorp. de
Precio Unitario	\$ 19.03	humedad, homogenizado, tendido y compactado al 95 % proctor

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Agua	m ³	0.1300	15.00	1.95
				Subtotal	1.95
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.0135	91.76	1.24
				Subtotal	1.24
****	BASICOS				
BA	Acarreo Primer Kilometro	m ³ / km	1.0000	7.50	7.50
	Acarreo kilometros Subsecuentes	m ³ / km	2.0000	2.15	4.30
				Subtotal	11.80

*****	Cargos en Porcentaje	*****			
	Herramienta	3.00 % (\$	1.24)	0.04
	Desperdicio	5.00 % (\$	1.95)	0.10
	COSTO DIRECTO:				15.12
	INDIRECTOS:	16.0 % (\$	15.12)	2.42
	COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$	17.54)	0.00
	UTILIDAD:	8.50 % (\$	17.54)	1.49

Precio Unitario 19.03

Diez y Nueve Pesos 03/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Relleno apisonado y compactado	Relleno apisonado y compactado con equipo mecanico al 95 %
Unidad:	m ³	proctor, en capas de 20 cm. de espesor, incluye: incorporacion
Precio Unitario	\$ 17.18	de humedad y seleccion del material.

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Agua	m ³	0.1300	15.00	1.95
				Subtotal	1.95
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.0140	91.76	1.28
				Subtotal	1.28
****	MAQUINARIA				
MQ	Compactadora/Bailarina	Hr.	0.1667	61.64	10.28
				Subtotal	10.28

*****	Cargos en Porcentaje	*****		
Herramienta	3.00 % (\$	1.28)		0.04
Desperdicio	5.00 % (\$	1.95)		0.10
COSTO DIRECTO:				13.65
INDIRECTOS:	16.0 % (\$	13.65)		2.18
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$	15.83)		0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$	15.83)		1.35

Precio Unitario **17.18**

Diez y Siete Pesos 18/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Instalacion, junteo y prueba	Instalacion, junteo y prueba de tuberia p.v.c., solvent-weld 100 mm
Unidad:	m.l.	(4")Ø, incluye: equipo para prueba, flete a 1 km., bajado del
Precio Unitario	\$ 2.65	material lubricante.

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Agua	m ³	0.0080	15.00	0.12
MA	Lubricante	lt.	0.0083	35.00	0.29
				Subtotal	0.41
****	MANO DE OBRA				
MO	Oficial Tubero de 1a.	Jor.	0.0040	142.69	0.57
MO	Oficial Tubero de 2a.	Jor.	0.0040	109.51	0.44
MO	Peon	Jor.	0.0010	91.76	0.09
				Subtotal	1.10
****	MAQUINARIA				
MQ	Camion Plataforma de 20'	Hr.	0.0050	107.59	0.54
				Subtotal	0.54

*****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$ 1.10)				0.03
Desperdicio	5.00 % (\$ 0.41)				0.02
COSTO DIRECTO:					2.10
INDIRECTOS:	16.0 % (\$ 2.10)				0.34
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$ 2.44)				0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$ 2.44)				0.21

Precio Unitario **2.65**

Dos Pesos 65/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre: Instalacion, junteo y prueba

Instalacion, junteo y prueba de tubería p.v.c., solvent-weld 75 mm

Unidad: m.l.

(3")Ø y 50 mm (2")Ø, incluye: equipo para prueba, flete a 1 km.,

Precio Unitario \$ 3.44

bajado del material y cemento plastico No. 711.

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Agua	m ³	0.0040	15.00	0.06
MA	Cemento plastico	lt.	0.0083	180.00	1.49
				Subtotal	1.55
****	MANO DE OBRA				
MO	Oficial Tubero de 1a.	Jor.	0.0020	142.69	0.29
MO	Oficial Tubero de 2a.	Jor.	0.0020	109.51	0.22
MO	Peon	Jor.	0.0005	91.76	0.05
				Subtotal	0.55
****	MAQUINARIA				
MQ	Camion Plataforma de 20'	Hr.	0.0050	107.59	0.54
				Subtotal	0.54
*****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$ 0.55)				0.02
Desperdicio	5.00 % (\$ 1.55)				0.08
COSTO DIRECTO:					2.74
INDIRECTOS:	16.0 % (\$ 2.74)				0.44
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$ 3.17)				0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$ 3.17)				0.27
Precio Unitario					3.44

Tres Pesos 44/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Instalacion de piezas especiales de p.v.c.	Instalacion de piezas especiales de p.v.c., hasta 6" de diametro
Unidad:	pza.	incluye: limpieza, prueba hidrostatica, acarreo y maniobras locales
Precio Unitario	\$ 8.03	cemento plastico No.711.

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.0300	91.76	2.75
MO	Oficial Tubero de 1a.	Jor.	0.0060	142.69	0.86
MO	Oficial Tubero de 2a.	Jor.	0.0150	109.51	1.64
				Subtotal	5.25
****	MAQUINARIA				
MQ	Camion Plataforma de 20'	Hr.	0.0090	107.59	0.97
				Subtotal	0.97

****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$ 5.25)				0.16
Desperdicio	5.00 % (\$ 0.00)				0.00
COSTO DIRECTO:					6.38
INDIRECTOS:	16.0 % (\$ 6.38)				1.02
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$ 7.40)				0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$ 7.40)				0.63

Precio Unitario **8.03**

Ocho Pesos 03/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre: Construcion de atraque de concreto
 Unidad: pza.
 Precio Unitario \$ 71.92

Construcion de atraque de concreto $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ para piezas especiales de 3" y 2" de diametro, de 30 x 30 x 30 cm. Incluye: materiales y mano de obra.

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.1800	91.76	16.52
MO	Oficial Albañil	Jor.	0.1800	142.03	25.57
				Subtotal	42.08
****	BASICOS				
BA	Concreto $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ hecho en obra.	m^3	0.0270	379.77	10.25
BA	Mezclado de Concreto por m^3 .	m^3	0.0270	14.11	0.38
BA	Cimbra	m.l.	0.6000	5.27	3.16
				Subtotal	13.80

*****	Cargos en Porcentaje	*****		
Herramienta	3.00 %	(\$ 42.08)		1.26
Desperdicio	5.00 %	(\$ 0.00)		0.00
COSTO DIRECTO:				57.14
INDIRECTOS:	16.0 %	(\$ 57.14)		9.14
COSTO FINANCIERO:	0.00 %	(\$ 66.28)		0.00
UTILIDAD:	8.50 %	(\$ 66.29)		5.63

Precio Unitario **71.92**

Serfenta y Un. Pesos 92/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Construccion de atraque de concreto	Construccion de atraque de concreto f'c = 150 kg/cm ² para piezas especiales de 4" de diametro, de 35 x 30 x 30 cm. Incluye:
Unidad:	pza.	materiales y mano de obra.
Precio Unitario	\$ 74.35	

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MANO DE OBRA				
MO	Peon	Jor.	0.1800	91.76	16.52
MO	Oficial Albañil	Jor.	0.1800	142.03	25.57
				Subtotal	42.08
****	BASICOS				
BA	Concreto F'c = 150 kg/cm ² hecho en obra.	m ³	0.0315	379.77	11.96
BA	Mezclado de Concreto por m ³ .	m ³	0.0315	14.11	0.44
BA	Cimbra	m.l.	0.6300	5.27	3.32
				Subtotal	15.73
****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$	42.08)			1.26
Desperdicio	5.00 % (\$	0.00)			0.00
COSTO DIRECTO:					59.07
INDIRECTOS:	16.0 % (\$	59.07)			9.45
COSTO FINANCIERO:	0.00 % (\$	68.52)			0.00
UTILIDAD:	8.50 % (\$	68.53)			5.82

Precio Unitario **74.35**

Setenta y Cuatro Pesos 35/100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Análisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Retroexcavadora CASE 580K			Modelo:	1997	
Marca:	CASE 580K	Capacidad:	0.93 m ³	Cucharon	Motor:	60 HP
Valor de Adquisicion	(VA):	320,000.00	Vida Economica	(VE):	Hrs.	8,400.00
Rescate 20.0 %	(VR):	64,000.00	Horas Anuales	(HA):	Hrs.	1,200.00
Valor de Depreciacion	(VD):	256,000.00	Factor de Operacion	(FO):		0.650
Tasa de Interés Anual	(I):	35.00 (%)	Factor de Mantenimiento	(FM):		0.050
Prima Anual de Seguros	(S):	2.00 (%)	Costo Anual Almacenamiento			0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	30.48
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	56.00
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	3.20
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	1.52
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 91.20

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO.

140.31

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.27	7.20	16.34
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.09	1.62
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.02	0.36
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.02	0.36
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.05	0.75
Grasa	KG	14.65	0.01	0.15
C) Filtros:				4.60
D) Otros Consumos: Jgo. 2 llanyas traseras				10.20
Jgo. 2 llanyas frontales				7.20

***** Suma de Cargos Consumos por Hora.

41.58

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	148.39	
Factor de Rendimiento en Operacion.	0.65	
Cargo por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))		28.54

**** No hay Cargos por Ayudante.

***** Suma de Cargos Operacion por Hora.

28.54

**** Costo Directo de Hora / Maquina.

210.43

Doscientos Díez Pesos 43/100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Analisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Compactadora / Bailarina	Modelo:	BS60Y
Marca:	Wacker	Motor:	Wacker 2 Tiempos
	Capacidad:	202 m ² / hr.	
Valor de Adquisicion	(VA):	18,000.00	Vida Economica (VE): Hrs. 4,000.00
Rescate 20.0 %	(VR):	1,800.00	Horas Anuales (HA): Hrs. 800.00
Valor de Depreciacion	(VD):	16,200.00	Factor de Operacion (FO): 1.000
Tasa de Interes Anual	(I):	35.00 (%)	Factor de Mantenimiento (FM): 0.050
Prima Anual de Seguros	(S):	2.00 (%)	Costo Anual Almacenamiento 0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	4.05
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	4.33
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	0.25
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	0.20
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 8.83

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO.

8.83

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.85	3.50	9.98
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.10	1.80
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.02	0.36
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.02	0.36
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.05	0.3
Grasa	KG	14.65	0.01	0.15
C) Filtros:				1.50
D) Otros Consumos: Aceite dos Ciclos				1.40

***** Suma de Cargos Consumos por Hora.

15.85

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	91.76	
Factor de Rendimiento en Operacion.	0.45	
Cargo por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))		25.49
A) Salario Real del Ayudante (8 hrs.).	91.76	
Factor de Rendimiento en Operacion.	1.00	
Cargo por Ayudante. (SR / (8 HRS x F. REND.))		11.47

***** Suma de Cargos Operacion por Hora.

36.96

**** Costo Directo de Hora / Maquina.

61.64

Seenta y Un Pesos 64/100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Análisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Compresor de Aire / Movil	Modelo:	p-185 (tipo tornillo)
Marca:	Ingersoll Rand	Motor:	77 hp Perkins
	Capacidad:	185 pcm.	
Valor de Adquisicion	(VA):	80,400.00	Vida Economica (VE): Hrs. 12,800.00
Rescate 20.0 %	(VR):	16,080.00	Horas Antuales (HA): Hrs. 1,600.00
Valor de Depreciacion	(VD):	64,320.00	Factor de Operacion (FO): 0.500
Tasa de Interes Anual	(I): 35.00 (%)	Factor de Mantenimiento (FM): 0.050	
Prima Anual de Seguros	(S): 2.00 (%)	Costo Anual Almacenamiento	0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	5.03
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	10.55
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	0.60
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	0.25
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 16.43

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO. 32.86

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.27	7.70	17.48
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.01	1.80
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.00	0
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.00	0
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.00	0
Grasa	KG	14.65	0.01	0.15
C) Filtros:				2.00
D) Otros Consumos: Jgo. de llantas p / 1 Eje				1.80

***** Suma de Cargos Consumos por Hora. 23.23

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	166.57	
Factor de Rendimiento en Operacion.	0.80	
Cargo por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))		26.03
A) Salario Real del Ayudante (8 hrs.).	95.38	
Factor de Rendimiento en Operacion.	1.00	
Cargo por Ayudante. (SR / (8 HRS x F. REND.))		11.92

***** Suma de Cargos Operacion por Hora. 37.95

**** Costo Directo de Hora / Maquina. 94.04

Noventa y Cuatro Pesos 04/100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Analisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Camion Plataforma de 20'	Modelo:	1997
Marca:	FAMSA	Capacidad:	9 Ton.
		Motor:	170 Hp. 1317 / 52
Valor de Adquisicion (VA):	80,400.00	Vida Economica (VE):	Hrs. 10,000.00
Rescate 20.0 % (VR):	16,080.00	Horas Anuales (HA):	Hrs. 2,000.00
Valor de Depreciacion (VD):	64,320.00	Factor de Operacion (FO):	0.850
Tasa de Interes Anual (I):	35.00 (%)	Factor de Mantenimiento (FM):	0.020
Prima Anual de Seguros (S):	2.00 (%)	Costo Anual Almacenamiento	0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	10.40
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	13.65
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	0.78
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	0.21
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 25.04

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO. 29.46

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.27	14.00	31.78
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.15	2.70
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.05	0.9
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.01	0.18
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.05	0.75
Grasa	KG	14.65	0.01	0.15
C) Filtros:				1.00
D) Otros Consumos: 6 llantas 900 x 20 PXN				9.00

***** Suma de Cargos Consumos por Hora. 46.46

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	140.37	
Factor de Rendimiento en Operacion.	0.85	
Cargo por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))		20.64
A) Salario Real del Ayudante (8 hrs.).	88.23	
Factor de Rendimiento en Operacion.	1.00	
Cargo por Ayudante. (SR / (8 HRS x F. REND.))		11.03

***** Suma de Cargos Operacion por Hora. 31.67

**** Costo Directo de Hora / Maquina. 107.59

Ciento Siete pesos 59 /100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Analisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Martillo Rompedor Para Demolicion			Modelo:	12 - 304
Marca:	BOSH 12 - 304.	Capacidad:	40 Lbs.	Motor:	Neumatico
Valor de Adquisicion	(VA):	6,200.00	Vida Economica	(VE): Hrs.	3,200.00
Rescate 20.0 %	(VR):	1,240.00	Horas Anuales	(HA): Hrs.	800.00
Valor de Depreciacion	(VD):	4,960.00	Factor de Operacion	(FO): Hrs.	1.000
Tasa de Interes Anual	(I): 35.00 (%)		Factor de Mantenimiento	(FM): Hrs.	0.030
Prima Anual de Seguros	(S): 2.00 (%)		Costo Anual Almacenamiento		0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	1.55
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	1.63
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	0.09
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	0.05
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 3.32

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO.

3.32

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.85	14.00	0.00
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.00	0.00
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.00	0.00
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.12	2.16
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.00	0.00
Grasa	KG	14.65	0.00	0.00
C) Filtros:				0.00
D) Otros Consumos: Puntas o Paletas				4.50

***** Suma de Cargos Consumos por Hora.

6.66

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	95.38	
Factor de Rendimiento en Operacion.	0.85	
Carga por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))		14.03
A) Salario Real del Ayudante (8 hrs.).	88.23	
Factor de Rendimiento en Operacion.	1.00	
Carga por Ayudante. (SR / (8 HRS x F. REND.))		11.03

***** Suma de Cargos Operacion por Hora.

25.06

**** Costo Directo de Hora / Maquina.

35.04

Treinta y Cinco pesos 04/100 m.n.

ANALISIS DE COSTO HORARIO MAQUINARIA Y EQUIPO

Analisis de Costo Horario Maquinaria.

DATOS GENERALES

Maquina:	Camion Volco	Modelo:	1997
Marca:	FAMSA 1317 / 39	Motor:	170 hP.
Capacidad:	7 m ³		
Valor de Adquisicion (VA):	265,000.00	Vida Economica (VE):	Hrs. 8,000.00
Rescate 20.0 % (VR):	53,000.00	Horas Anuales (HA):	Hrs. 2,000.00
Valor de Depreciacion (VD):	212,000.00	Factor de Operacion (FO):	0.850
Tasa de Interes Anual (I):	35.00 (%)	Factor de Mantenimiento (FM):	0.020
Prima Anual de Seguros (S):	2.00 (%)	Costo Anual Almacenamiento	0.000

I.- CARGOS FIJOS.

A) Depreciacion.	(VD / VE)	26.50
B) Inversion.	((VA + VR) I / 2HA)	27.83
C) Seguros.	((VA + VR) S / 2HA)	1.59
D) Mantenimiento.	(Depreciacion x FM)	0.53
E) Almacenamiento.	(Almacenamiento / Ha.)	0.00

SUMA = 56.45

***** Suma de Cargos Fijos por Hora / FO.

66.41

II.- CARGOS POR CONSUMO.

	UN.	COSTO UN.	CONSUMO HR.	TOTAL
B) Combustibles en Uso Medio:	LT	2.27	17.00	38.59
A) Lubricantes:				
Lubricante para Motor	LT	18.00	0.23	4.14
Lubricante de Transmision	LT	18.00	0.01	0.18
Lubricantes Mandos Finales	LT	18.00	0.01	0.18
Lubricante Sistema Hidraulico	LT	15.00	0.01	0.15
Grasa	KG	14.65	0.01	0.15
C) Filtros:				3.60
D) Otros Consumos: 6 Llantas 900 x 20 PXN				12.30

***** Suma de Cargos Consumos por Hora.

59.29

III.- CARGOS POR OPERACION.

A) Salario Real del Operador (8 hrs.).	140.37
Factor de Rendimiento en Operacion.	1.00
Cargo por Operador. (SR / (8 HRS x F. REND.))	17.55

***** Suma de Cargos Consumos por Hora.

17.55

***** Costo Directo de Hora / Maquina.

143.25

Ciento Cuarenta y Tres Pesos 25/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS BASICOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre:	Concreto F'c = 150 Kg/Cm ²	Concreto F'c = 150 Kg/Cm ² , Hecho en obra
Unidad:	m ³	Tma. 3/4"
Precio Unitario	\$ 379.76	

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MATERIALES				
MA	Cemento Gris	Tn.	0.3100	880.00	272.80
MA	Arena Cribada	m ³	0.4130	35.00	14.46
MA	Grava Triturada de 3/4"	m ³	0.7030	60.00	42.18
MA	Agua	m ³	0.2130	15.00	3.20
				Subtotal	332.63
****	BASICOS				
BA	Acarreo Primer Kilometro	m ³ / km	1.2000	7.50	9.00
BA	Acarreo Kilometros Subsecuentes	m ³ / km	10.0000	2.15	21.50
				Subtotal	30.50
*****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$ 0.00)				0.00
Desperdicio	5.00 % (\$ 332.63)				16.63

Precio Unitario

379.76

Trescientos Setenta y Nueve 76/100 m.n.

ANALISIS DE PRECIOS BASICOS

Tarjeta de Analisis de Precios Unitarios

Nombre: Mezclado de Concreto m ³	Mezclado de Concreto m ³
Unidad: m ³	
Precio Unitario \$	14.11

Tipo	Nombre	Un.	Rendimiento	Unitario	Costo Total
****	MAQUINARIA				
MQ	Revolvedora Trompo para Concreto	Hr.	0.2500	56.42	14.11
				Subtotal	14.11
*****	Cargos en Porcentaje	*****			
Herramienta	3.00 % (\$ 0.00)				0.00
Desperdicio	5.00 % (\$ 0.00)				0.00

Precio Unitario

Catorce Pesos 11/100 m.n.

14.11

RESUMEN DE PRESUPUESTO

ISLA DE CEDROS

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Red de Distribucion No. 1, Mano de Obra	91,505.56
Red de Distribucion No. 1, Materiales.	130,578.38
Red de Distribucion No. 2, Mano de Obra	168,433.68
Red de Distribucion No. 2, Materiales.	248,348.30
Red de Distribucion No. 3, Mano de Obra	34,603.02
Red de Distribucion No. 3, Materiales.	49,791.89
Sistema Hidroneumatico, Mano de Obra.	31,767.15
Sistema Hidroneumatico, Materiales.	121,811.99
SUMA	876,839.97
10 % de imprevistos Tecnicos.	87,684.00
SUMA	964,523.97
10 % de imprevistos por Precios.	96,452.40
SUMA	1,060,976.37
10 % de I. V. A.	106,097.64
SUMA	1,167,074.00

CATALOGO DE CONCEPTOS

Isla de Cedros

Municipio de Ensenada

RESUMEN DE PRESUPUESTO *Red de Distribucion No. 1*

Red de Distribucion, Mano de Obra	91,505.56
Red de Distribucion, Materiales	130,578.38
SUMA	222,083.94

Red de Distribucion No.1

Obra :	Red de Distribucion No. 1 Isla de Cedros		Archivo :	Fecha :	Hoja :
			Cedros	Noviembre'97	1 de 2
Clave	Descripcion	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe
RDMO	<i>Red de Distribucion, Mano de Obra</i>				
1	Trazo y nivelacion de la red de distribucion	m.l.	2,372.08	0.66	1,565.57
2	Sondeo de lineas existentes de agua potable para referencia y conexon incluye : Excavacion a maquina hasta 5 mts. de profundidad y relleno compactado al 95 % proctor	pza	1.00	276.84	276.84
3 80%	Excavacion a maquina en material tipo "B" en seco de 0 a 4 m. de profundidad.	m3	914.02	15.03	13,737.72
4 20%	Excavacion con equipo mecanico en material "C" en seco de 0 a 4 m. de profundidad,incluye: afloje con compresor y herramienta menor para extraccion del material.	m3	228.51	114.65	26,198.67
5	Plantilla apisonada de 10 cm de espesor, apisonada con pison de mano en zanjas incluye: Seleccion del material producto de la excavacion.	m3	135.79	41.48	5,632.57
6	Relleno acostillado y apisonado a mano hasta 30 cm sobre el lomo de tubo,incluye: Seleccion del material producto de la excavacion, incorporacion de humedad,homogenizado,tendido y compactado al 95% proctor.	m3	495.35	19.03	9,426.51
7	Relleno apisonado y compactado al 95 % proctor con equipo mecanico en capas de 20 cm de espesor,incluye: Seleccion del material e incorporacion de humedad.	m3	500.76	17.18	8,603.06
8	Inst., junteo y prueba de tuberia pvc ; incluye : equipo para prueba, flete a 1 km. bajado del material , lubricante para la tuberia C900 y cemento plastico No.- 711 para la tuberia solvent-weld.				
	50 mm (2 ") de diametro (solvent - weld)	m.l.	1,305.70	2.65	3,460.11
	75 mm (3 ") de diametro (solvent - weld)	m.l.	190.88	3.44	656.63
	100 mm (4 ") de diametro (Norma awwa, C-900)	m.l.	875.50	3.44	3,011.72
9	Instalacion de piezas especiales de Fo.Fo. hasta 12 " de diam. , incluye : limpieza , prueba hidrostatica , acarreo y maniobras locales	Kg.	140.20	16.89	2,367.98
10	Inst. de piezas especiales de pvc. hasta 6 " de diam. , incluye : cemento plastico # 711 , limpieza , prueba hidrostatica , acarreo y maniobras loc.	pza.	104.00	8.03	835.12
11	Construccion de atraques F'c=150 kg/cm2, incluye: Materiales y mano de obra.				
	de 30 x 30 x 30 cms. para piezas de 50 mm (2 ")	pza	23.00	71.92	1,654.16
	de 30 x 30 x 30 cms. para piezas de 75 mm (3 ")	pza	8.00	71.92	575.36
	de 35 x 30 x 30 cms. para piezas de 100 mm (4 ")	pza	33.00	74.35	2,453.55
12	Registro para operacion de Valvulas con tubo de concreto de 30 cm. de diametro, colocado hasta 70 cm de profundidad, incluye brocal y tapa de Fo.Fo. de 30 cm. (12")Ø y anillo de concreto F'c = 150 Kg/Cm2, materiales y mano de obra.	pza	26.00	425.00	11,050.00
	Sub - Total , Red de Agua Potable, Mano de Obra				91,505.56

Red de Distribucion No. 1

Obra :	Red de Distribucion No.1 Isla de Cedros	Archivo :	Fecha :	Hoja :	
		Cedros	Noviembre'97	2 de 2	
Clave	Descripcion	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe
RDMA	<i>Red de Distribucion, Materiales</i>				
1	Valvula de Seccionamiento tipo Globo de p.v.c., ced-40 con extremos lisos de 50 mm (2")Ø.	pza	26.00	255.16	6,634.16
2	Codo de pvc cedula 40 , con extremos campana lisos de : 50 mm (2") x 45° 50 mm (2") x 90° 75 mm (3") x 45° 100 mm (4") x 45° 100 mm (4") x 90°	pza pza pza pza pza	3.00 4.00 3.00 7.00 9.00	11.27 9.64 34.98 81.66 62.66	33.81 38.66 104.94 571.62 563.94
3	Tee de pvc, cedula 40 , con extremos campana lisos de : 75 x 75 x 75 mm (3" x 3" x 3")Ø. 100 x 100 x 50 mm (4" x 4" x 2")Ø. 100 x 100 x 100 mm (4" x 4" x 4")Ø.	pza pza pza	2.00 4.00 4.00	48.74 92.96 92.66	97.48 743.60 371.04
4	Cruz de pvc, cedula 40 , con extremos campana lisos de : 75 x 75 x 75 x 75 mm (3" x 3" x 3" x 3")Ø. 100 x 100 x 100 x 100 mm (4" x 4" x 4" x 4")Ø.	pza pza	2.00 4.00	72.93 108.10	145.86 432.40
5	Tapon Campana de p.v.c. ced-40 de 50 mm (2")Ø.	pza	16.00	29.60	494.00
6	Reduccion Espiga de p.v.c. ced-40 de: 100 a 50 mm (4" a 2") 100 a 75 mm (4" a 3") 75 a 50 mm (3" a 2")	pza. pza. pza.	7.00 3.00 6.00	38.06 38.06 14.03	266.42 114.18 84.18
7	Carrete corto de Fe.Fe. bridado de 100 mm (4") x 25 cm.	pza.	2.00	198.43	396.86
8	Carrete largo de Fe.Fe. bridado de 100 mm (4") x 90 cm.	pza.	1.00	397.00	397.00
9	Medidor de Gasto marca Kelema McCrometer o similar mod. MW500 de 100 mm (4")Ø bridado, con caratula de lectura en Lps. y totalizador en m³.	pza	1.00	11,065.07	11,065.07
9	Extremidad de Fe.Fe. bridada de : 100 mm (4")Ø.	pza	1.00	179.71	179.71
10	Junta gibault completa de : 100 mm (4")Ø.	pza	1.00	84.85	84.85
11	Empaque de plomo de : 100 mm (4")Ø.	pza	6.00	11.70	70.20
12	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de : 16 mm (5/8") x 75.0 mm (3") , p/ pzas. de 100 mm	pza	48.00	5.54	265.92
13	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 50 mm (2")Ø.	m.l.	1,306.00	37.63	49,144.78
14	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 75 mm (3")Ø.	m.l.	191.00	54.73	10,453.43
15	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 100 mm (4")Ø.	m.l.	876.00	54.73	47,943.48
	Sub - total , Red de Distribucion, Materiales				130,578.98

Isla de Cedros

Municipio de Ensenada

RESUMEN DE PRESUPUESTO **Red de Distribucion No. 2**

Red de Distribucion, Mano de Obra	168,433.68
Red de Distribucion, Materiales	248,348.30
SUMA	416,781.97

Red de Distribucion No.2

Obra :	Red de Distribucion No. 2 Isla de Cedros		Archivo :	Fecha :	Hoja :
			Cedros	Noviembre'97	2 de 2
Clave	Descripcion	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe
RDMA	Red de Distribucion, Materiales				
1	Valvula de Seccionamiento tipo Globo de p.v.c., ced-40 con extremos lisos de 50 mm (2")Ø.	pza	25.00	255.16	6,379.00
2	Codo de pvc cedula 40 , con extremos campana lisos de :				
	50 mm (2") x 45°	pza	4.00	11.27	45.08
	50 mm (2") x 90°	pza	4.00	9.64	38.56
	75 mm (3") x 45°	pza	2.00	34.98	69.96
	75 mm (3") x 90°	pza	3.00	30.57	91.71
	100 mm (4") x 45°	pza	8.00	81.66	653.28
	100 mm (4") x 90°	pza	9.00	62.66	563.94
3	Tee de pvc. cedula 40 , con extremos campana lisos de :				
	50 x 50 x 50 mm (2" x 2" x 2")Ø.	pza	3.00	11.87	35.61
	75 x 75 x 50 mm (3" x 3" x 2")Ø.	pza	4.00	51.34	205.36
	75 x 75 x 75 mm (3" x 3" x 3")Ø.	pza	1.00	51.34	51.34
	100 x 100 x 50 mm (4" x 4" x 2")Ø.	pza	7.00	92.96	650.72
	100 x 100 x 100 mm (4" x 4" x 4")Ø.	pza	10.00	92.96	929.60
	75 x 75 x 75 mm (3" x 3" x 3")Ø.	pza	4.00	51.34	205.36
4	Cruz de pvc. cedula 40 , con extremos campana lisos de : 100 x 100 x 100 x 100 mm (4" x 4" x 4" x 4")Ø.	pza	2.00	108.10	216.20
5	Tapon Campana de p.v.c. ced-40 de 50 mm (2")Ø.	pza	16.00	29.00	464.00
6	Reduccion Espiga de p.v.c. ced-40 de:				
	100 a 50 mm (4" a 2")	pza.	14.00	38.06	532.84
	100 a 75 mm (4" a 3")	pza.	2.00	38.06	76.12
	75 a 50 mm (3" a 2")	pza.	2.00	17.03	34.06
7	Carrete corto de Fo.Fo. bridado de 100 mm (4") x 25 cm.	pza.	1.00	198.43	198.43
8	Carrete largo de Fo.Fo. bridado de 100 mm (4") x 50 cm.	pza.	2.00	307.00	614.00
9	Medidor de Gasto marca Ketema McCrometer o similar mod. MW500 de 100 mm (4")Ø bridado, con caratula de lectura en Lps. y totalizador en m3.	pza	1.00	11,065.07	11,065.07
9	Extremidad de Fo.Fo. bridada de : 100 mm (4")Ø.	pza	1.00	179.71	179.71
10	Junta gibault completa de : 100 mm (4")Ø.	pza	1.00	84.86	84.86
11	Empaque de plomo de : 100 mm (4")Ø.	pza	7.00	11.70	81.90
12	Tomillos con cabeza y tuerca hexagonal de : 16 mm (5/8") x 75.0 mm (3") , p / pzas. de 100 mm	pza	56.00	5.54	310.24
13	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 50 mm (2")Ø.	m.l.	2,696.60	37.63	101,473.06
14	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 75 mm (3")Ø.	m.l.	349.80	54.73	19,144.55
15	Sum. de tuberia pvc. solvent weld , cedula 40, con extremos campana de : 100 mm (4")Ø.	m.l.	1,836.90	54.73	100,533.54
16	Brida de acero soldable CI-150 con cara realizada de 100 mm (4")Ø.	pza.	2.00	161.00	322.00
17	Suministro e instalacion de tubo de acero grado "b" sin costura, soldable Ced-40 de 100 mm (4")Ø x 1.5 m.l. Incluye: Soldadura, dos manos de pintura anticorrosiva color azul, materiales y mano de obra.	m.l.	1.50	263.60	395.40
18	Valvula de seccionamiento bridada de 100 mm (4")Ø, marca mueller o similar, de Fo.Fo. CI-125.	pza.	1.50	1,514.00	2,271.00
19	Codo de Fo.Fo. Bridado de 100 mm (4")Ø.	pza.	2.00	215.90	431.80
	Sub - total , Red de Distribucion, Materiales				248,348.30

Isla de Cedros

Municipio de Ensenada

RESUMEN DE PRESUPUESTO *Red de Distribucion No. 3*

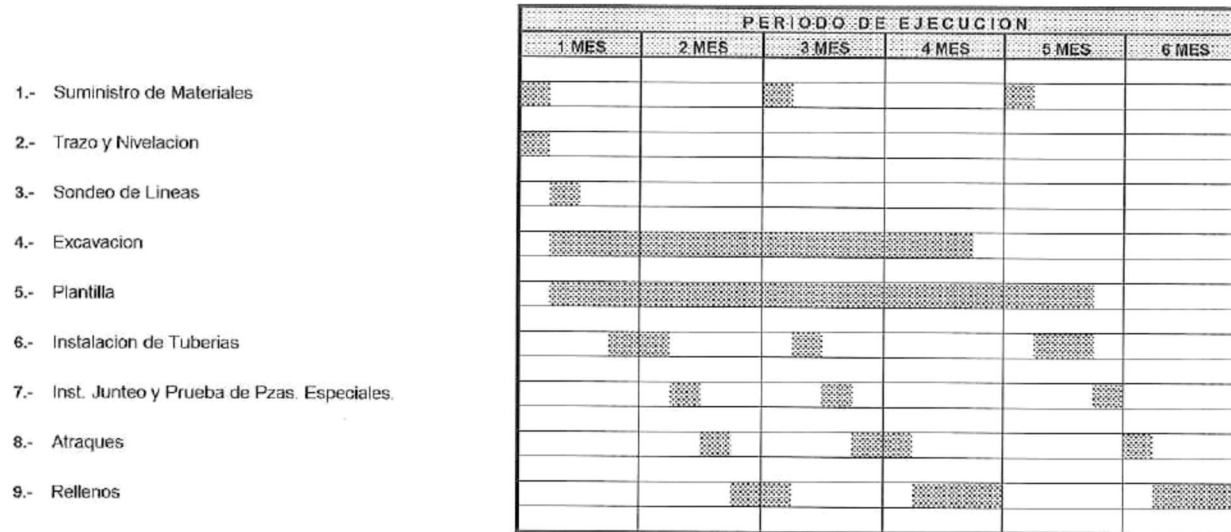
Red de Distribucion, Mano de Obra	34,603.02
Red de Distribucion, Materiales	49,791.89
SUMA	84,394.92

Red de Distribucion No.3

Obra :	Red de Distribucion No. 3 Isla de Cedros	Archivo :	Fecha :	Hoja :	
		Cedros	Noviembre'97	1 de 2	
Clave	Descripcion	Unidad	Cantidad	P . U .	Importe
RDMO	<i>Red de Distribucion, Mano de Obra</i>				
1	Trazo y nivelacion de la red de distribucion	m.l.	902.00	0.66	595.32
2	Sondeo de lineas existentes de agua potable para referencia y conexion incluye : Excavacion a maquina hasta 5 mts. de profundidad y relleno compactado al 95 % proctor	pza	1.00	276.84	276.84
3 80%	Excavacion a maquina en material tipo "B" en seco de 0 a 4 m. de profundidad.	m3	432.96	15.03	6,507.39
4 20%	Excavacion con equipo mecanico en material "C" en seco de 0 a 4 m. de profundidad,incluye: afloje con compresor y herramienta menor para extraccion del material.	m3	108.24	114.65	12,409.72
5	Plantilla apisonada de 10 cm de espesor, apisonada con pison de mano en zanjas incluye: Seleccion del material producto de la excavacion.	m3	54.12	41.48	2,244.90
6	Relleno acostillado y apisonado a mano hasta 30 cm sobre el lomo de tubo,incluye: Seleccion del material producto de la excavacion, incorporacion de humedad,homogenizado,tendido y compactado al 95% proctor.	m3	199.49	19.03	3,796.29
7	Relleno apisonado y compactado al 95 % proctor con equipo mecanico en capas de 20 cm de espesor,incluye: Seleccion del material e incorporacion de humedad.	m3	283.48	17.18	4,870.19
8	Inst., junteo y prueba de tuberia pvc ; incluye : equipo para prueba, flete a 1 km. bajado del material , lubricante para la tuberia C900 y cemento plastico No.- 711 para la tuberia solvent-weld. 75 mm (3 ") Ø (Solvent - Weld)	m.l.	902.00	3.44	3,102.88
10	Inst. de piezas especiales de pvc. hasta 6 " de diam. , incluye : cemento plastico # 711 , limpieza , prueba hidrostatica , acarreo y maniobras loc.	pza.	10.00	8.03	80.30
11	Construccion de atraques F'c=150 kg/cm2, incluye: Materiales y mano de obra. de 30 x 30 x 30 cms. para piezas de 75 mm (3 ")	pza	10.00	71.92	719.20
Sub - Total , Red de Agua Potable, Mano de Obra					34,603.02

PROGRAMA DE OBRA

RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE ISLA DE CEDROS



Avance(%)	0	20.78	24.68	23.38	15.58	8.76	6.82
Avance Acumulado (%)		20.78	45.46	68.84	84.42	93.18	100

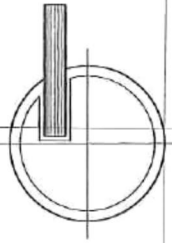
PLANOS

115°22'30"

115°05'30"

28°22'30"

28°22'30"



PIEDRA COLORADA

CABO SAN AGUSTIN

BAHIA DEL SUR

CEDROS

PUNTA MORRO REDONDO

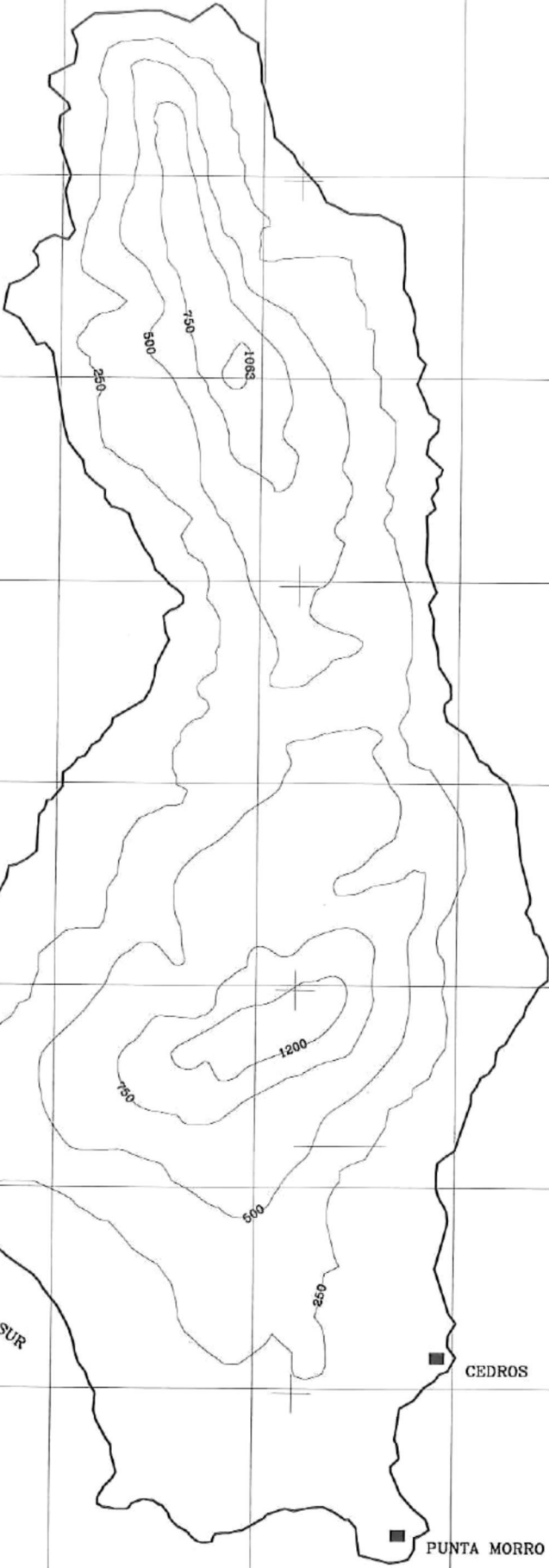
Isla de Cedros

115°22'30"

115°05'30"

28°01'10"

28°01'10"

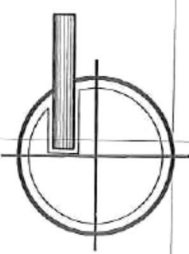





115°22'30"

115°05'30"

28°22'30"

28°22'30"



-  MATERIAL CONSOLIDADO
Con Posibilidades Bajas
-  MATERIAL CONSOLIDADO
Con Posibilidades Medias
-  MATERIAL NO CONSOLIDADO
Con Posibilidades Bajas

PIEDRA COLORADA

CABO SAN AGUSTIN

BAHIA DEL SUR

CEDROS

PUNTA MORRO REDONDO

Isla de Cedros
Plano Hidrologico
y de Aguas Subterraneas

28°01'10"

115°22'30"

28°01'10"

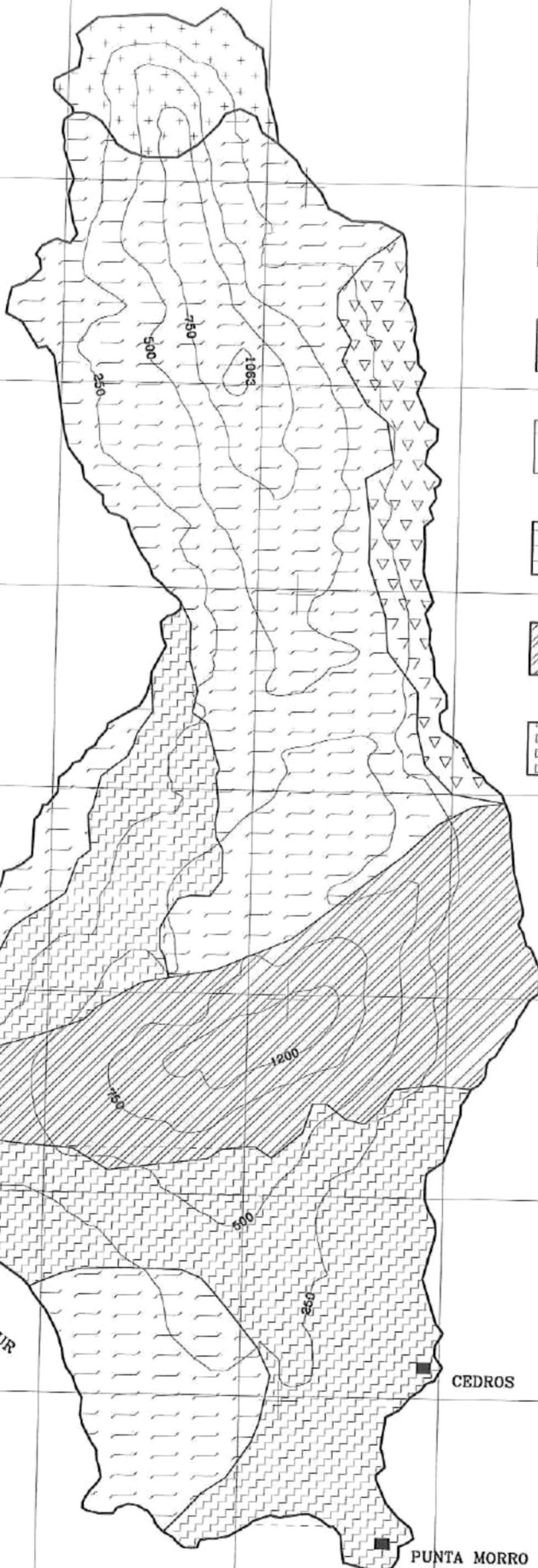
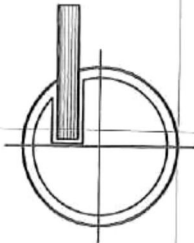
115°05'30"

115°22'30"

115°05'30"

28°22'30"

28°22'30"



ROCA SEDIMENTARIA
Asociaciones



ROCA IGNEA INTRUSIVA
Diorita



ROCA IGNEA INTRUSIVA
Granito



ROCA IGNEA INTRUSIVA
Monzonita, Sienita



ROCA METAMORFICA
Marmol, Esquisto



ROCA METAMORFICA
Marmol, Esquisto

PIEDRA COLORADA

CABO SAN AGUSTIN

BAHIA DEL SUR

CEDROS

PUNTA MORRO REDONDO

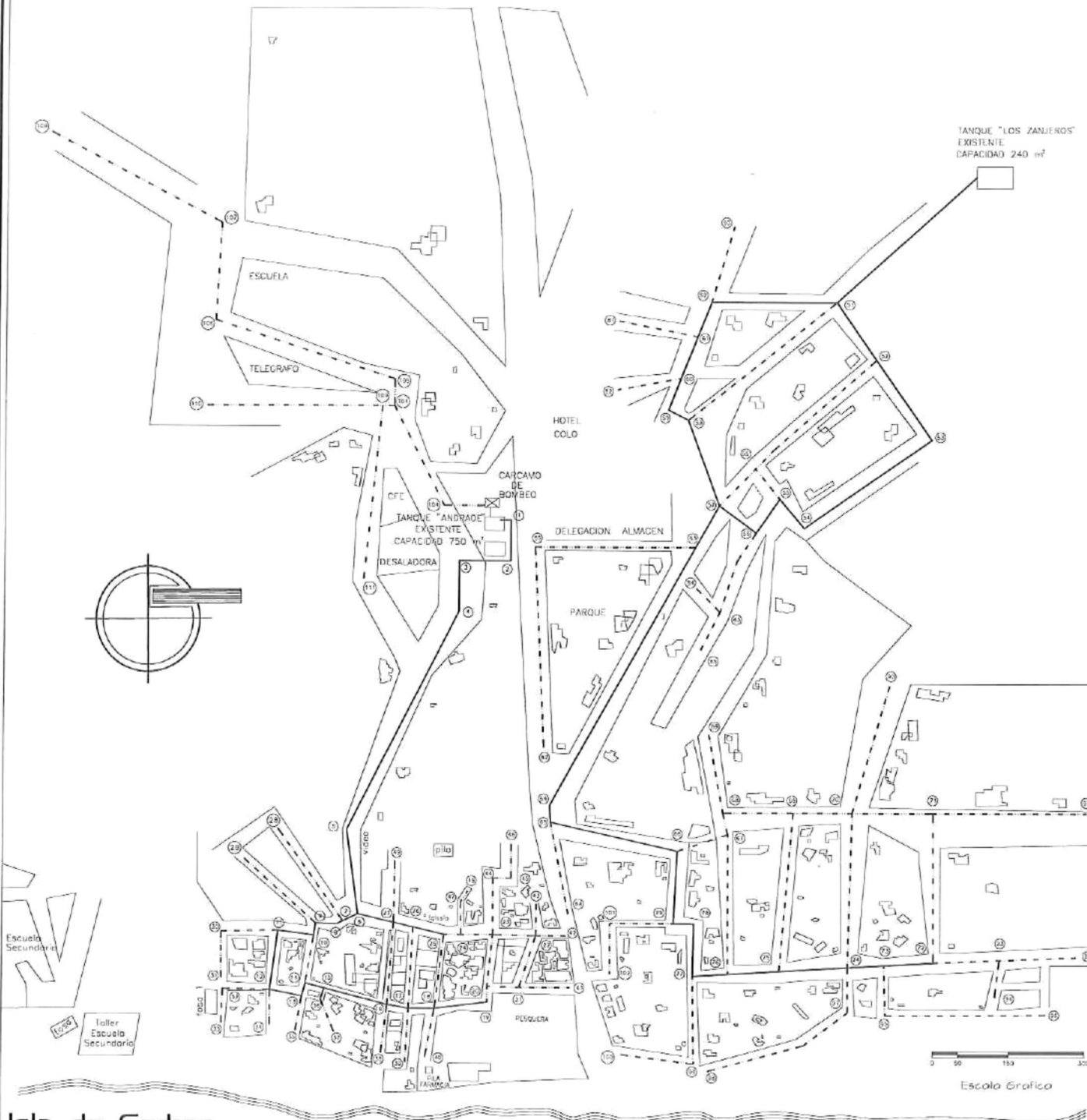
Isla de Cedros
Plano Geológico

115°22'30"

115°05'30"

28°01'10"

28°01'10"



SIMBOLOGIA

Tubería 100 mm (4") Ø.	—
Tubería 75 mm (3") Ø.	- - - - -
Tubería 50 mm (2") Ø.	- · - · -
Carcamo de Bombeo.	⊗
Tanque de Almacenamiento.	□
Valvula de Seccionamiento.	○

DATOS DE PROYECTO

Poblacion:	4500 Habitantes
Dotacion:	185 Lt/Hab/Dia
C.V.D.	1.2
C.V.H.	1.5
Gastos	
Q. M. A.	9.64 Lps.
Q. M. D.	11.56 Lps.
Q. M. H.	17.34 Lps.

CANTIDADES DE OBRA

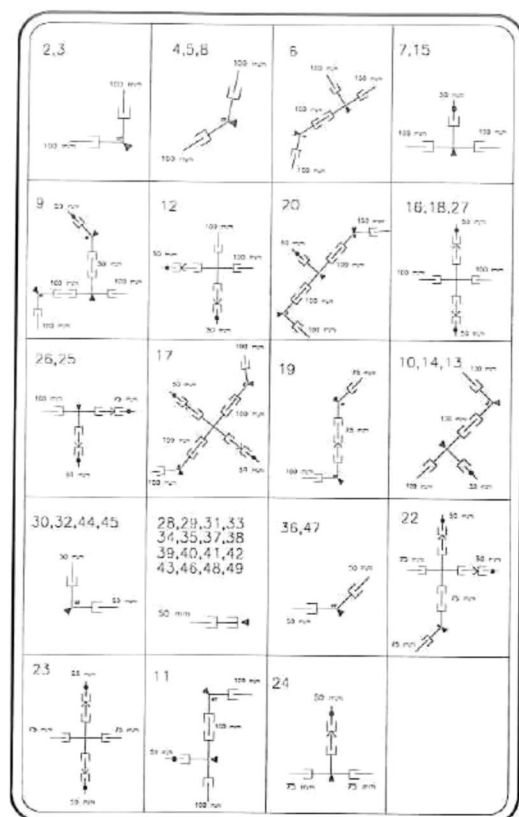
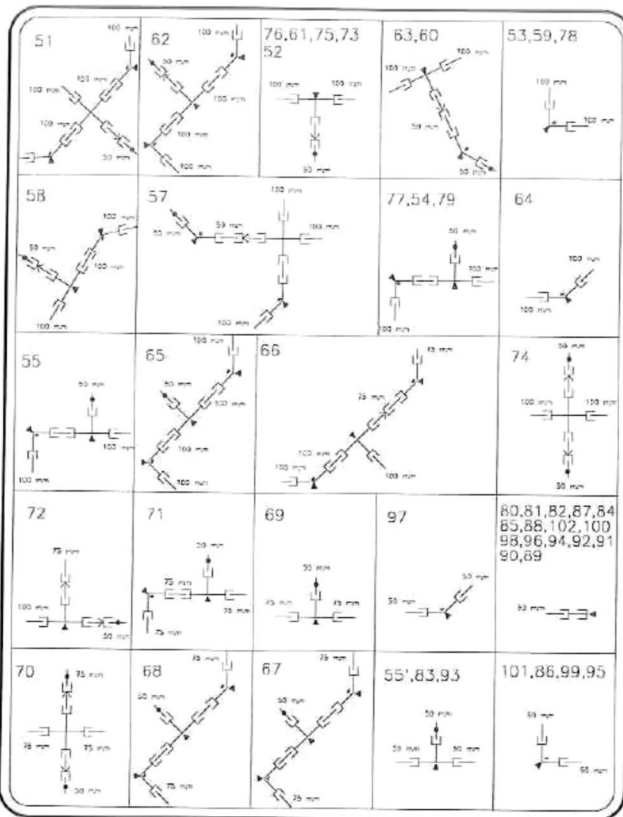
Tubería P.V.C. Cad-40 Solvent Weld Norma ASTM de:	
100 mm (4") de Diámetro.	2,713.0 m.l.
75 mm (3") de Diámetro.	1,442.8 m.l.
50 mm (2") de Diámetro.	4,003.0 m.l.
Excavacion en:	
Material "B" (80 %)	3,227.14 m3
Material "C" (20 %)	806.8 m3

U. A. B. C.		ESCALA INDICADA.
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA ENVIADA A LA CADENA		COORDINADOR: METROS
GERAL:	ISLA DE CEDROS RED DE AGUA POTABLE	FECHA: Nuestro 1997
CONTRATO:	RED DE AGUA POTABLE	PLAZO: UNO
PROYECTO:	P.ING. GERARDO AGUILAR RIVERA	ESTADO: CINCO

Isla de Cedros

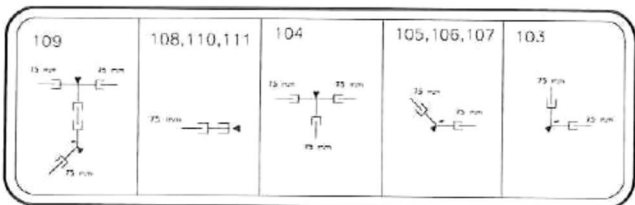
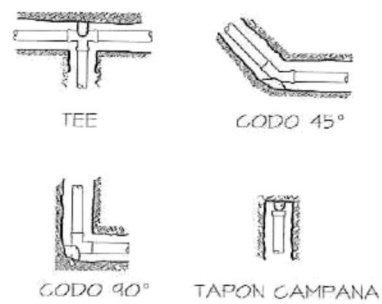
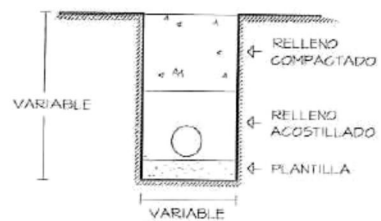
RED No. 2

	TRAMO	LONGITUD	
Conduccion	50 - 51	231.0	
	Tuberia Principal		
	51 - 62	114.0	
	62 - 61	35.0	
	61 - 60	49.0	
	60 - 59	30.0	
	59 - 58	45.0	
	58 - 57	75.5	
	57 - 52	71.0	
	52 - 53	74.0	
	53 - 54	121.8	
	54 - 55	34.0	
	55 - 56	31.0	
	56 - 51	40.0	
	57 - 63	30.0	
	63 - 64	219.6	
	64 - 65	24.6	
	65 - 66	74.8	
	66 - 78	64.2	
	78 - 79	17.0	
79 - 77	45.6		
77 - 76	35.1		
76 - 75	42.0		
75 - 74	66.4		
74 - 73	30.0		
73 - 72	48.3		
72 - 67	35.0		
67 - 68	18.0		
68 - 69	51.0		
69 - 70	61.0		
70 - 71	74.8		
71 - 72	110.0		
Tuberia Secundaria	51 - 56	167.0	
	52 - 55	124.8	
	55 - 51	60.0	
	55 - 55	38.0	
	67 - 76	45.0	
	69 - 75	112.0	
	70 - 74	111.0	
	Ramales	62 - 20	84.0
		61 - 61	100.0
		60 - 62	50.0
54 - 63		20.6	
63 - 65		34.9	
65 - 64		60.0	
63 - 66		60.0	
66 - 61		100.2	
65 - 68		74.9	
78 - 78		41.0	
101 - 102		42.0	
71 - 44		74.0	
14 - 97		72.0	
41 - 98		35.1	
13 - 95		147.0	
45 - 96	34.0		
72 - 93	62.0		
103 - 94	50.0		
45 - 92	18.0		
71 - 91	120.0		
70 - 90	15.0		
89 - 65	85.0		



RED No. 1

	TRAMO	LONGITUD
Conduccion	1 - 2	20.0
	2 - 3	20.0
	3 - 4	38.0
	4 - 5	236.0
	5 - 6	71.0
	Tuberia Principal	
6 - 7	10.0	
7 - 6	11.0	
6 - 9	16.5	
8 - 10	14.5	
10 - 11	34.0	
11 - 12	51.0	
12 - 13	30.6	
13 - 14	9.2	
14 - 5	13.0	
15 - 16	65.0	
16 - 17	22.0	
17 - 18	22.3	
18 - 19	51.1	
6 - 21	16.0	
21 - 26	21.9	
26 - 29	35.0	
29 - 24	5.0	
24 - 23	35.0	
23 - 22	41.0	
22 - 21	65.0	
21 - 20	26.6	
20 - 19	50.6	
Tuberia Secundaria	10 - 14	45.0
	21 - 6	23.0
	26 - 21	84.0
	25 - 16	82.0
	23 - 20	67.3
	Ramales	
1 - 26	10.0	
4 - 21	80.0	
11 - 30	36.0	
30 - 31	46.0	
12 - 32	31.0	
32 - 33	45.0	
12 - 34	48.2	
13 - 35	33.1	
15 - 36	9.20	
16 - 31	35.0	
16 - 36	45.0	
17 - 34	46.0	
18 - 40	10.0	
21 - 41	62.0	
22 - 42	15.0	
22 - 43	82.0	
23 - 44	52.0	
44 - 45	14.0	
45 - 46	42.0	
24 - 41	36.0	
47 - 48	14.0	
21 - 49	55.0	



RED No. 3

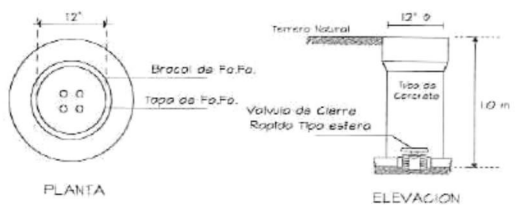
	TRAMO	LONGITUD
Conduccion	Tanque - 103	20.0
	Tuberia Principal	
	103 - 104	120.0
	104 - 105	16.0
104 - 109	34.0	
Ramales	103 - 110	115.0
	109 - 111	180.0
	105 - 106	200.0
	106 - 107	105.0
	107 - 108	50.0

SECCION DE EXCAVACION PROPUESTA

DIAMETRO NOMINAL	ALCANTARILLA	ANCHO	PROFUNDIDAD
MILIMETROS	PULGADAS	mts	mts
100	4	0.60	1.00
< 75	< 3	0.60	1.00

DIMENSION DE LOS ATRAQUES

DIAMETRO NOMINAL	ALTURA	LADO 'A'	LADO 'B'	VOL. POR ATRACHE
mm.	Pulg.	cm.	cm.	m ³
< 75	< 3	30	30	0.027
100	4	35	30	0.052



REGISTRO PARA VALVULAS

U. A. B. C.
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA
INSTITUTO DE BAJA CALIFORNIA

PROYECTO: ISLA DE CEDROS
RED DE AGUA POTABLE

CONTENIDO: CRUCEROS Y DETALLES

PROFESOR: P. ING. GERARDO AGUILAR RIVERA

ESCALA: INDICADA
UNIDADES: METROS
FECHA: Noviembre '97
PLANO: DOS
NO.: CINCO



SIMBOLOGIA

Tubería 100 mm (4") ϕ .	—
Tubería 75 mm (3") ϕ .	- - -
Tubería 50 mm (2") ϕ .	- · -
Cargamo de Bombeo.	⊠
Tanque de Almacenamiento.	□
Valvula de Seccionamiento.	○

DATOS DE PROYECTO

Poblacion:	1,305 Habitantes
Dotacion:	185 Lt/Hob/Dia
C.V.D.	12
C.V.H.	1.5
Gastos	
Q. M. A.	2,794 Lps.
Q. M. D.	3,353 Lps.
Q. M. H.	5,030 Lps.

CANTIDADES DE OBRA

Tubería P.V.C. Cad-40 Solvent Weld Norma ASTM de:	
100 mm (4") de Diámetro.	516.0 m.l.
75 mm (3") de Diámetro.	191.0 m.l.
50 mm (2") de Diámetro.	1,306 m.l.
Excavacion en:	
Material "B" (80%)	914.02 m ³
Material "C" (20%)	228.51 m ³

U. A. B. C.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA
ESTADIA BAJA CALIFORNIA

DETA: ISLA DE CEDROS
RED DE AGUA POTABLE

CONTADO: RED No. 1

PROYECTO: P.A.N.C. GERARDO AGUILAR RIVERA

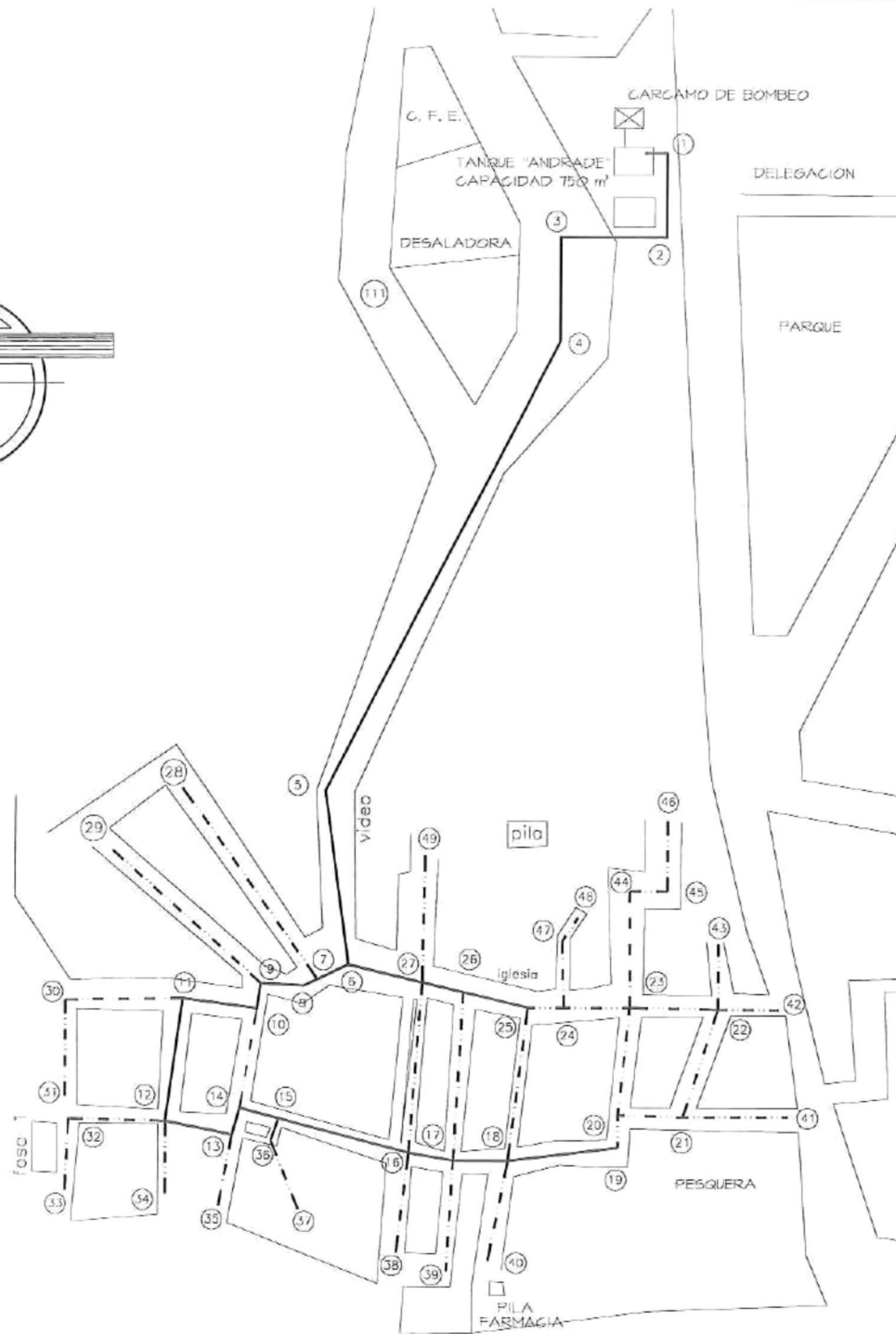
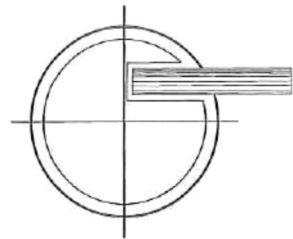
ESCALA:
INDICADA

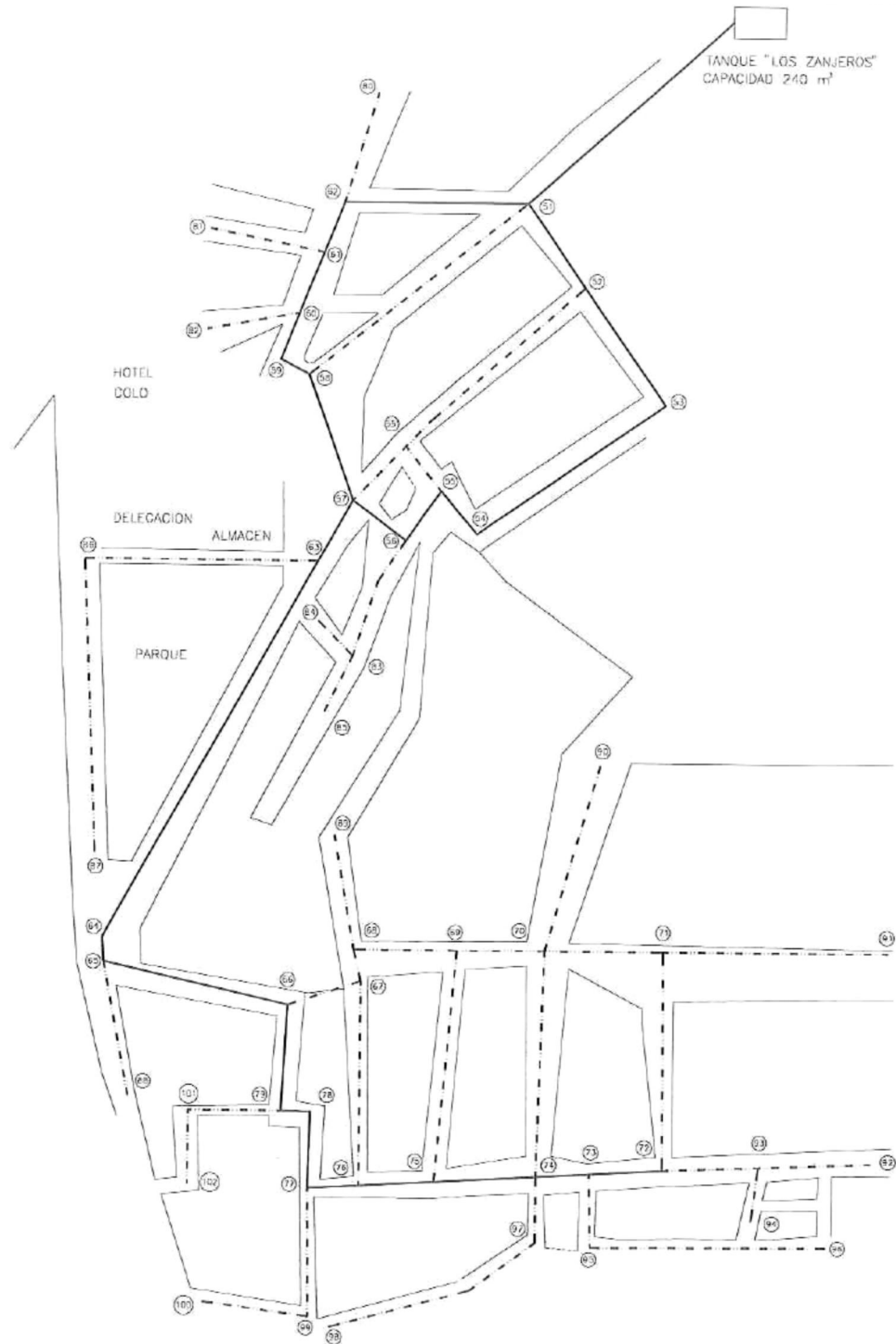
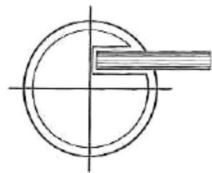
FECHAS:
METROS

FECHA:
Noviembre '99

PLANO:
TRES

EDICION:
CINCO





SIMBOLOGIA

Tubería 100 mm (4") ϕ .	—
Tubería 75 mm (3") ϕ .	- - - -
Tubería 50 mm (2") ϕ .	- · - · -
Tanque de Almacenamiento.	□
Valvula de Secionamiento.	○

DATOS DE PROYECTO

Poblacion:	2,250 Habitantes
Dotacion:	185 Lt/Hab/Dia
C.V.D.	1.2
C.V.H.	1.5
Gastos	
Q. M. A.:	4,818 Lps.
Q. M. D.:	5,782 Lps.
Q. M. H.:	8,673 Lps.

CANTIDADES DE OBRA

Tubería P.V.C. Cod-40 Solvent Weld Norma ASTM de:	
100 mm (4") de Diámetro.	1,836.4 m.l.
75 mm (3") de Diámetro.	349.80 m.l.
50 mm (2") de Diámetro.	2,646.6 m.l.
Excavacion en:	
Material "B" (80%)	1,880.16 m ³
Material "C" (20%)	470.05 m ³

U. A. B. C.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA
SISTEMA BAJA CALIFORNIA

CORNO:
ISLA DE CEDROS
RED DE AGUA POTABLE

CONTENIDO:
RED No. 2

PROYECTO:
P. ING. GERARDO AGUILAR RIVERA

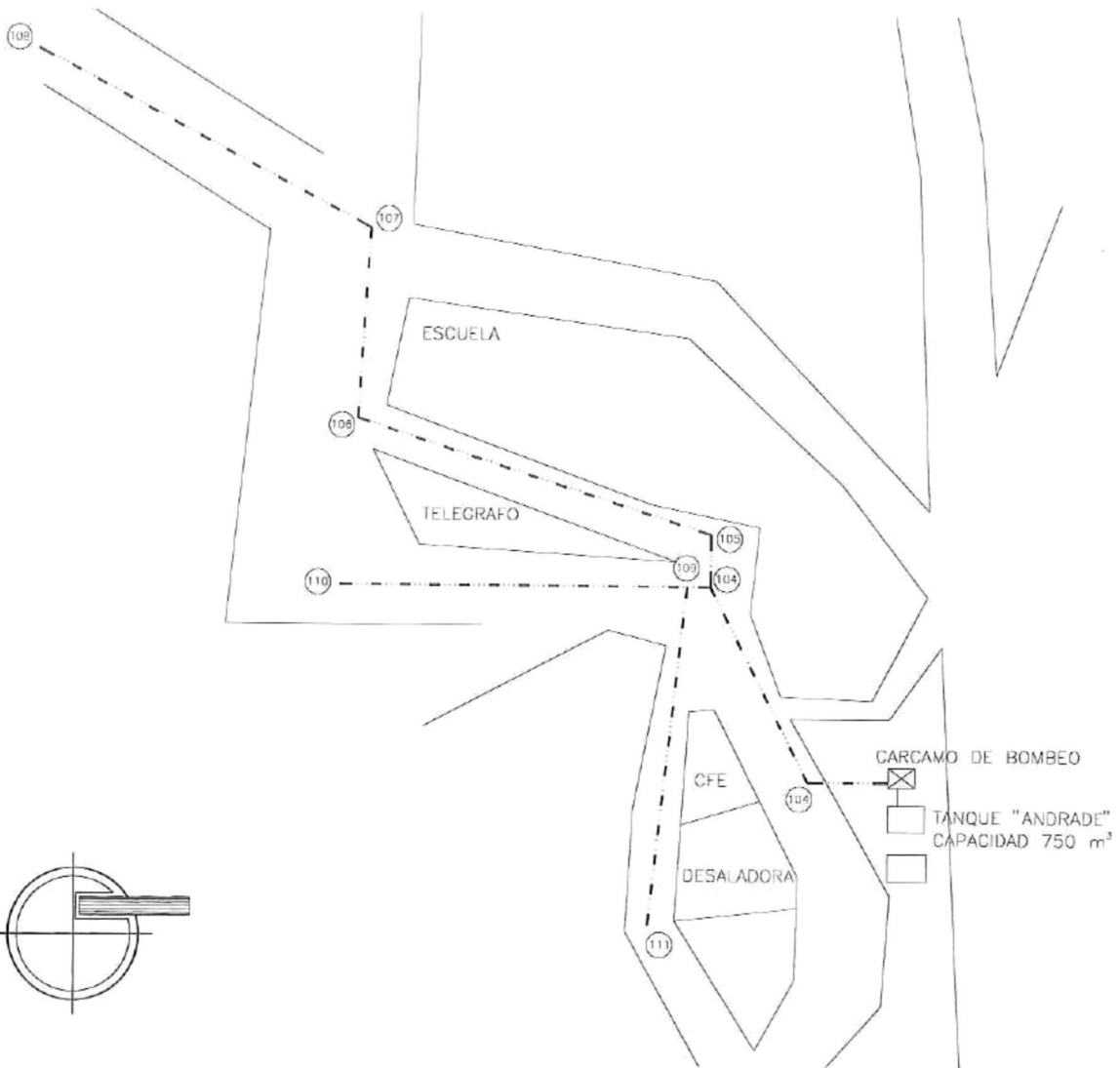
ESCALA:
INDICADA

UNIDADES:
METROS

FECHA:
Noviembre '07

PLANO:
CUATRO

BOC:
CINCO



SIMBOLOGIA

Tubería 100 mm (4" ϕ .	—
Tubería 75 mm (3" ϕ .	- - -
Tubería 50 mm (2" ϕ .	- · - · -
Carcamo de Bombeo.	⊗
Tanque de Almacenamiento.	□
Valvula de Seccionamiento.	○

DATOS DE PROYECTO

Poblacion:	445 Habitantes
Dotacion:	185 Lt/Hab/Dia
C.V.D.	1.2
C.V.H.	1.5
Gastos	
Q. M. A.	2.023 Lps.
Q. M. D.	2.428 Lps.
Q. M. H.	3.642 Lps.

CANTIDADES DE OBRA

Tubería P.V.C. Cea-40 Solvent Weld Norma ASTM des:	
75 mm (3" de Diámetro.	902.0 m.l.
Excavacion en:	
Material " B " (80 %)	432.96 m ³
Material " C " (20 %)	108.24 m ³

U. A. B. C.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA
ENSERADA BAJA CALIFORNIA

OBRA: ISLA DE CEDROS
RED DE AGUA POTABLE

CONTINENTE: RED No. 3

PROFESOR: P. ING. GERARDO AGUIAR RIVERA

ESCALA INDICADA.	
REPOSICION METROS	
FECH. Noviembre '07	
PLANO: CINCO	
SET: CINCO	

CONCLUSION:

El agua es un elemento decisivo para el desarrollo económico y social del país, ya sea para la salud de la población, la producción agrícola, la generación de energía eléctrica, el desarrollo urbano o el proceso de industrialización en general. Hoy su adecuado aprovechamiento es condición indispensable para superar los retos actuales y preservar el potencial de desarrollo futuro.

El enorme crecimiento de la demanda de agua, el agotamiento y extinción de las fuentes de abastecimiento, la continua contaminación de las corrientes y el incremento desproporcionado de los costos, han convertido el abastecimiento de agua, en uno de los problemas mas graves que enfrente el país y en una de las principales limitantes de desarrollo; y la Isla de Cedros no es la excepción.

Un sistema de distribución de agua potable se amplía para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro, hasta los consumidores para usos domésticos, de riego, industriales, etc., al proyectarlos debe estimarse la cantidad de agua potable que consumirá la comunidad, ya que deben proyectarse componentes del tamaño adecuado en el sistema de distribución del agua. El abastecimiento para ser realmente eficiente y dar un buen servicio, como es su objetivo, deberá tener como características; continuidad, calidad, cobertura y costo. Así mismo, cada obra integrante del sistema, desde captación, conducción, regularización, calidad del agua y distribución, cumplirá un objetivo dentro del sistema.

En este proyecto se observa que las fuentes de abastecimiento no satisfacen la demanda de la localidad, siendo otra alternativa para el suministro total buscar nuevas fuentes de abastecimiento, en base a los datos obtenidos por personal de COSAE , el cual ha realizado estudios Geohidrológicos en la Isla de Cedros.

La operación que se debe de realizar para un abastecimiento eficiente actual, es mediante la dotación por circuitos propuesta.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Manual de Hidráulica.
J.M. Acevedo, Guillermo Acosta A.
Editorial Harla Novena Edición.

- 2.- Manual de Hidráulica.
Horace Williams King.
Editorial Uteha, Primera Edición.

- 3.- Hidráulica.
Samuel Trueba Coronel.
C.E.C.S.A.

- 4.- Manual de diseño de obras civiles.
Comisión Federal de Electricidad.

- 5.- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
Versión castellana por Ing. J. Bagaria Blanxart.
Editorial Gustavo Gili S.A.

- 6.- Normas Generales para la Operación Control Hidráulico y Mantenimiento de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable.
Subsecretaria de Desarrollo Urbano, Diciembre de 1989.

- 7.- Manual de Normas Para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado.
Comisión Estatal de Servicios Públicos de Tijuana.
Tercera Edición, Octubre de 1995.

- 8.- Catalogo General Bombas Goulds.
Serie SSV Bombas verticales multi-etapas.

- 9.- Manual Gourman – Rupp, Entrenamiento para Distribuidores Internacionales.

- 10.- Procedimientos generales para operar equipo e instalaciones electromecánicas de un sistema de abastecimiento de agua potable.
Subsecretaria de Desarrollo Urbano y Ecología. Diciembre de 1989.

- 11.- Normas generales para el control hidráulico y mantenimiento de sistemas de abastecimiento de agua potable.
Subsecretaria de Desarrollo Urbano y Ecología. Diciembre de 1989.