



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

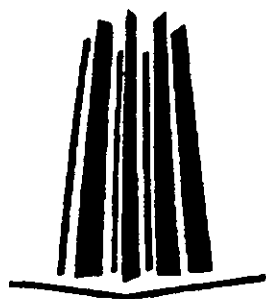
**DISEÑO DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN PARA EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS
POBLADOS DE LA DELEGACIÓN ÁLVARO OBREGÓN, D.F.**

287525

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
GILBERTO NEMECIO CONTRERAS CARABANTES

DIRECTOR DE TESIS: ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZALEZ.
SAN JUAN DE ARAGÓN, EDO DE MÉXICO

2001





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

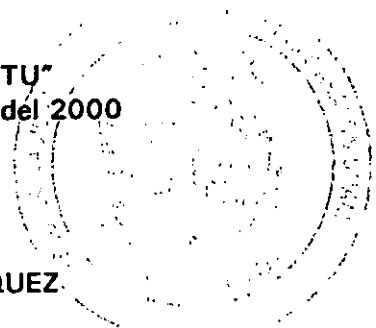
**GILBERTO N. CONTRERAS CARABANTES
P R E S E N T E.**

En contestación a la solicitud de fecha 24 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "DISEÑO DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACIÓN ALVARO OBREGON, D.F.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 5 de mayo del 2000
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



C p Secretaría Académica.
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/VER'IIa.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 7 de diciembre del año en curso, por la que se comunica que el alumno GILBERTO N. CONTRERAS CARABANTES, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACIÓN ÁLVARO OBREGÓN, D. F.", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 7 de diciembre del 2000

EL SECRETARIO


~~Lic. ALBERTO BARRA ROSAS~~

C p Asesor de Tesis.

C p Interesado.

AIR/RCC/vr


DEDICATORIAS Y AGRADACIMIENTOS

A Jehová Dios: Por brindarme la vida.

A mis padres:

Sra. Ofelia Carabantes López

Sr. Nemecio Contreras Ortíz:

Por todo su apoyo, cariño y voluntad, que sin escatimar esfuerzo alguno, han hecho de mí una persona de provecho, un hombre decidido y ambicioso en el estudio, por todo su amor y dedicación al ayudarme a lograr una meta más: mi carrera profesional.

A mis hermanos:

Laura, Samuel, Magda, Juan, Barbara, Rodolfo y Luisa:

Que siempre de una u otra manera me han ayudado, a pesar de todos sus problemas, por lo cual este logro también es de ustedes.

A Hortensia, Eunice y Noemí:

Por brindarme toda su confianza y amistad, el convivir con ustedes ha hecho que me sienta parte de su familia, siempre las tendré presente y estarán en un lugar muy especial de mi corazón, las quiero mucho.

A María Elena:

Por ser una amiga de gran calidad humana, con mucha madurez y cualidades únicas, de ti aprendí mucho, espero que nunca cambies y nuestra amistad perdure para siempre, tú lo sabes, te admiro y te quiero mucho.

Al Ing. Agustín T. Pérez Reyes:

Por su cooperación en la integración de este trabajo y el apoyo que me proporciono cuando yo lo necesitaba, además de haberme brindado la oportunidad de colaborar en su equipo de trabajo.

Al Ing. Martín L. Cruz Miguel:

Por toda la ayuda y motivación que me brindaste para elaborar este trabajo.

A la UNAM, ENEP Campus ARAGON:

Por darme la oportunidad de ser parte de ella.

A mi asesor de tesis:

Ing. Gilberto García Santamaría González:

Por su destacada e insuperable colaboración, su dedicatoria y tiempo, a pesar de sus grandes responsabilidades, le agradezco el prestarme su valiosa ayuda y experiencia,

A todos mis profesores:

Que de alguna manera intervinieron en mi formación profesional, compartiendo sus conocimientos y experiencias.

A mis sinodales:

Ing. Pascual García Cuevas

Ing. Maridel Zarate Morales

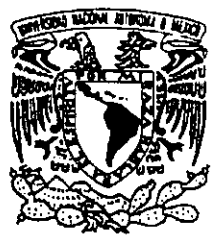
M. en I. Daniel Velázquez Vázquez

Ing. María De Los Angeles Sánchez Campos:

Por todo su apoyo, ayuda y disponibilidad que me brindaron para alcanzar mi desarrollo profesional.

MUCHAS GRACIAS

Gilberto Nemecio Contreras Carabantes



ÍNDICE

ÍNDICE

	<i>Página</i>
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	
CONCEPTOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES	3
I.1 CONCEPTOS DE HIDRÁULICA	3
I.1.1 Definiciones	3
I.1.2 Tipos de flujo	4
I.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES	5
I.2.1 Ecuación de continuidad	5
I.2.2 Ecuación de la energía	6
I.2.3 Ecuación de impulso y cantidad de movimiento	8
I.3 CONDUCTOS A PRESIÓN	9
I.3.1 Hidráulica de conductos a presión	9
I.4 LÍNEAS DE CONDUCCIÓN	11
I.4.1 Líneas de conducción, conceptos y ecuaciones	11
I.4.2 Pérdidas por fricción	13
I.4.3 Pérdidas menores	15
I.5 DISEÑO DE LA CONDUCCIÓN	16
I.5.1 Conceptos básicos de abastecimiento de agua potable	16
I.5.2 Ecuaciones para el diseño de la conducción	17
I.5.3 Determinación del diámetro de la tubería	17
I.5.4 Diseño de válvulas	18
I.6 LLENADO Y VACIADO DE LA CONDUCCIÓN	18
I.6.1 Llenado programado	18
I.6.2 Vaciado programado	19
I.7 OPERACIÓN ESTACIONARIA	19
I.7.1 Vaciado accidental a gasto nulo	19
I.7.2 Vaciado accidental a gasto parcial	19
I.8 BOMBAS HIDRÁULICAS	19
I.8.1 Conceptos y ecuaciones de bombas hidráulicas	19
CAPÍTULO II	
SISTEMA DE AGUA POTABLE ACTUAL	23
II.1 MARCO DE REFERENCIA DE ASPECTOS FÍSICOS DE LA DELEGACIÓN	23
II.1.1 Descripción general.	23
II.2 MARCO DE REFERENCIA DE ASPECTOS URBANOS	26
II.2.1 Aspectos de desarrollo urbano	26
II.2.2 Modelos y métodos para estimar poblaciones.	27
II.2.3 Estimación de la población de la delegación	30
II.2.4 Estimación de la población para las comunidades en estudio	31
II.3 INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA ACTUAL	33
II.3.1 Fuentes de aprovechamiento para la delegación.	34
II.3.2 Descripción de las líneas de conducción	36
II.3.3 Descripción de las líneas de conducción de los poblados	36
II.3.4 Plantas de rebombeo y tanques	37

	<i>Página</i>
CAPÍTULO III	
PROBLEMÁTICA Y OPCIONES DE SOLUCIÓN	38
III.1	38
III.1.1	38
III.1.2	38
III.1.3	39
III.1.4	40
III.2	41
III.2.1	41
III.2.2	41
III.2.3	42
III.2.4	48
III.2.5	48
III.2.6	49
III.2.7	52
CAPÍTULO IV	
DISEÑO HIDRÁULICO DE FLUJO ESTABLECIDO	53
IV.1	53
IV.1.1	53
IV.1.2	53
IV.1.3	57
IV.1.4	58
IV.1.5	60
IV.1.6	60
IV.1.7	61
IV.2	61
IV.3	74
CAPÍTULO V	
TRANSITORIO HIDRÁULICO	86
V.1	86
V.1.1	86
V.1.2	86
V.1.3	86
V.1.4	86
V.1.5	87
V.1.6	87
V.1.7	88
V.1.8	88
V.1.9	92
V.2	93
V.2.1	93
V.2.2	93
V.2.3	93
V.2.4	94
V.2.5	95
V.3	95
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99

	<i>Página</i>
ANEXOS:	
ANEXO " A " MEMORIAS DE CÁLCULO	101
A.1 DIAMETRO MÁS ECONOMICO	101
A.2 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS POR LA ECUACIÓN DE DARCY-WEISBACH Y LÍNEA PIEZOMÉTRICA	106
A.3 ANÁLISIS DE LOS VOLUMENES DE OBRA	112
A.4 RESULTADOS DEL PROGRAMA ANÁLISIS HIDRAULICO EN TUBERIAS AH	113
ANEXO " B " ANTEPRESUPUESTO DE LAS OBRAS PLANTEADAS	124
B.1 ANTEPRESUPUESTO LÍNEA DE CONDUCCIÓN AO-8 – SAN DIEGO II	124
B.2 ANTEPRESUPUESTO LÍNEA DE CONDUCCIÓN ZACAMULPA – SANTA ROSA XOCHIAK No. 5	134
ANEXO " C " PLANOS DE PROYECTO	144
C.1 LÍNEA DE CONDUCCIÓN AO-8 – SAN DIEGO II	145
C.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN ZACAMULPA – SANTA ROSA XOCHIAK NO. 5	146
C.3 PROYECTO TIPO DE EQUIPO DE BOMBEO	147
BIBLIOGRAFÍA	148



INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Las líneas de conducción como un sistema ha tenido una gran relevancia en su utilización por el hombre, pues es la conexión para transportar agua procedente de una fuente hasta un punto que bien es un poblado, y así poder solventar las necesidades de agua potable a una población.

El presente trabajo de tesis tratará del diseño de una línea de conducción, no solo en forma teórica, que se encuentra en varios libros y manuales referentes al diseño, sino que en forma integral es decir, ejemplificado con dos diseños de líneas de conducción de una problemática real, en dos poblados distintos San Bartolo Ameyalco y Santa Rosa Xochiac, de la delegación Alvaro Obregón, D.F., cuya problemática es la carencia del suministro de agua potable, que de alguna manera se ha originado por la migración de los habitantes a estos poblados, esto da como resultado la construcción de más viviendas en sitios donde la planeación y normatividad vigente ya no lo permite, así la infraestructura para dotarlos de los servicios de agua potable y además de alcantarillado, resulta ineficiente.

Este diseño bien sirve para tener más que un procedimiento con ejemplos prácticos, una guía de diseño de líneas de conducción con su respectivo análisis de flujo establecido (operación estacionaria) y flujo transitorio, no se pretende de ninguna manera afectar el diseño y proyecto ya planteado por el organismo operador (DGCOH), sino más bien los resultados de este trabajo sirven como una comparativa de los estudios y proyectos ya terminados y realizados por este organismo, es por eso que el trazo de cada conducción es independiente al de estos, se tiene resultados propios, para que sirva a todo aquel que pretenda proyectar una conducción.

Esta enfocado para todos los interesados en la hidráulica en el análisis de la aplicación de las ecuaciones fundamentales, también en abastecimiento de agua potable y captaciones y conducciones, en cuanto al diseño de las líneas de conducción, su fuente captación, transporte, la regularización y su distribución, así como su operación del sistema de bombeo, y transitorio hidráulico, cabe señalar que este trabajo esta limitado hasta la distribución, por considerarse que esta dentro de otro contexto y su análisis implicaría un trabajo adicional.

Este trabajo se ha ordenado de tal forma que se tiene tanto teoría, conceptos, ecuaciones, formulas, para su aplicación al diseño de líneas de conducción, en forma integral, así como el análisis de la problemática en dicha delegación, y las nuevas propuestas a las opciones de solución ya planteadas en estudios, no se pretende remplazarlas, considerando que se también se analiza de manera previa el transitorio hidráulico.

En el primer capítulo sé a ordenado en tres partes, de tal manera que, se presenta primeramente la teoría, los conceptos, más básicos de la hidráulica, así como las ecuaciones fundamentales, para su aplicación en el flujo establecido y transitorio. Después en la segunda parte se tienen los conceptos de abastecimiento de agua potable para el diseño de la conducción y sus estructuras complementarias, se presentan formulas y tablas para su manejo en el diseño. Y por última parte se presentan los aspectos relativos a las bombas hidráulicas que se integrarán en el diseño, y tener las bases de su diseño y la selección del equipo de bombeo.

El segundo capítulo, se analiza la situación en forma general de la delegación, considerando sus aspectos físicos mostrando cuadros con sus principales características y urbanos, dentro de estos últimos el análisis de la proyección de la población mediante modelos y métodos, estimándose la población hasta el año 2020, también se determina la población para el año 2013 de los poblados ya mencionados, la parte final de este capítulo se trata de forma general la infraestructura con que cuenta la delegación, hasta 1998, valiéndose de tablas para su ejemplificación, es decir se trata de un diagnostico previo al diseño.

El tercer capítulo se presenta la problemática pero de forma particular, es decir, solo los poblados en estudio, se presentan los esquemas del funcionamiento hidráulico de estos dos poblados, para su análisis de la problemática encontrada. La extensión del presente trabajo esta limitado a identificar las zonas de estos mismos poblados que cuentan con carencias y deficiencias en la infraestructura así como en el suministro de agua potable, zonas donde el servicio es intermitente, zonas donde se presentan altas y bajas presiones y la alta incidencia de fugas, con la problemática antes señalada, se analizará el funcionamiento hidráulico de la infraestructura existente y posteriormente se consideran las opciones de solución ya planteadas mismas que sirven para proponer otras opciones basadas en un diseño, solo quedan como propuestas, por ultimo se consideran en este capítulo el aprovechamiento de las fuentes, los gastos que pueden ser aprovechados en estas mismas opciones de solución y poder contar con soluciones técnicamente viables, verificando mediante la información disponible los gastos de aprovechamiento y de diseño, una vez realizado esto, se tendrá los suficientes recursos para el

diseño de la línea de conducción y su llegada a las estructuras de recepción. Para su posterior distribución, además de definir las acciones de mantenimiento, funcionamiento, operación y construcción suficientes.

El cuarto capítulo corresponde al diseño hidráulico a flujo establecido, de las opciones seleccionadas, se dan algunos conceptos preliminares para el diseño, que tienen que ver con la operación, posteriormente se da el procedimiento de diseño general, y por último se tiene el diseño de las líneas de conducción para los poblados ya referidos en este se calculan los gastos de diseño correspondientes, se trazan las líneas de conducción, se considera el material recomendado para las tuberías, se analiza el diámetro más económico, se esquematiza el funcionamiento hidráulico de cada diámetro seleccionado, se seleccionan los equipos de bombeo con sus respectivas curvas características y su operación, así como costos de operación, una vez realizado esto se presenta un antepresupuesto económico estimado para su ejecución, y así se logra mejorar la calidad de los servicios de agua potable, beneficiando los poblados descritos anteriormente.

En el quinto capítulo, primeramente se da un esbozo de los principios para el transitorio hidráulico, es decir algunos de los conceptos más representativos, como conceptos y formulas para su posterior análisis del transitorio hidráulico en estas líneas de conducción, se tiene que para simular el funcionamiento de estos conductos.

Finalmente se presentan tres anexos estos son: primer anexo las memorias de cálculo que tienen que ver con el diseño del flujo establecido, es decir las pérdidas por fricción en la línea de conducción por medio de Darcy-Weisbach, de esta se basa el diseño, en el segundo anexo se presentan los antepresupuestos de estas líneas de conducción, en el tercer anexo se muestran los planos del diseño como un esquema de anteproyecto, estos planos son planta, perfil y planta de bombeo tipo, respectivamente.



CAPÍTULO I

CONCEPTOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES

CAPÍTULO I

CONCEPTOS Y ECUACIONES FUNDAMENTALES

I.1 CONCEPTOS DE HIDRÁULICA

I.1.1 Definiciones

Fluido

Es un cuerpo donde sus moléculas tienen la propiedad de moverse, unas con relación a otras, bajo la acción de fuerzas de mínima magnitud, éstas y toman la forma del recipiente que los contiene cambiando su forma con la de éste, pero conservando siempre su volumen constante.

Densidad

Se define como relación de la masa del fluido contenido en la unidad de volumen, por lo cual es independiente de la aceleración de la gravedad y siendo una constante absoluta para cada fluido.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (1.1)$$

donde

m = masa del fluido (w/g), en kg

V = volumen de la sustancia, en m^3

Peso específico

Se define como la relación entre peso de un fluido y el volumen, esta relacionado con la densidad.

$$\gamma = \frac{w}{V} \quad (1.2)$$

donde:

w = peso del fluido, en kg

V = volumen del fluido, en m^3

Compresibilidad

Es la propiedad que tienen los cuerpos de reducir su volumen, bajo la acción de presiones externas. Considerándose la ley de conservación de la masa, a un aumento de presión corresponde un aumento de masa específica o disminución de volumen.

$$E_v = - \frac{dp}{\frac{dv}{v}} + \frac{dp}{\frac{d\rho}{\rho}} \quad (1.3)$$

donde:

E_v = modulo de elasticidad volumétrica del fluido.

Presión

Se define como la fuerza de cualquier superficie en contacto con un fluido y debe de ser normal a la superficie, esta fuerza es la presión que es la magnitud de la fuerza por unidad de área.

$$p = \frac{f}{A} \quad (1.4)$$

donde:

f = Fuerza, en Newton

A = Area, en m^2

Presión atmosférica

Considera la presión del aire que se encuentra en la atmósfera, la presión en la superficie de un líquido es ejercida por los gases que se encuentran en su interior, de esta manera se define a la presión atmosférica, como la presión absoluta que lo esta rodeando.

Velocidad

La velocidad de un fluido $v(s, t)$, es la velocidad de un elemento del fluido en la posición s , y en el tiempo t , es una magnitud cinemática. La posición de una partícula líquida, cuyo movimiento define una línea de corriente que coincide con el eje del conducto o la coordenada curvilínea (s), puede determinarse por la longitud del camino recorrido sobre esta última a partir del origen 0 y como una función escalar del tiempo, $x = x(t)$, condiciones donde el vector velocidad se define en cualquier punto como $v = vT$. Es decir se tiene la siguiente expresión:

$$v = \frac{ds}{dt} T \quad (1.5)$$

Aceleración

La aceleración a es la tasa de variación de la velocidad respecto al tiempo para un elemento del fluido que se desplaza con velocidad. Del desarrollo de los límites y derivadas se tiene que:

$$a = \left(\frac{\partial v}{\partial x} \frac{v^2}{2} + \frac{\partial v}{\partial t} \right) T - \frac{v^2}{r_c} N \quad (1.6)$$

Gasto

Se define como el volumen de agua medido en una unidad de tiempo, en una determinada sección, el volumen de líquido que atraviesa esta sección en la unidad de tiempo.

Fuerzas viscosas

Se trata de las fuerzas de un flujo, a saber Turbulento, Transición y Laminar, que se pueden obtener a partir del número de Reynolds.

1.1.2 Tipos de flujo**Flujo unidimensional**

Se clasifica dentro del espacio, cuando sus características hidráulicas en un conducto a presión p , velocidad v y el gasto Q son variables respecto al tiempo y dada una coordenada curvilínea x se hace coincidir con el eje del conducto, a este se le denomina flujo unidimensional.

Flujo permanente

Se clasifica dentro del tiempo este es cuando las características en una determinada sección del conducto a presión permanecen constantes en cualquier instante y no varían con respecto al tiempo.

$$\frac{\partial}{\partial t} (p, v, Q) = 0 \quad (1.7)$$

Flujo no permanente

También se clasifica dentro del tiempo también conocido como transitorio y este es cuando se presentan las características hidráulicas en una sección determinada del conducto a presión variando de un instante a otro con respecto al tiempo, entonces se presenta el flujo no permanente.

$$\frac{\partial}{\partial t} (p, v, Q) \neq 0 \quad (1.7.1)$$

Flujo uniforme

Clasificado dentro de la distancia, esto es cuando la magnitud de la velocidad media en la dirección general del movimiento no varía de una sección a otra, por lo cual se presenta el llamado flujo uniforme.

$$\frac{\partial}{\partial x} = 0 \quad (1.8)$$

Flujo no uniforme

Sin embargo si se tiene un flujo en un conducto y la magnitud de la velocidad media en dirección general del movimiento varía de una sección a otra se tiene un flujo no uniforme, clasificado al igual que el anterior dentro de la distancia.

$$\frac{\partial}{\partial x} \neq 0 \quad (1.8.1)$$

Flujo compresible

Cuando un flujo pasa de una sección a otra en un conducto a presión y los cambios en la densidad del agua no son despreciables, entonces se trata de un flujo compresible.

$$d\rho \neq 0 \quad (1.9)$$

Flujo incompresible

Un fluido se considera incompresible si al pasar de una sección a otra del conducto los cambios en la densidad del agua son despreciables.

$$d\rho = 0 \quad (1.9.1)$$

Flujo establecido o estacionario

Sea $v(r, v)$ es independiente del tiempo t , se dice que es un flujo establecido, esto es, en un punto cualquiera del fluido la velocidad de cada partícula del fluido que pasa es siempre la misma.

Se caracteriza al flujo que no está alterado por ningún cambio en su operación, por la presencia de un gasto constante en el tiempo.

Flujo transitorio

Se puede definir como el flujo no permanente intermedio que tiene lugar entre el permanente final inicial en un conducto, se le conoce también como golpe de ariete.

Sea $v(r, v)$ esta en función del tiempo es decir se tiene las velocidades son función del tiempo, se trata del flujo que está alterado por el transitorio hidráulico.

1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES**1.2.1 Ecuación de continuidad**

El principio de la conservación de la materia, establece "La masa del fluido que en la unidad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte se queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen"¹, de la siguiente expresión se resume lo siguiente:

$$\text{La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera del volumen en la unidad de tiempo} + \text{La rapidez de variación de la masa contenida en el volumen} = 0$$

Se considera una vena líquida **Figura 1.1.1** que está limitada por la superficie 3 y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones, las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio V , que se considera representativo de toda sección y dirección tangencial al eje de la vena.

Considerando un volumen elemental de líquido limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida, así como por dos secciones transversales normales al eje de la vena, separadas la distancia, donde s representa la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena.

La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera, del volumen elemental en estudio implicada con la rapidez con que varía la masa dentro del mismo, el principio de conservación de la masa y aceptando que la variación longitudinal elemental es despreciable y mediante derivas parciales y por último derivadas totales, se tiene:

$$\rho v A + \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} (\rho v A) dx - \rho v A - \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} (\rho v A) = \frac{\partial}{\partial x} (\rho v A) dx \quad (1.10)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho A dx) \quad (1.10a)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (\rho v A) dx + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A dx) = 0 \quad (1.10b)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (\rho v A) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A) = 0 \quad (1.10c)$$

$$\rho A \frac{\partial}{\partial x} + \rho \left(v \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left(v \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0 \quad (1.10d)$$

¹ Sotelo Avila, Gilberto, Hidráulica General Vol. I Fundamentos, Editorial Limusa. pp. 114-117

$$\frac{dA}{dt} = \frac{\partial A}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} = v \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} \quad (I.10e)$$

$$\frac{d\rho}{dt} = \frac{\partial \rho}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = v \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (I.10f)$$

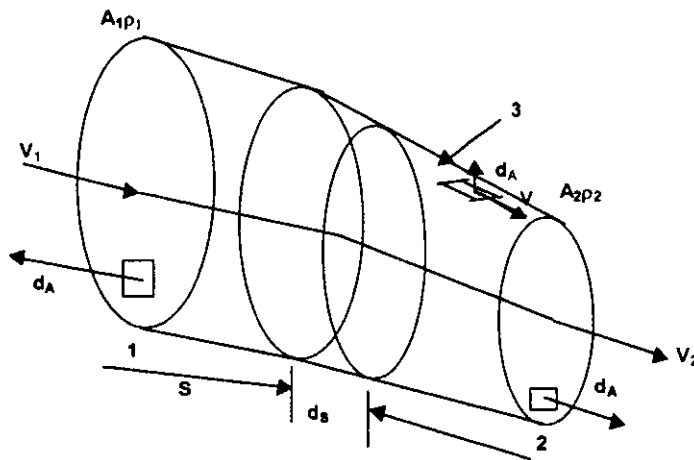


Figura I.1.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida

Substituyendo la Ecuación(I.10e) y Ecuación(I.10f) en Ecuación(I.10d) y si se divide entre ρA da como resultado la ecuación de la continuidad para un conducto con flujo no uniforme, no permanente y compresible, Ecuación(I.10.1) y su aplicación lo constituye el problema de golpe de ariete.

$$\frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dt} = 0 \quad (I.10.1)$$

Para un flujo permanente, las derivadas con respecto al tiempo de la Ecuación(I.10.1) se eliminan resultando

$$\frac{\partial}{\partial s} \rho VA = 0 \quad (I.10.2)$$

donde: $\rho VA = \text{constante}$

Para un flujo incompresible, que es la usual en el presente trabajo.

$$VA = \text{Constante} \quad (I.10.3)$$

Esto significa que el gasto que circula en cada sección del flujo permanente es constante, para las dos secciones transversales 1 y 2 del flujo, finalmente se cumple la Ecuación(I.10.4)

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (I.10.4)$$

La invariabilidad del gasto (Q) en cada sección del conducto es:

$$Q = AV \quad (I.10.5)$$

donde

Q = gasto en el conducto, en m^3/s

V = velocidad media en la misma sección, en m/s

A = área de la sección transversal, en m^2

La ecuación es el resultado de aplicar la forma general de la ecuación de continuidad a una vena líquida, al considerar flujo permanente y densidad constante. Es un balance de masa que establece la igualdad del gasto en todas las secciones de una vena líquida, siendo el conducto la frontera de esta, además aplicable a nodos, establece que la suma de gastos en un nodo es igual a cero, observando si entran o salen del nodo.

$$\sum Q = 0 \quad (I.10.6)$$

1.2.2 Ecuación de la energía

De las ecuaciones de movimiento para una línea corriente en un flujo de un líquido real rotacional no permanente.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r = C(t) - \frac{1}{g} \int_s \frac{\partial v}{\partial t} ds \quad (I.11)$$

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (\text{I.11a})$$

Si el flujo es permanente, la integral de la Ecuación(I.11) se va, entonces $C(t) = C_1$ constante.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h_r = C_1 \quad (\text{I.11b})$$

Si en el flujo, además no ha fricción la Ecuación(I.11b) toma la expresión:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = C_1 \quad (\text{I.11c})$$

Esta Ecuación(I.11c) es la ecuación de **Bernoulli** para una línea de corriente. La Ecuación(I.11) sería válida para la vena líquida de la Figura I.1.1 para las magnitudes de z , ρ y p , pero no con la velocidad v , es menos exacta debido a la distribución de velocidades en la sección esta se aparta del valor medio, se comete un error en el cálculo de dicho valor medio.

La Ecuación(I.11) y Ecuación(I.11a) el término $v^2/2g$ representa la energía cinética que tiene la unidad de peso, la que corresponde al peso del líquido que atraviesa el área da en la unidad de tiempo será: $\gamma v da V^2/2g$. En la misma forma la energía cinética que posee todo el peso que fluye a través de una sección de la vena líquida, en unidad de tiempo, es $\gamma A \alpha V^2/2g$, donde α corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad, entonces se tiene Ecuación(I.11d) se tiene que γ es el valor medio del peso específico en toda la sección Ecuación(I.11.1) y de la Ecuación(I.11a) se tiene Ecuación(I.11e) y Ecuación(I.11.2)

$$\alpha \frac{v^2}{2g} \gamma A = \iint_A \frac{v^2}{2g} \gamma v da \quad (\text{I.11d})$$

$$\beta V \rho VA = \iint_A v \rho v da \quad (\text{I.11e})$$

$$\alpha = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V} \right)^2 dA \quad (\text{I.11.1})$$

$$\beta = \frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V} \right)^2 dA \quad (\text{I.11.2})$$

Los coeficientes α y β se conocen como los coeficientes de Coriolis y de Boussinesq, entonces la Ecuación(I.11a) corregida resulta:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} + h_r \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial \beta V}{\partial t} \quad (\text{I.11.3})$$

La Ecuación(I.11.3) es la ecuación diferencial de la energía para una vena líquida o ecuación dinámica. Si la Ecuación(I.11.3) se integra se obtiene la ecuación general de la energía para una vena líquida.

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(\beta V)}{\partial t} ds \quad (\text{I.11.4})$$

Si el flujo es permanente $\frac{\partial \beta V}{\partial t} = 0$, la Ecuación(I.11.4) resulta:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (\text{I.11.5})$$

Cada término es una carga y tiene las dimensiones de una longitud. Para comparar estas cargas se establece un plano horizontal que sirve de origen, y a partir de él se llevan verticalmente los valores de cada sección.

Si no hay pérdidas de energía $\sum_1^2 h_r = 0$ y los coeficientes $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ la Ecuación(I.11.5) se convierte en la llamada ecuación de **Bernoulli** para una vena líquida.

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{I.11.6})$$

donde:

z = carga de posición, en m

p = presión, en kg/m^2

v = velocidad media en el conducto, en m/s

α = coeficiente de Coriolis (sin dimensiones) que corrige el error que se origina al considerar una distribución uniforme de velocidades en la sección, de magnitud igual a la velocidad media.

γ = peso específico del líquido, en kg/m^3

$\sum_1^2 h_r$ = suma de las pérdidas de energía o carga por fricción, desde la sección 1 a la 2.

La ecuación de la energía aplicada en los recorridos se expresa:

$$E_1 + \sum H = E_2 + \sum h_{f1-2} + \sum h_s \quad (\text{I.11.7})$$

donde

E_1 y E_2 son la energía total $z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \frac{V_i^2}{2g}$ en el punto donde inicia y termina el recorrido.

$\sum h_{f1-2}$ = suma de pérdidas de energía que existen en el recorrido.

$\sum H$ = suma de cargas de las bombas

$\sum h_s$ = suma de pérdidas menores.

I.2.3 Ecuación de impulso y cantidad de movimiento

El cambio total de la cantidad de movimiento en el tiempo, en todo volumen de control resulta la **Ecuación(I.12)** esta aplicada al volumen de un líquido fijo respecto a un marco de referencia resulta la **Ecuación(I.12a)** que es la ecuación de la cantidad de movimiento para un volumen de control fijo.

$$\frac{d(Mv)}{dt} = \iint_{SC} \rho v(vdA) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho dv \quad (\text{I.12})$$

$$Fp + Fr + Fc = \iint v \rho(vdA) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho \quad (\text{I.12a})$$

La primera integral de la **Ecuación(I.12a)** resulta:

$$\iint_A v \rho v dA = \iint \rho v^2 dA = \rho V Q \left(\frac{1}{A} \iint_A \left(\frac{v}{V} \right)^2 dA \right) = \rho V Q \beta \quad (\text{I.12b})$$

Donde β es el mismo coeficiente de corrección de la **Ecuación(I.11.2)**, entonces la **Ecuación(I.12a)** resulta la ecuación de la cantidad de movimiento, en su forma general para un volumen de control fijo

$$Fp + Fr + Fc = \sum (\rho Q \beta V) + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho dv \quad (\text{I.12.1})$$

donde

Fp = Fuerzas normales a la frontera de la masa

Fr = Fuerzas tangenciales a las fronteras de la masa.

Fc = Fuerzas de cuerpo generalmente las de peso propio

$\sum (\rho Q \beta V)$ = es la suma de las cantidades de movimiento

$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho dv$ = representa la variación que en tiempo de la cantidad de movimiento.

Para un flujo unidimensional la integral de la **Ecuación(I.12.1)** se calcula así:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho dv = \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} v \rho dA ds = \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho ds \int_A v dA = \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho Q ds \quad (\text{I.12.1a})$$

La **Ecuación(I.12.1)** para el flujo unidimensional es:

$$Fp + Fr + Fc = \sum (\rho Q \beta V) + \frac{\partial}{\partial t} \int_s \rho Q ds \quad (\text{I.12.2})$$

Para flujo permanente, incompresible, la integral de la **Ecuación(I.12.1)** y **Ecuación(I.12.2)** vale cero y r es constante, la **Ecuación(I.12.2)** resulta:

$$Fp + F\tau + Fc = \rho \sum (Q\beta V) \quad (\text{I.12.3})$$

De la **Ecuación(I.12.3)** se tiene con sus componentes de la siguiente manera:

$$Fpx + F\tau x + Fcx = \rho \sum (Q\beta Vx) \quad (\text{I.12.3a})$$

$$Fpy + F\tau y + Fcy = \rho \sum (Q\beta Vy) \quad (\text{I.12.3b})$$

$$Fpz + F\tau z + Fcz = \rho \sum (Q\beta Vz) \quad (\text{I.12.3c})$$

donde:

Fx, y, z = suma de fuerzas externas e internas

$\rho = \gamma/g$

Vx, y, z = componente de la velocidad media en la dirección x, y o z

β = coeficiente de Boussinesq, adimensional, igual a la unidad en flujo turbulento.

L3 CONDUCTOS A PRESION

L3.1 Hidráulica de conductos a presión

Conducto

Se trata de un conducto cerrado que transporta agua a presión, este es de sección circular, en un este el líquido fluye llenando la totalidad de las secciones, de modo que la vena líquida queda siempre limitada por las paredes rígidas de la conducción, sin presentar una superficie libre, por lo cual se considera que el escurrimiento es permanente o independiente del tiempo, es decir, las características hidráulicas (presión, velocidad, gasto, etc.) en cualquier sección, no cambian con el tiempo, con estas características las fuerzas de inercia y viscosidad son las únicas de importancia en la evaluación de los conductos a presión.

Número de Reynolds

El parámetro adimensional que caracteriza los escurrimientos a presión es el número de **Reynolds** (Re), el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia, se define como, la relación entre fuerzas de inercia del líquido y las fuerzas viscosas del mismo, en un conducto circular se calcula como:

$$Re = v \frac{D}{\nu} \quad (\text{I.13})$$

donde:

v = velocidad media, en m/s

D = diámetro de la tubería, en m

ν = viscosidad cinemática, en cm^2 o Stokes.

Viscosidad cinemática

La viscosidad cinemática del fluido varía considerablemente con la temperatura. La influencia de la presión es despreciable, por ejemplo: para una temperatura de 20°C se tiene un valor de $1 \text{ m}^2/\text{s}$

Viscosidad relativa

Se define como la relación entre el valor ε y el diámetro D de la tubería en mm.

$$\frac{\varepsilon}{D} = \text{viscosidad relativa} \quad (\text{I.13.1})$$

donde:

ε = Altura equivalente de las perturbaciones de la pared del conducto

La gráfica que relaciona estas **ecuaciones(I.13)** y **(I.13.1)** es el diagrama de **Moody**, **Figura I.3.1**.

Distribución de presiones en un conducto

Considerando una sección recta de tubería y en esta una partícula en la sección interior y en ella una partícula de espesor unitario, tal como se indica en la **Figura 1.3.1**, de esta solo se consideran las fuerzas perpendiculares a la velocidad que actúan sobre ella, la suma de estas fuerzas es cero, pues como la partícula sigue una trayectoria rectilínea, no hay aceleraciones perpendiculares a la velocidad, entonces se tiene la siguiente ecuación:

$$\gamma \Delta s \frac{z_1 - z_2}{\cos \alpha} = p_2 - p_1 \Delta s \quad (1.14)$$

donde:

Δs = longitud de la partícula, según coordenada s .

z = cota vertical medida desde el plano horizontal

γ = peso específico del agua

p = presión

α = ángulo del eje de la tubería con el plano horizontal

La Ecuación (1.14) se simplifica de la cual da como resultado la siguiente ecuación.

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 \quad (1.14.1)$$

Esto es que las secciones rectas de una tubería la presión varía hidrostáticamente, pero no quieren decir que la presión hidrostáticamente dentro de la tubería en su conjunto, esto último ocurre cuando el gasto (Q) es nulo y la tubería se mantiene llena.

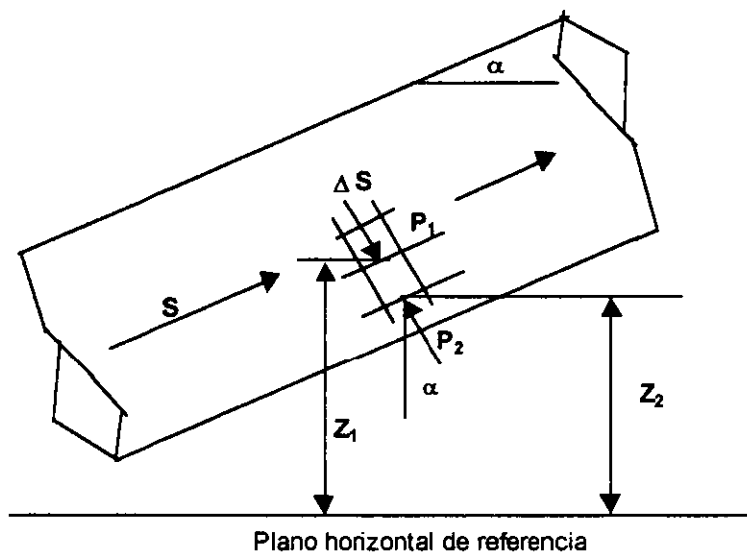


Figura 1.3.1 Distribución de presiones de una tubería

Distribución de velocidades en un conducto

Para describir la distribución de velocidades en un conducto a presión se considera un conducto uniforme de sección recta circular con eje rectilíneo, sea una sección recta de este conducto lo suficientemente alejada de los extremos, en los puntos de dicha sección recta las velocidades son paralelas al eje de la tubería y la distribución de velocidades para flujo establecido de simetría axial, esta curva meridiana de una distribución típica se muestra en la **Figura 1.3.2**, esta presenta un máximo en el centro y no presentan puntos de inflexión, las velocidades tienden a cero en la vecindad de la pared y se anulan sobre esta, esto ocurre debido a la adherencia viscosa del fluido sobre la pared, la forma precisa de la curva meridiana depende del número de **Reynolds** y de la rugosidad relativa.

Presión de vapor

Si la depresión aumenta hasta igualar la presión de vapor del agua a la temperatura de trabajo, en el seno del fluido se crearan burbujas de vapor y ya no fluiría por el acueducto agua líquida sino que coexistirán las fases de líquido y vapor de gases libre que en la zona de sobrepresión se hallan disueltos, en la **Tabla 1.3.1**, se dan los valores de la presión absoluta de vapor de agua a diferentes temperaturas:

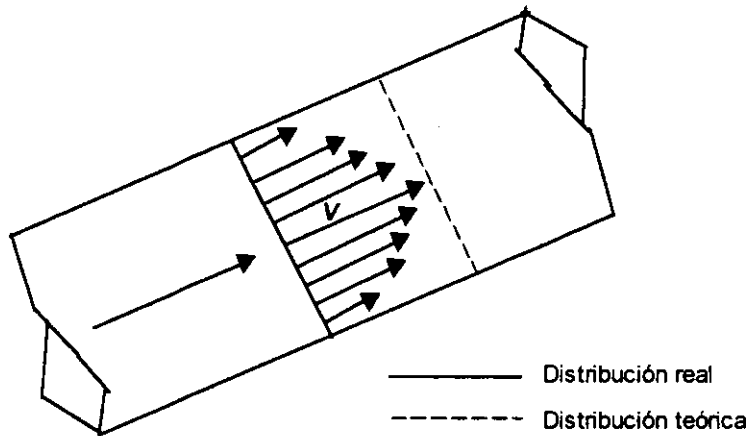


Figura I.3.2 Distribución de velocidades de una tubería

Tabla I.3.1 Presión absoluta de vapor de agua a diferentes temperaturas

Temperatura °C	Presión absoluta de vapor del agua (m.c.a)
0	0.06
10	0.12
20	0.25
30	0.44
40	0.76
50	1.26
60	2.03
70	3.2
80	4.86
90	7.18
100	10.33

Fuente: Guarga F. R., Diseño y Operación Hidráulicos de Conducciones a Presión, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esfuerzo cortante ejercido por la pared sobre el fluido

El esfuerzo cortante τ_0 que la pared de la tubería ejerce sobre el fluido se evalúa mediante un coeficiente de resistencia adimensional f . La relación entre ambos es la siguiente:

$$\tau_0 = f \frac{\rho v^2}{8} \quad (\text{I.15})$$

Sobrepresión y depresión

Son las cargas de presión en exceso y por debajo de la presión a flujo estacionario respectivamente, que existen después de presentarse los fenómenos transitorios, es decir se presenta cuando la presión es mayor que la presión atmosférica y la depresión cuando es menor a la presión atmosférica.

Resonancia

La resonancia se presenta cuando en un conducto a presión existen perturbaciones ocasionadas por las vibraciones de dispositivos que están colocados a lo largo del mismo, que pueden originar incrementos de presión superiores a los causados por el golpe de ariete cuando el periodo de las vibraciones se aproxima al de este último fenómeno.

1.4 LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

1.4.1 Líneas de conducción conceptos y ecuaciones

Definición

Se define a una línea de conducción como un conjunto de tubos, estaciones de bombeo y dispositivos de control, que permiten transportar agua desde una fuente de abastecimiento, (captación) generalmente hasta un solo sitio como un tanque de regulación o cualquier otra interconexión, desde donde será distribuida a los usuarios. La capacidad de la línea de conducción se calcula con el gasto máximo diario (Q_{Md}).

Clasificación de líneas de conducción.

Las líneas de conducción principales de agua pueden clasificarse dependiendo de la fuente de energía de movimiento del agua y de la carga hidráulica a vencer, en los siguientes tres tipos ya sea por gravedad, por bombeo o por ambas.

Líneas de conducción por gravedad

Cuando la fuente de abastecimiento se halla más arriba que la salida del acueducto (sitio de entrega), habrá una carga hidráulica piezométrica positiva (H_{est}), que permite que el agua fluya por sí misma.

Líneas de conducción por bombeo

Caso en el que el nivel de agua en el abastecimiento es inferior al de la entrega; es decir, se requiere vencer la carga hidráulica piezométrica (H_{est}), adicionando energía por bombeo para obtener una carga dinámica total y lograr transportar el gasto de agua requerido.

Materiales y diámetros para las líneas de conducción

Existe una amplia gama de materiales y diámetros comerciales entre los cuales debe encontrarse el diámetro económicamente más conveniente. El criterio de la velocidad permisible permite acotar el intervalo y determinar un diámetro mínimo y uno máximo, entre los cuales seguramente está el diámetro más económico buscado aun cuando nominalmente se hable del mismo tamaño, se recomienda consulta de diferentes catálogos de los diferentes proveedores, ya que hay muchas diferencias según cada material y según el espesor (clase o resistencia) en la que se fabrican.

Velocidad recomendable para el agua

Se recomienda tener una primer aproximación al diámetro apropiado, partiendo del intervalo de velocidades del agua recomendadas por la CNA, (1.5 m/s), sin embargo apegándose a los lineamientos se presenta la Tabla de velocidades máximas y mínimas permisibles en tuberías en el Capítulo III.

Válvulas

Son dispositivos que permiten el control del flujo en la conducción, atendiendo a situaciones de corte y control de flujo acumulación de aire, por llenado y vaciado de la conducción, depresiones y sobrepresiones generadas por fenómenos transitorios y retroceso del agua por para del equipo de bombeo.

Piezas especiales

Son elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas y equipos de bombeo, etc. Este grupo es constituido por juntas carretes, extremidades, tes, cruces, codos y reducciones, entre otros.

Elemento

Es cualquier componente de una red de tuberías, estos pueden ser, tubos, bombas, tanques, pozos, etc. Se llama elemento de frontera, aquel donde se genera la entrada o salida del agua de la tubería. Un elemento de frontera puede ser, por ejemplo, una descarga libre, un pozo, un tanque en contacto con la atmósfera, un tanque hidroneumático etc.

Nodos

Con este concepto se puede identificar al punto donde se unen dos a más elementos, es común utilizarlo en el análisis hidráulico de tuberías.

Recorrido

Es la trayectoria a través de los elementos del sistema de tubos con un sentido arbitrario, pasando por un punto solo una vez. Los puntos inicial y final pueden ser uno mismo, o diferentes si en dos puntos se conecta un elemento de frontera.

Carga piezométrica

En el análisis del comportamiento de una conducción es de gran utilidad la representación gráfica de la carga piezométrica, en cada sección de la misma superpuesta al perfil de la conducción.

Dada la expresión $p/\gamma + z$ que es una constante para cada sección recta, a esta constante se le denominada carga piezométrica, se designa por H , se considera una variable básica en el análisis de las líneas de conducción.

$$H = \frac{p}{\gamma} + z \quad (\text{I.16})$$

donde:

H = función de la coordenada axial s y el flujo establecido de depende del tiempo t

$H = H(s)$, reduciendo la tubería a su eje,

$z =$ cota

$p/\gamma =$ presión en el eje, esta presión es la carga de presión.

1.4.2 Pérdidas por fricción (h_f)

Estas pérdidas son producidas por el intercambio transversal de partículas dentro del movimiento, y por la fricción ejercida entre ellas y contra las paredes del conducto. Estas pérdidas se reparten uniformemente a todo lo largo del conducto y son proporcionales a la distancia recorrida.

Para calcular las pérdidas de energía por fricción en la conducción, entre otras ecuaciones existen las de **Hazen-Williams**, **Manning** y **Darcy-Weisbach**, de las cuales se recomienda utilizar la última, debido a su carácter general y mejor modelación del fenómeno, así como también se presentan las ecuaciones para determinar las pérdidas menores en tuberías.

Ecuación de Hazen-Williams

Esta fórmula establecida tanto para tuberías como para canales abiertos, ha sido muy utilizada para determinar las pérdidas en tuberías. La selección de los exponentes se hizo con la idea de conseguir una variación mínima del coeficiente C para todos los conductos del mismo grado de rugosidad.

La fórmula de **Hazen-Williams** para conductos a presión circulares es la siguiente:

$$Q = 405 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (1.17)$$

donde:

$Q =$ gasto, en galones/día

$C =$ coeficiente de capacidad hidráulica del tubo, adimensional

$D =$ diámetro, en pulgadas

$S =$ gradiente hidráulico

La Ecuación (1.17) se puede transformar al sistema métrico MKS en:

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63} S^{0.54} \quad (1.17a)$$

donde:

$Q =$ gasto, en l/s

$D =$ diámetro, en mm

De esta manera se tiene un sistema mixto:

$$Q = 0.0177435938 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (1.17b)$$

donde

$D =$ diámetro, en pulgadas

Finalmente recordando que $S = \frac{H}{L}$ substituyendo en la Ecuación (1.17b) se obtiene la ecuación:

$$h_f = \left(\frac{Q}{\sqrt[0.54]{0.0177435938 C D^{2.63}}} \right) L \quad (1.17.1)$$

Ecuación de Manning

De acuerdo a las Normas sobre Aprovechamiento de Agua Potable en las Localidades Urbanas de la República Mexicana se sugiere el uso de la fórmula de **Manning** para conductos que fluyen llenos.

La ecuación de Manning se expresa:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.18)$$

donde:

$V =$ velocidad media del agua, en m/s

$n =$ coeficiente de rugosidad de la tubería, adimensional

$R =$ radio hidráulico de la tubería, en m

$S =$ pendiente hidráulica, adimensional

La constante de **Manning** (K) se obtiene con la sustitución de cada término de la Ecuación (1.18):

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{d}{4} \right)^{2/3} \left(\frac{h_f}{L} \right)^{1/2} \quad (1.18a)$$

El resultado de substituir esta ecuación es:

$$hf = \left(\frac{nL^{1/2}Q}{0.3117d^{8/3}} \right)^2 \quad (1.18a)$$

Simplificando la Ecuación(1.18a) resulta:

$$K = \frac{10.3n^2}{d^{16/3}} \quad (1.18.1)$$

$$Hf = KQ^2L \quad (1.18.2)$$

donde

n = coeficiente de rugosidad del material, adimensional

d = diámetro de la tubería, en m

K = constante de Manning, adimensional

Q = gasto, en m³/s

L = longitud de la tubería, en m

De la Ecuación(1.18) también resulta:

$$hf = \left(\frac{Qn}{ARh^{2/3}} \right)^2 L \quad (1.18.3)$$

donde:

A = área hidráulica de la tubería, en m²

Rh = radio hidráulico, en m

Ecuación de Darcy-Weisbach

En 1850, **Darcy-Weisbach** y otros investigadores dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo las pérdidas por fricción.

CNA, recomienda utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach, para las pérdidas en los conductos a presión, debido a que el modelo de Darcy-Weisbach:

- Tiene un fundamento teórico, respecto al esfuerzo cortante entre la pared de la tubería y el líquido, así, como a la viscosidad del mismo.
- Su rango de aplicación no se restringe a las variables experimentales, como sucede con los modelos experimentales de **Hazen-Williams** y **Manning**.
- Este modelo considera a los tres tipos de régimen laminar, transición y turbulento, lo cual no ocurre con el modelo empírico de **Hazen-Williams**, y como se ha podido observar en redes de agua potable y líneas de conducción, se ha detectado tramos a los que el flujo se comporta en el rango de transición o turbulento
- Debido a la automatización por computadora del proceso de cálculo de las redes de agua potable, se facilita el uso de modelos complicados, que en otro tiempo debieron ser sustituidos por aproximaciones experimentales.

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante la línea de cargas piezométricas es paralela a la carga de energía e inclinada a la cantidad del movimiento.

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (1.19)$$

donde:

f = factor de fricción

g = aceleración de la gravedad, en m/s²

hf = pérdidas por fricción, en m

D = diámetro del conducto, en m

L = longitud del conducto

v = velocidad, en m/s

En flujo en régimen turbulento es el caso que normalmente se presenta en los conductos de sistemas de agua potable. En este régimen de flujo, f depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa ε/D ; sus valores se obtiene aplicando la siguiente ecuación de **Colebrook-White**.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right) \quad (1.19a)$$

Ecuación modificada de Colebrook-White

Se han efectuado varios estudios para obtener expresiones explícitas para el cálculo de coeficiente de fricción f sin utilizar el diagrama universal de **Moody**, esto es ajustado a los resultados de la ecuación de **Colebrook-White** y poder así aprovechar las ventajas de esta ecuación, cuyas ventajas sobre otras presentaciones explícitas para calcular el valor f se tienen los siguientes valores dependiendo Re .

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{G}{Re^r} \right) \right]^2} \quad (1.19.1)$$

Tabla I.4.1 Parámetros para determina el coeficiente f explícitamente.

Condición	G	T
Para $4000 \leq Re \leq 10^5$	4.555	0.876
Para $10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^6$	6.732	0.9104
Para $3 \times 10^6 \leq Re \leq 10^8$	8.982	0.93

Fuente: CNA, Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, 1997.

Finalmente sustituyendo la Ecuación(1.17.1) en la Ecuación(1.17) se tiene que:

$$hf = \frac{0.203L}{gD^5 \left(\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{G}{Re^r} \right) \right)^2} Q^2 \quad (1.19.2)$$

1.4.3 Pérdidas menores (h_s)*Ecuaciones para las pérdidas menores*

La variación que modifique la geometría cilíndrica con sección circular y diámetro constante o levemente variable, introduce pérdidas de carga total que se denominan menores. Las pérdidas menores de energía se generan en distancias relativamente cortas, por accesorios de la conducción tales como codos, tes, cruces, válvulas, etc., existen varias fórmulas para determinar las pérdidas locales las cuales se manejan con longitudes equivalentes de tablas, también están las que se calculan solo con un coeficiente k de pérdidas, este depende del tipo de accesorio que lo genera, estos valores se obtienen de tablas.

Para calcular las pérdidas locales de energía se utiliza la expresión general:

$$h = k \frac{v^2}{2g} \quad (1.20)$$

donde

h = pérdidas locales o menores

k = coeficiente de pérdida depende del tipo de accesorio, adimensional.

g = aceleración de la gravedad 9.8 m/s

v = velocidad media del flujo, m/s

De la misma manera se pueden determinar estas pérdidas por un método de longitudes virtuales, cuyos valores también se toman de tablas, las pérdidas de carga locales varían con la misma potencia de la velocidad que aparece en el cálculo de pérdidas de carga continuas.

Igualando la Ecuación(1.20) con la Ecuación(1.19) se obtiene:

$$L = \frac{kD}{f} \quad (1.20.1)$$

donde:

L = longitud virtual, en m

f = coeficiente de fricción

D = diámetro, en m

k = coeficiente de pérdidas dependiendo el tipo de accesorio.

También para el cálculo de pérdidas menores se puede utilizar la siguiente ecuación derivada de la ecuación de **Manning**.

$$hf = \left(\frac{2.52Vn}{d^{2/3}} \right)^2 L \quad (1.20.2)$$

donde:

n = coeficiente de fricción del material de la tubería

L = suma de las longitudes virtuales, en m

D = diámetro de la tubería, en m

V = velocidad de la tubería, en m

1.5 DISEÑO DE LA CONDUCCION

1.5.1 conceptos básicos de abastecimiento de agua potable

Dotación

Se denomina dotación a la cantidad de agua diaria que se asigna a cada habitante para fines de cálculo y que comprende todos los consumos de los servicios que hacen en un día medio anual, como son las bebidas, alimentos, etc. Para determinar la cantidad de agua que se requiera para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad se recomienda adoptar los valores para la dotación en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto, estos valores se tienen en la **Tabla III.2.2**.

Coeficiente de variación diaria

Durante un año existen variaciones diarias que se deben considerar, sobre todo las máximas, para que de esta manera se evite la escasez, en los días de mayor consumo. La variación de área se expresa como un coeficiente (C_d) del gasto medio anual y depende de la temperatura y distribución de las lluvias de la región.

Coeficiente de variación horaria

Lo mismo que las variaciones diarias hay variaciones horarias con respecto al caudal medio, estas variaciones se absorben mediante el coeficiente de variación horaria (C_h), cuyo valor fluctúa entre los 1.3 y 1.8, que también depende de las condiciones climatológicas de la región.

Se consideran los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios que se obtuvieron de un estudio² reciente, donde se determina la variación de consumo por hora y por día durante un periodo representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima, los valores promedio se resumen en la **Tabla III.2.8**, del **Capítulo III**.

Regularización

Los depósitos usados en los sistemas de distribución son tanques superficiales y tanques elevados, en forma elevada o combinada, que pueden funcionar como tanques de regulación, reguladores de presión o de almacenamiento. La finalidad de los depósitos en los sistemas de distribución, es el equilibrar los suministros con las líneas de agua de tal manera que siempre haya agua a una presión constante en todos los puntos de la distribución. Cuando la alimentación a la población es solo unas horas, se tendrá que aumentar los caudales de entrada para compensar las horas en que haya servicio y tener al final del día un total que corresponda al 2400 % horario (100% durante las 24 hrs), **Ecuación(1.27)**

En México se han determinado estos consumos, y los que se utilizan con mayor frecuencia son los proporcionados por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos S.A. (BANOBRAS). Las tablas de regularización se pueden ver en el **Capítulo III**, **Tabla III.2.2**.

Capacidad de regularización

La capacidad del tanque esta en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose por métodos analíticos o gráficos, se calcula la capacidad en función de la **Tabla III.2.3**, considerada en el **Capítulo III**, sin embargo, si no se conoce esta ley de demandas, que muchas veces sucede se utilizan las tablas de la referencia(27) y la referencia(7), por ejemplo para 16 horas se considera un valor de 15.3 y para la ciudad de México este valor es de 17.3 respectivamente.

²IMTA, "Actualización de dotaciones en el país".

1.5.2 Ecuaciones para el diseño de la conducción

1.5.2.1 Gastos de diseño

Gasto Medio Diario

El gasto medio diario se define como la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{(\text{Dotación})(\text{Población})}{86400} \quad (1.21)$$

donde:

Q_{md} = gasto medio diario, en l/s

Gasto Máximo diario

Este es el gasto requerido para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo en un año tipo, se calcula con la fórmula:

$$Q_{MD} = Q_{md} * C_d \quad (1.22)$$

donde:

Q_{MD} = gasto máximo diario, en l/s

C_d = coeficiente de variación diaria

Gasto Máximo Horario

Este es el gasto requerido para satisfacer las necesidades de la población a la hora de máximo consumo en un año tipo, se calcula con la expresión:

$$Q_{MH} = Q_{Md} * C_h \quad (1.23)$$

donde:

Q_{MH} = Gasto máximo horario, en l/s

C_h = coeficiente de variación horaria

Gasto de bombeo

Cuando se modifica el horario de bombeo a un periodo menor de 24 horas se debe cambiar el gasto de diseño mediante la siguiente expresión:

$$Q_d = \frac{24Q_{Md}}{t_b} \quad (1.24)$$

donde:

t_b = tiempo de bombeo, en hrs

1.5.3 Determinación del diámetro de la tubería

El diámetro de un conducto circular es función de la raíz de cuatro veces el área del conducto (A) dividido entre la conocida constante $\pi = 3.1416$, es decir:

$$d = \left(\frac{4A}{\pi} \right)^{1/2} \quad (1.25)$$

donde:

d = diámetro interno de la tubería, en m

A = sección transversal del conducto, en m^2

La sección transversal del conducto (A), puede conocerse fácilmente con el principio de continuidad **Ecuación(1.10.5)**, en función del caudal o gasto (Q) y la velocidad (V) deseada para el agua, se despeja $A = Q/V$ y una vez conocida el área se determina el diámetro del tubo, puede determinarse directamente el diámetro, expresando en metros, con la siguiente expresión.

$$d = 1.1284(Qv)^{1/2} \quad (1.25.1)$$

donde:

d = diámetro interno de la tubería, en m

Q = caudal manejado, en m^3/s

v = velocidad media del agua en la tubería, en m/s

Otra manera de proponer un diámetro preliminar, es mediante alguna de las expresiones empíricas propuestas por diferentes autores, que usualmente estiman el diámetro en función del gasto, una de estas maneras es por ejemplo la fórmula de Bresse:

$$D = 1.2\sqrt{Q} \quad (1.26)$$

Capacidad del tanque de regularización

Se determina con la ecuación (1.27) mas los volúmenes considerados para emergencia.

$$C = R Q_{Md} \quad (1.27)$$

donde:

C = capacidad del tanque, en m^3

R = capacidad de regularización

1.5.4 Diseño de válvulas

Para lograr el llenado y vaciado de la tubería, se colocan válvulas de admisión y expulsión de aire, las cuales hacen la doble función, expulsar el aire cuando la tubería se esta llenando, o admitir aire a la tubería cuando ésta se esta vaciando, cuando la conducción se encuentra trabajando, en las partes altas de la conducción tienden a acumularse el aire que viene disuelto en el agua. Se estima que el agua transporta en los tubos un 2% de aire. Para desalojar el aire que se va acumulando por esta situación, se colocan válvulas eliminadoras de aire en los puntos altos de la conducción, las recomendaciones para instalar válvulas se presentan en el Capítulo IV.

El diámetro de expulsión se obtiene con el gasto de llenado de la tubería y una presión máxima de aire en la válvula de 0.14 kg/cm^2 (2 lb/pul^2). el diámetro de admisión se obtiene con base al gasto máxima de vaciado considerando una depresión máxima admisible de 0.35 kg/cm^2 (5 lb/pul^2) y un adecuado tiempo de vaciado, considerando la presión mínima permitida por el material del tubo donde se coloca la válvula.

Gradiente hidráulico

$$S_f = \frac{E_v - D_m - E_d}{L} \quad (1.28)$$

donde

S_f = Gradiente con el cual se empieza a desaguar la tubería

E_v = diferentes elevaciones que puede tomar la superficie del agua en el tubo.

D_m = depresión máxima admisible en la tubería, en mca (0.35 kg/cm^2 equivale a 3.5 mca)

E_d = elevación a la que se encuentra la válvula de desagüe.

L = longitud del tubo de la conducción

Gasto máximo de vaciado

Esto se aplica con la ecuación de la *Hydraulics Research Station*

$$Q = -\frac{\pi}{2} D^{5/2} \sqrt{2gS_f} \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51V}{D^{3/2} \sqrt{2gS_f}} \right) \quad (1.29)$$

1.6 LLENADO Y VACIADO DE LA CONDUCCION

1.6.1 Llenado programado

El llenado programado considera la evacuación de aire existente en las tuberías, por medio de válvulas de expulsión colocadas a lo largo de la línea de conducción en los puntos donde el aire puede quedar atrapado. La expulsión origina sobrepresiones, debidas a la alteración súbita que sufre el gasto con que se llena la conducción al cerrarse las válvulas. Estas válvulas cierran cuando el agua llega hasta ellas y empuja el flotador contra el orificio. Cuando esto ocurre el gasto en la tubería se modifica con ΔQ generándose un incremento Δh en m.c.a. que se propaga en la tubería, proporcional a $\Delta Q/A$, con una constante de proporcionalidad igual a a/g donde A señala el área de la sección transversal de la tubería, a es la velocidad de propagación de las ondas de presión en la conducción y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ es la aceleración de la gravedad

El gasto máximo posible a emplear en el llenado de la conducción Q_{max} se determina entonces apartir de la resistencia de las tuberías, para una tubería de resistencia Δh en mca de presión manométrica interior, se tiene la Ecuación(1.30), y para el gasto máximo de llenado queda definido por la Ecuación(1.31).

$$\Delta Q_{max} = \Delta h \frac{gA}{a} \quad (1.30)$$

$$Q_{max} = \Delta h \frac{gA}{a} \quad (1.31)$$

1.6.2 Vaciado programado

El vaciado programado considera la entrada de aire por medio de válvulas de admisión que evitan depresiones en la conducción, la ubicación de estas deberá ser en los puntos altos del trazo. El vaciado se efectúa mediante válvulas de compuerta ubicadas en las partes bajas y en todo sitio donde sea posible el estancamiento de agua a lo largo de la conducción. Si al vaciar un tramo de la conducción con desnivel ΔZ no se previera la admisión de aire atmosférico, podrían generarse depresiones con valor Δz en mca por debajo de la presión atmosférica, mientras se tenga:

$$\Delta z \leq \frac{P_a - P_v}{\gamma} \quad (1.32)$$

donde

P_a = presión atmosférica absoluta

P_v = presión de vapor absoluta a la temperatura de trabajo

γ = peso específico del agua

1.7 OPERACIÓN ESTACIONARIA

1.7.1 Vaciado accidental a gasto nulo

Este tipo de vaciado tiene lugar en tramos de la conducción que presentan curva vertical ubicada en puntos más altos que el tanque de descarga, cuando la operación es interrumpida por un paro accidental como un corte de energía, daños en la conducción, etc., originándose por efecto de la gravedad y la topografía, la división de columna de agua apartir de la válvula de admisión y expulsión de aire.

1.7.2 Vaciado accidental a gasto parcial

La necesidad de operar la conducción con gastos menores al de diseño Q y el arranque de uno por uno de los equipos de bombeo en plantas con bombas en paralelo son las principales causas que inducen el vaciado accidental a gasto parcial Q' . La operación del acueducto a gasto parcial Q' puede presentar una piezométrica que corte el perfil de la conducción, en cuyo caso queda un tramo en depresión que hace necesaria la entrada de aire por las válvulas.

$$H1 - H2 = K \left(\text{Re} \frac{D_0}{D} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (1.33)$$

donde

$H1$ y $H2$ = cargas totales aguas arriba y aguas abajo del orificio

K = coeficiente en función de las condiciones geométricas del orificio

1.8 BOMBAS HIDRÁULICAS

1.8.1 Conceptos y ecuaciones de bombas hidráulicas

Potencia entregada a un fluido

Se trata de una interpretación energética de la ecuación de **Bernoulli**, para su cálculo se tiene la siguiente ecuación:

$$P = \left[\frac{z_2 - z_1}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2 - P_1}{\gamma} \right] \gamma Q \quad (1.34)$$

Si se emplea la ecuación de la carga total $H = h + (V^2/2g)$ entonces la **Ecuación(1.34)** se escribe:

$$P = (H_2 - H_1) \gamma Q \quad (1.34.1)$$

La ecuación en forma general para determinar la potencia de bombeo en HP es la siguiente:

$$\text{Potencia} = \frac{QH}{76\eta} \quad (1.34.2)$$

donde:

Q = gasto, en l/s

H = carga dinámica total, en m

n = eficiencia del equipo de bombeo

Curva característica

Se considera una bomba hidráulica que opera entre dos tanques **Figura I.8.1** está admite que las pérdidas de carga en las conducciones en las embocaduras y dentro de los tanques sean despreciables. En consecuencia si se realiza la diferencia del llamado trinomio de Bernoulli³ evaluando en los puntos 1 y 2, se tendrá la energía entregada al fluido por unidad de peso bombeado, en consecuencia, esto resulta la **Ecuación(I.35)**.

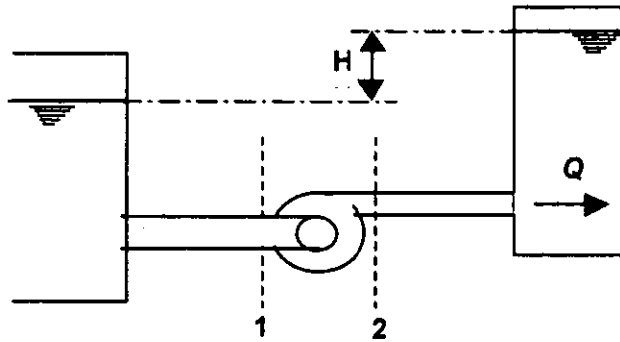


Figura I.8.1 Esquema de operación de una bomba hidráulica

$$H = H_2 - H_1 = z_2 - z_1 + \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (\text{I.35})$$

donde:

H = energía entregada al fluido bombeado por unidad de peso y se denomina carga dinámica total (CDT) y se mide en m.c.a. bombeado.

En una bomba hidráulica, H es una función del gasto Q que circula por la bomba y de la velocidad angular N del rotor de la máquina, por lo cual:

$$H = H(Q, N) \quad (\text{I.36})$$

Como N es fija, puesto que la bomba se conecta directamente a un motor eléctrico alimentado con corriente alterna y con rotor de jaula de ardilla, en el diseño se trabaja con la curva característica $H = H(Q)$ que corresponde a la N del motor.

Rendimiento hidráulico de una bomba.

Se denomina rendimiento hidráulico de una bomba al cociente de la potencia mecánica recibida por el fluido entre la potencia mecánica entregada al eje de la bomba.

$$n = \frac{P_h}{P_m} \quad (\text{I.37})$$

donde

P_m = es la potencia mecánica entregada al eje de la máquina

n = es en general función de Q y N ,

Carga de la bomba

Es la energía suministrada al agua por la bomba, para que sea capaz de vencer el desnivel desde la succión hasta el sitio de alimentación al tanque y las pérdidas por fricción debido a la conducción en las tuberías, las pérdidas en las piezas especiales y cambios de dirección, esto es:

$$H = \text{Carga a vencer} + hf + hs \quad (\text{I.38})$$

³ Guarga, Sánchez, Carmona y Aguilar. "Diseño y operación hidráulicos de conducciones de agua a presión" Instituto de Ingeniería, UNAM, 1985. Pp. 31-32

Carga neta positiva de succión CNPS

Se define como la diferencia entre la carga de presión absoluta p en la tobera de succión de la bomba referida al eje de la misma más la carga de velocidad en ese punto menos la carga de presión absoluta de vapor a la temperatura de trabajo p_v . **Ecuación(I.38)**

$$CNPS = \frac{p}{\gamma} + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} - \frac{p_v}{\gamma} \quad (I.39)$$

donde:

P = presión en el extremo aguas arriba de la bomba

P_a = presión atmosférica del lugar

P_v = presión absoluta de vapor a la temperatura de trabajo.

V = velocidad en el extremo aguas arriba de la bomba.

Carga hidráulica disponible

Es la energía en metros de columna de agua (m.c.a.) que poseen los sistemas, al encontrarse la fuente de abastecimiento a un nivel superior respecto de un sitio sobre el trazo de la conducción en dirección al área de distribución.

Operación de las bombas

$$RCE = \frac{\frac{\gamma_s H_s Q_s t_s}{\eta_s}}{\frac{\gamma_d H_d Q_d t_d}{\eta_d}} \quad (I.40)$$

donde

subíndice s = carga H

t = tiempo

n = eficiencia mecánica

subíndice d = componentes de energía

de la **Ecuación(I.40)** resulta finalmente:

$$RCE = \frac{H_s \eta_d}{H_d \eta_s} \quad (I.40.1)$$

El dispositivo disipador de energía solo se justifica cuando $RCE > 1$

Cavitación

La cavitación es un fenómeno que se produce siempre que la presión absoluta en algún punto o zona de la corriente de un líquido desciende por debajo de un cierto valor mínimo admisible que se conoce como la presión de vapor del líquido P_v para la temperatura del mismo. Una vez alcanzada esta presión el líquido entra en ebullición y se originan en su seno cavidades o burbujas de vapor, que son transportados por la corriente hasta los puntos donde la presión tiene un valor suficiente para que produzca la condensación de tales cavidades, misma que tiene lugar en forma violenta y puede ocasionar graves daños en los componentes de un sistema hidráulico, este fenómeno se caracteriza por un parámetro de cavitación denominado Número de **Thoma**.

$$\sigma_i = \frac{p_d - p_v}{\Delta H \gamma} \quad (I.41)$$

donde

p_v = presión de vapor a la temperatura de trabajo

p_d = presión aguas debajo de la singularidad

ΔH = pérdida de carga total de la singularidad

σ_i = coeficiente de cavitación

Sumergencia mínima

Es la altura medida desde la superficie de líquido a un nivel mínimo a la campana de succión en una bomba vertical o al eje del impulsor en una horizontal, la cual es requerida para prever vórtices y entrada de aire a la succión de la bomba.

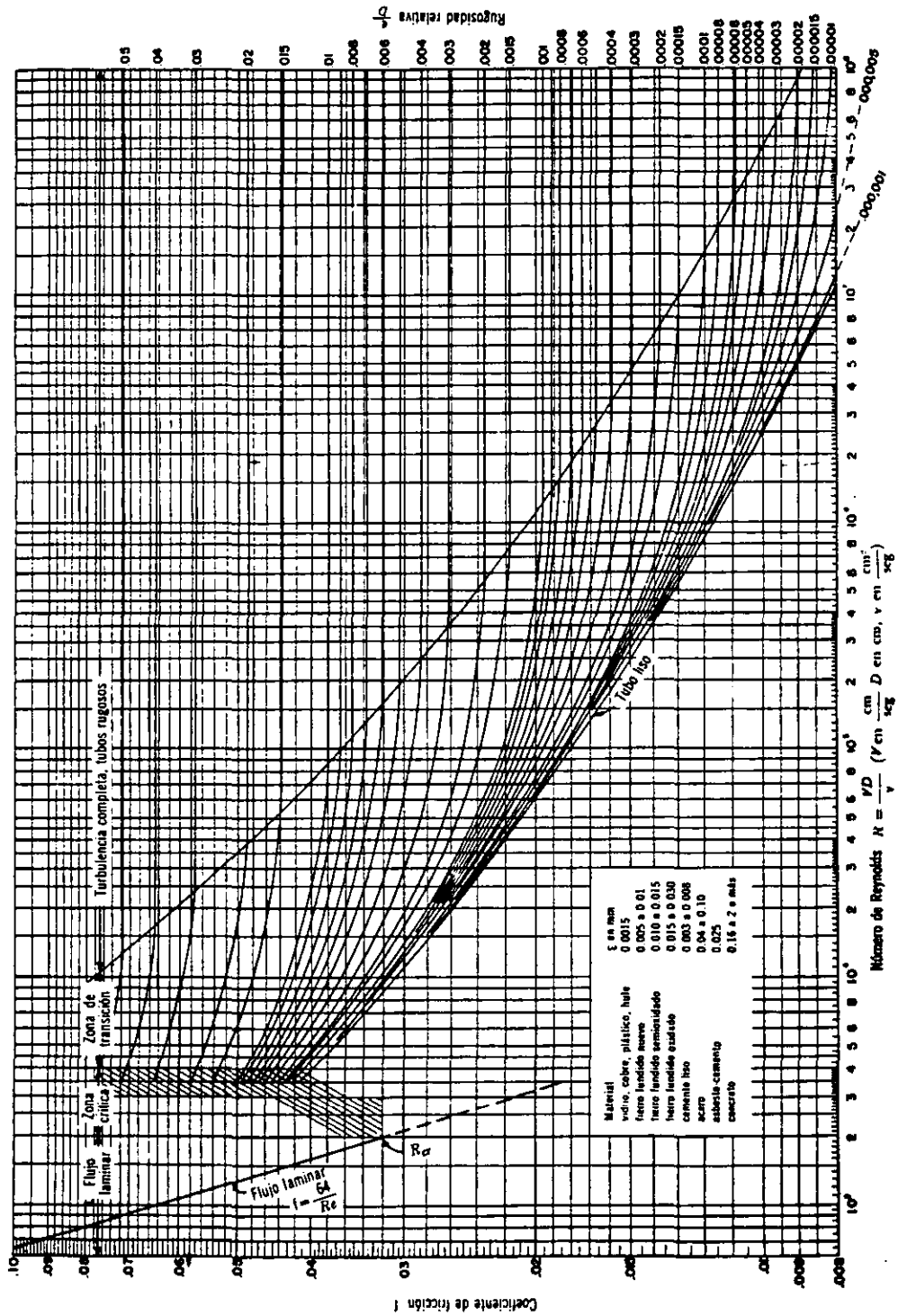


Figura I.3.1 Diagrama Universal de Moody



CAPÍTULO II

SISTEMA DE AGUA POTABLE ACTUAL

CAPÍTULO II

SISTEMA DE AGUA POTABLE ACTUAL

II.1 MARCO DE REFERENCIA DE ASPECTOS FÍSICOS DE LA DELEGACION

II.1.1 Descripción general

Localización geográfica

La delegación Álvaro Obregón se ubica al surponiente de la cuenca de México, en el margen inferior de la Sierra de las Cruces, Distrito Federal, a una altitud media de 2,890 m.s.n.m., las coordenadas de su ubicación son: al extremo norte 19°24', en el sur a 19° 14' latitud norte; al este a 99°10' y al oeste a 99° 19', longitud oeste, esta limitada al norte con la delegación Miguel Hidalgo, al oriente con Benito Juárez y Coyoacán, al poniente con Cuajimalpa y al sur con la delegación Magdalena Contreras, Tlalpan y el municipio de Jalatlaco, su localización se muestra en la **Figura I.1.1**.

San Bartolo Ameyalco, se ubica en las coordenadas¹ a 19°21' latitud norte, 19°16' latitud oeste y a una altitud promedio de 2,420 msnm, limita al norte con la delegación Cuajimalpa con la colonia Hacienda Buenavista, al sur con la colonia Tlacoyaque, al poniente con Santa Rosa Xochiac y al Noroeste con la colonia Villa Verdún. Santa Rosa Xochiac, se ubica en sus coordenadas a 19°20' latitud norte, 19°17' y a una altitud promedio de 2,750 msnm, limita al Oriente con el Poblado de San Bartolo Ameyalco, al norte con la delegación Cuajimalpa Poblado de San Mateo y al sur con la región montañosa cercana al cerro Atasquillo.



Figura I.1.1 Ubicación de la delegación Álvaro Obregón.

Superficie.

La delegación Álvaro Obregón tiene una extensión territorial de aproximadamente 77.20 km², se divide en dos tipos de áreas, urbana y ecológica. La extensión urbana ocupa poco más del cincuenta por ciento de la delegación. La zona urbana ha desarrollado un crecimiento hacia las áreas de reserva ecológica. La superficie del poblado de San Bartolo Ameyalco es de aproximadamente 4.88 km² 6.32% de la delegación. Por otro lado, la superficie de Santa Rosa Xochiac es de 2.54 km² corresponde un 3.29 % de la delegación.

Fisiografía.

Las características fisiográficas principales son: que la zona geográfica a la pertenece es el Antiplano Mexicano, con una altitud media de 2,890 msnm y de pendiente pronunciada. La topografía se caracteriza por presentar un terreno que en su mayoría esta conformado por lomas y barrancas de pendientes suaves y pronunciadas, como se muestra en la **Tabla II.1.1**

¹Cuaderno Estadístico, Delegación Álvaro Obregón, INEGI.

Tabla I.1.1 Fisiografía de la delegación.

Provincia		Subprovincia		Sistema de topoformas		Porcentaje de la superficie delegacional
Clave	Nombre	Clave	Nombre	Clave	Nombre	
X	Eje neovolcánico	57	Lagos y volcanes del Anahuac	102	Sierra de laderas escarpadas	38
				220	Lomerío de cañadas	50
				301	Meseta basáltica malpais	10
				502	Llanura aluvial	2

Fuente: INEGI, Atlas Cartográfico de la Ciudad de México y área conurbada, Inédito.

Hidrometeorología.

Los aspectos más relevantes del clima² de la delegación son los siguientes: es templado, con variaciones notables debido a los bruscos cambios de altitudes que en la delegación se presentan. En la parte baja a una elevación aproximada de 2,410 msnm, durante los meses de abril a junio, la temperatura media anual varía de 14.9°C a 17.1°C, los meses de diciembre a febrero alcanzan los 10°C. En la zona intermedia, a una elevación de aproximadamente los 3,100 msnm, durante los meses de abril a junio, la temperatura media anual es de 15.5°C y la máxima de 17°C, en los meses de diciembre a febrero se tienen temperaturas mínimas que alcanzan los 13.2°C. En la parte sur, el clima deja de ser templado, pues es un clima semifrío, se tiene una temperatura media anual de 10.7°C, en los meses de abril a junio y alcanza los 12°C, consecuentemente se tiene una temperatura mínima de 8.18°C. En general, el clima es templado lluvioso en las partes altas y subhúmedo en las partes bajas. **Tabla II.1.2**, la temperatura mínima, media y máxima respectivamente es de: 7.4, 15.4 y 23.1°C, y la precipitación acumulada para 1998 es de 923.1 mm. La precipitación anual máxima, corresponde a los meses de junio a septiembre y la mínima, en los meses de noviembre a febrero. Los datos hidrométricos de la precipitación histórica en el periodo de 1982 a 1998, **Tabla II.1.3** la precipitación acumulada para este último año es de 923.1 milímetros; en la **Figura II.1.2** estos datos en forma gráfica, donde se han acumulado los datos de precipitación pluvial en forma anual.

Tabla II.1.2 Tipos de clima de la delegación.

Tipo o subtipo	Símbolo	Porcentaje de superficie delegacional
Templado, subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad.	Cw2	44
Templado, subhúmedo con lluvias en verano de humedad media.	Cw1	26
Semifrío húmedo con abundantes lluvias en verano	C(E)(m)	1
Semifrío, subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad	C(E)(W2)	29
	Total	100

Fuente: INEGI, carta de climas escala 1:1,000,000

Tabla II.1.3 Precipitación pluvial de la delegación años 1982-1998 en mm.

Mes Año	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Acumulado
1982	2,6	3,5	5,1	15,5	91,7	128,0	160,5	139,5	35,3	43,2	2,0	2,3	629,2
1983	11,8	13,8	9,8	s/dato	18,5	98,2	268,9	163,4	142,5	51,6	17,2	7,6	803,3
1984	8,9	2,7	1,7	2,3	70,5	134,6	287,0	217,6	247,7	102,7	1,0	s/dato	1.076,7
1985	0,9	7,3	3,6	54,3	79,7	250,4	171,1	143,1	116,3	46,8	0,1	0,6	874,2
1986	s/dato	1,0	s/dato	19,8	87,9	291,0	125,3	162,9	74,2	75,6	1,8	6,2	845,7
1987	s/dato	1,9	15,4	15,7	50,4	180,8	288,6	203,0	112,4	s/dato	6,5	s/dato	874,7
1988	0,3	4,8	39,2	6,8	62,5	158,8	211,0	222,9	159,0	38,9	5,7	s/dato	909,9
1989	4,3	0,4	2,8	19,8	93,5	143,2	176,1	214,7	152,0	25,1	9,1	22,2	863,2
1990	1,7	5,2	6,8	40,7	64,0	136,7	288,9	198,0	148,2	91,9	18,3	4,9	1.005,3
1991	15,1	0,7	s/dato	14,2	71,0	234,9	253,6	144,5	134,6	162,2	1,9	2,6	1.035,3
1992	30,4	19,0	12,2	32,0	86,9	50,6	228,9	252,4	270,5	164,3	9,1	1,5	1.157,8
1993	9,4	4,6	4,7	23,7	16,4	191,6	220,3	156,3	181,2	39,7	50,3	s/dato	898,2
1994	14,9	2,6	2,7	43,2	51,2	206,5	194,3	257,6	174,0	109,3	18,5	0,3	1.075,1
1995	23,4	10,5	10,0	6,5	83,8	172,5	173,0	185,1	134,3	52,1	3,8	45,5	900,5
1996	s/dato	s/dato	1,3	38,1	34,7	170,9	140,2	129,8	214,3	56,3	52,9	14,7	853,2
1997	2,1	0,7	31,1	45,3	71,4	92,8	223,1	160,9	155,7	58,0	13,8	5,5	860,4
1998	11,7	s/dato	s/dato	5,1	3,2	90,8	149,7	318,8	133,3	19,5	290,9	s/dato	1.023,0
Prom.	8,1	4,6	8,6	22,5	61,0	160,7	209,4	192,4	152,1	66,9	29,6	7,1	923,1

Fuente: Dirección Técnica, informe mensual de precipitación, DGCOH, GDF, 1998

² Climas de acuerdo con la clasificación de Wilhelm Koeppen

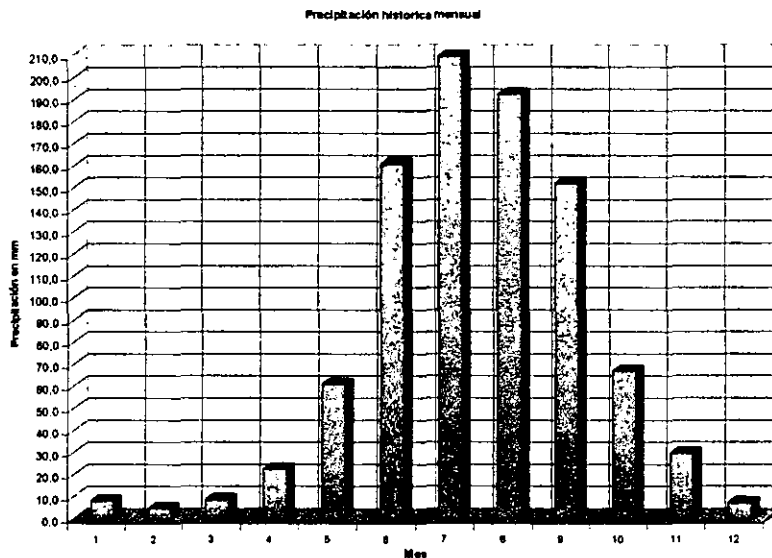


Figura II.1.2 Precipitación histórica mensual (1982-1998)

Geología.

Las principales características geológicas de acuerdo a la zonificación, la estatigrafía del D.F. se presenta en tres tipos de zona:

Zona de Lomas, Zona I

Formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos, en esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explorar minas de arena. La zona de lomas es la que interesa en este trabajo, por lo cual se dan algunas características de estas, primeramente se tiene que esta zona esta conformada por gravas, arenas basálticas, bloques, basaltos y piroclásticas. Se tienen las características geológicas y posteriormente su zonificación

La zona de lomas esta caracterizada por que esta formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en la sierra predominan tobas compactadas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluviglaciales más antiguos.

La zona poniente de la Sierra de las Cruces; esta constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva y que fueron transportados por agua y hielo en épocas posteriores. La formación de las lomas se tiene los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Zona de Transición, zona II.

Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y está constituido predominantemente por estratos arenosos y limo arenoso intercalado con capas de arcilla lacustre.

Zona de Lago, zona III.

Esta integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separado por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla, estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros.

Los principales materiales localizados a nivel superficial en la delegación son Igneas y Sedimentarias de entre los cuales se tiene andesitas en el sur, oeste y centro. Piroclásticas en el norte y este, Arcilla en el norte Oeste y centro de la delegación.

El origen geológico de la delegación se considera en la era cenozoica, en los periodos cuaternario y terciario, en la **Tabla II.1.4** junto con la descripción geológica y el porcentaje que ocupa en la superficie delegacional, y las unidades litológicas que la conforman.

Las características geológicas³ de acuerdo a la información consultada para de los poblados ya referidos son las siguientes: Andesitas cuaternarias, Brechas fluviales cuaternarias y algunos flujos piroclásticos.

³ Plan Hidráulico Delegacional, Delegación Álvaro Obregón, DGCOH 1997, pp. 15

Tabla II.1.4 Características Geológicas de la delegación Álvaro Obregón

Era		Periodo		Roca o suelo	Unidad Litológica		Porcentaje delegacional
Clave	Nombre	Clave	Nombre		Clave	Nombre	
C	Cenozoico	Q	Cuaternario	Suelo	Al	Aluvial	7.26
				Ignea	.b	Basalto	3.13
		T	Terciario	Ignea	.a	Andesita	63.54
				Volcanoclástica	Vc	Volcanoclástica	26.05

Fuente: CGSINEGI Carta Geológica, 1:250 000

Hidrografía.

Las corrientes fluviales en la delegación Álvaro Obregón son efímeras, como es el caso de los ríos Becerra, Tarango y Tequilasco; en tanto que las corrientes perennes se tienen los ríos Mixcoac y Tacubaya.

Se tiene una densa red fluvial, que es debido a las abundantes precipitaciones que se originan en la parte alta de las montañas y debido a la constitución del pie de monte que es fácilmente cortado por los ríos, estos escurrimientos en su mayoría son originados de la Sierra de las Cruces y de una erosión remotamente que se inicia en la ribera lacustre, han originado el sistema hidrológico actual, consistente en ocho subcuencas fluviales correspondientes a los ríos Tacubaya, Becerra, Mixcoac, Tarango, Tequilasco, Tetelpan, Texcalatlaco y Magdalena, a continuación se da una breve descripción de cada una de estas:

Río Tacubaya, nace en las laderas del cerro Cuajimalpa, se dirige por el Noreste hasta que se une con el río Becerra y después forma el río de la Piedad, sus principales alimentadores son los manantiales de Santa Fe, a lo largo del río Tacubaya.

Río Becerra, este río se origina en el cerro de Cuajimalpa, sigue en dirección Noreste hasta unirse con los ríos Tacubaya y formar así el río Piedad, su cuenca es bastante impermeable.

Río Mixcoac, este río nace en las laderas del Cerro de San Miguel, este río se alimenta por varios manantiales, su afluente principal es la Barranca del Muerto, en Xoco se une al río Magdalena para formar el río Churubusco.

Río Tarango, este río nace a los 2,670 msnm, a la altura del pueblo de San Jerónimo Lidice, corre en dos cauces paralelos, uno ubicado en Puente Colorado y el otro en Puerta Grande.

Río Tequilasco, se origina en las laderas del cerro Pahueyxiotl, limita al noroeste con la cuenca del río Mixcoac y al oriente con la del Texcalatlaco, sigue su rumbo hacia el noreste donde se une al río Magdalena, a la altura de los Viveros de Coyoacán, tiene una longitud de 15 km aproximadamente, capta algunos manantiales como los de San Bartolo Ameyalco y los escurrimientos de Lomas de Axomiatla, Lomas de Guadalupe y Las Águilas.

Río Tetelpan, este nace en la unión de la calzada del Desierto de los Leones y Olivar de los Padres, capta los escurrimientos de Tetelpan y Olivar de los Padres, en éste se construyó la presa Olivar.

Río Texcalatlaco nace en las laderas del cerro Campamentos y está limitado al sureste por las barrancas de Anzaldo y al norte y poniente por las barrancas de Guadalupe y Tetelpan.

Río Magdalena, nace en la base de cerro de la Palma y esta limitado al sureste por la cuenca del río Eslava y al noreste por las cabeceras de los ríos Mixcoac, Barranca de Guadalupe y San Ángel.

II.2 MARCO DE REFERENCIA DE ASPECTOS URBANOS**II.2.1 Aspectos de desarrollo urbano.****Población.**

El desarrollo urbano de la delegación registra un alto ritmo de crecimiento de la población en la década de los años sesenta, logrando las tasas de crecimiento anual medio. De la misma forma se tiene que durante la década de los años setenta la población creció poco más del doble, dándose pocas variaciones hasta el año de 1995. Por lo anterior se observa que la población de las zonas urbanas es relativamente joven, por lo que se puede esperar que la población reactive su crecimiento en los próximos años, por lo que se deberá tomar en cuenta esta característica en la planeación para el suministro de los servicios hidráulicos (agua potable y alcantarillado) y urbanos, en la **Tabla II.2.1** se muestra el desarrollo de la población y en la **Tabla II.2.2** se muestra la tasa de crecimiento.

Tabla II.2.1 Tendencia de crecimiento de la población y densidad bruta (1970-1996)

Año	Población			Densidad Bruta		
	Habitantes en la delegación	Habitantes en el D.F.	(%) con respecto al D.F.	Habs/ha en la delegación	Habs/ha en el D.F.	(%) con respecto al D.F.
1970	756,709	6,874,165	6.64	90.40	105.97	0.85
1980	639,213	8,831,079	7.24	126.63	136.14	0.93
1990	642,753	8,235,744	7.80	127.23	126.97	1.00
1996	702,653	8,636,250	8.14	139.08	133.14	1.04

Fuente: Distrito Federal, Censo de Población y Vivienda 95, Resultados Definitivos, Tabuladores Básicos, INEGI. (Datos calculados)

Tabla II.2.2 Tasa de crecimiento por decenio 1970-1996

Periodo	Tasa de crecimiento		
	En la delegación (%)	En el D.F. (%)	(%) con respecto al D.F.
1970 - 1980	1.40	1.28	1.09
1980 - 1990	1.01	0.93	1.09
1990 - 1996	1.09	1.05	1.04

Fuente: Distrito Federal, Censo de población y Vivienda 95, Resultados definitivos, Tabuladores Básicos, INEGI

Por lo anterior descrito se tiene un registro del censo de población del año 1950 al año 1995 **Tabla II.2.3** del cual en el presente trabajo podrá estimar la población para los años 2000, 2010 y 2020 por medio de los modelos y métodos del **subCapítulo II.2.2** para estimar poblaciones más comunes.

Tabla II.2.3 Datos de la población de la delegación Álvaro Obregón, 1995

Año	Población
1950	93,176
1960	220,011
1970	456,709
1980	639,213
1990	642,753
1995	676,930

Fuentes: 1930-1990 INEGI, Distrito Federal, Resultados Definitivos, Perfil Sociodemográfico, XI Censo de Población y Vivienda 1990.
1990-1995 Elaborado con datos de: INEGI, Distrito Federal, Resultados Definitivos; XI Censos de población y Vivienda.
1990, INEGI, Distrito Federal, Resultados Definitivos; Tabuladores Básicos, Censo de Población y Vivienda, 1995

II.2.2 Modelos y métodos para estimar poblaciones

Modelo aritmético

Se caracteriza por presentar un incremento poblacional de manera constante dado en incrementos de tiempos iguales, la velocidad de crecimiento y el periodo de tiempo es una constante:

$$P = P_2 + ka(T - t_2) \quad (\text{II.1})$$

$$ka = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (\text{II.1a})$$

donde:

- P = población de proyección
- P_1 = población censo anterior
- P_2 = población censo posterior
- T = año de proyección
- t_1 = año censo anterior
- t_2 = año censo posterior

Modelo geométrico

Presenta una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo.

$$P = e^{\ln P_1 + k_G(T - t_1)} \quad (\text{II.2})$$

$$k_G = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (\text{II.2a})$$

$$\ln P = \ln P_2 + k_G(T - t_2) \quad (\text{II.2b})$$

Modelo de la ecuación del interés compuesto

A partir de la ecuación anterior se puede obtener la ecuación de interés compuesto.

$$P = P_0(1 + i)^t \quad (\text{II.3})$$

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P_0}} - 1 \quad (\text{II.3a})$$

donde:

- t = número de años de la proyección

i = tasa de interés

Modelo geométrico decreciente

Se utiliza cuando la población tiende a un valor máximo de saturación, debido a causas como los recursos económicos, naturales, área urbanizable, etc.

$$P = P_2 + (L - P_2)(1 - e^{-k_D(t-t_1)}) \quad (\text{II.4})$$

$$k_D = \frac{-\ln \frac{L - P_2}{L - P_1}}{t_2 - t_1} \quad (\text{II.4a})$$

Modelo Logístico o Biológico

Se utiliza para planeaciones a largo plazo, con recursos fijos en vías de desarrollo, en consecuencia tiende a una población máxima limitada.

$$P = \frac{L}{(1 + me^{at})} \quad (\text{II.5})$$

$$L = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2} \quad (\text{II.5a})$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad (\text{II.5b})$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left(\frac{P_0(L - P_0)}{P_1(L - P_0)} \right) \quad (\text{II.5c})$$

Modelo de la parábola cúbica

La curva de crecimiento se aproxima a la de una parábola cúbica, para este modelo es necesario resolver la matriz cuadrada resultante, con algún método de solución, como puede ser **Gauss-Jordan**, o algún otro método.

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (\text{II.6})$$

Modelo de los mínimos cuadrados

Para determinar la población de proyecto, es necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de población lineal, exponencial, logarítmica o potencial, obteniendo a las constantes "a" y "b". El parámetro que sirve para determinar que tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste a los datos de los censos. Se denomina coeficiente de correlación "r", su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1 el ajuste del modelo a los datos será mejor.

a) Ajuste lineal

En el caso de que los valores de los censos históricos, graficados como población en el eje de las ordenadas y los años en el de las abscisas, se ajusten a una recta:

$$P = a + bt \quad (\text{II.7})$$

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum t_i}{n} \quad (\text{II.7a})$$

$$b = \frac{n \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{n \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \quad (\text{II.7b})$$

donde

n = número total de años

$\sum t_i$ = Suma de los años con información

$\sum P_i$ = Suma del número de habitantes

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste lineal, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo "t", en la ecuación (II.7). El coeficiente de correlación "r" para el ajuste lineal se calcula como sigue:

$$r = \frac{n \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{\sqrt{(n \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2)(n \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2)}} \quad (\text{II.7c})$$

b) Ajuste no lineal

b.1) Ajuste exponencial

$$P = ae^{bt} \quad (\text{II.8})$$

$$a = e^{\left(\frac{\sum \ln P_i - b \sum t_i}{n}\right)} \quad (\text{II.8a})$$

$$b = \frac{n \sum t_i \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{n \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \quad (\text{II.8b})$$

El coeficiente de correlación r para este modelo se calcula con:

$$r = \frac{n \sum t_i (\ln P_i) - \sum t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{(n \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2)(n \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2)}} \quad (\text{II.8c})$$

b.2) Ajuste logaritmico

$$P = a + b(\ln t) \quad (\text{II.9})$$

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum \ln t_i}{n} \quad (\text{II.9a})$$

$$b = \frac{n \sum \ln t_i P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{n \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (\text{II.9b})$$

El coeficiente de correlación r esta dado por:

$$r = \frac{n \sum (\ln t_i) P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{\sqrt{(n \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2)(n \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2)}} \quad (\text{II.9c})$$

b.3) Ajuste potencial

$$P = at^b \quad (\text{II.10})$$

$$a = e^{\left(\frac{\sum \ln P_i - b \sum \ln t_i}{n}\right)} \quad (\text{II.10a})$$

$$b = \frac{n \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{n \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (\text{II.10b})$$

El coeficiente de correlación r está dado por:

$$r = \frac{n \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{(n \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2)(n \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2)}} \quad (\text{II.10c})$$

Modelo de Malthus

$$P_p = Pa(1+i)^x \quad (\text{II.11})$$

donde

P_p = población de proyecto

Pa = población actual

i = incremento promedio anual

x = décadas

Método de Porcentajes

$$Pf = Pa + \frac{Pa(\% \text{crecimiento})N}{100} \quad (\text{II.12})$$

donde

Pf = población futura

$\%$ = porcentaje de crecimiento actual

N = número de años a proyecto

Método de incrementos diferenciales

Este método consiste en lo siguiente, se considera una segunda diferencia entre los datos de la población como constante, se ajustan los datos a una parábola de segundo grado, los datos deben de ser equidistantes, para la aplicación de este método, este es un método gráfico y se aplica en este trabajo.

Método de comparación con otras poblaciones

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que esta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento en que se haga el proyecto.

II.2.3 Estimación de la población de la delegación

El Programa de Desarrollo Urbano del D.F., plantea la política demográfica de alcanzar en los próximos 20 años una tasa de crecimiento anual de 1.038 %. (La tasa histórica 1950-1995 es 1.5% estimada y para 1990-1995 se tiene una tasa de 1.04%) El resultado que se obtendrá al seguir esta política demográfica proyectada para 2011, prevé que en la delegación Alvaro Obregón se tenga una población de 1,229,423 habitantes, de acuerdo a la **Tabla II.2.4**.

Tabla II.2.4 Proyección de la población para el año 2011.

Año	Habitantes en la delegación	Habitantes en el D.F.	Porcentaje con respecto al D.F.
1997	729,354	8,786,796	8.3
1999	785,838	9,098,156	8.6
2001	846,697	9,423,832	9.0
2003	912,268	9,764,614	9.3
2005	982,918	10,121,341	9.7
2007	1,059,039	10,494,906	10.1
2009	1,141,055	10,886,225	10.5
2011	1,229,423	11,296,397	10.9

Fuente: Elaboración con datos de: Distrito Federal, Censo de Población y Vivienda 95, Resultados Definitivos, Tabuladores Básicos, INEGI (Datos calculados).

De acuerdo con los datos de la población expuestos anteriormente, en este trabajo se estimó mediante un cálculo la proyección de la población por medio 10 métodos de estimación, obteniéndose la **Tabla II.2.5** y en forma gráfica la **Figura II.2.1**

Con los datos de la **Tabla II.2.3** y aplicando las ecuaciones de los modelos y métodos anteriores se estima la población de la delegación obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla II.2.5 Resultados de la estimación de la población de la delegación.

Método	2000	2010	2020
1. Aritmético	711,107	779,461	847,815
2. Geométrico	712,924	790,756	877,086
3. Ecuación de interés compuesto	729,436	846,980	983,467
4. Geométrico decreciente	720,868	800,373	869,892
6. Parábola cúbica (Ojiva)	951,337	1'175,587	3'059,275
7. Mínimos cuadrados (log)	805,636	939,890	1'073,480
8. Malthus	760,587	900,023	1'650,022
9. Porcentajes	738,980	863,079	987,179
10 incrementos diferenciales	739,049	794,247	808,346
Promedio	763,325	932,266	1'174,618

Fuente: Elaboración con datos de los censos del INEGI.

Nota: El método de mínimos cuadrados se realizó con el programa de computo "Básicos" de la CNA.

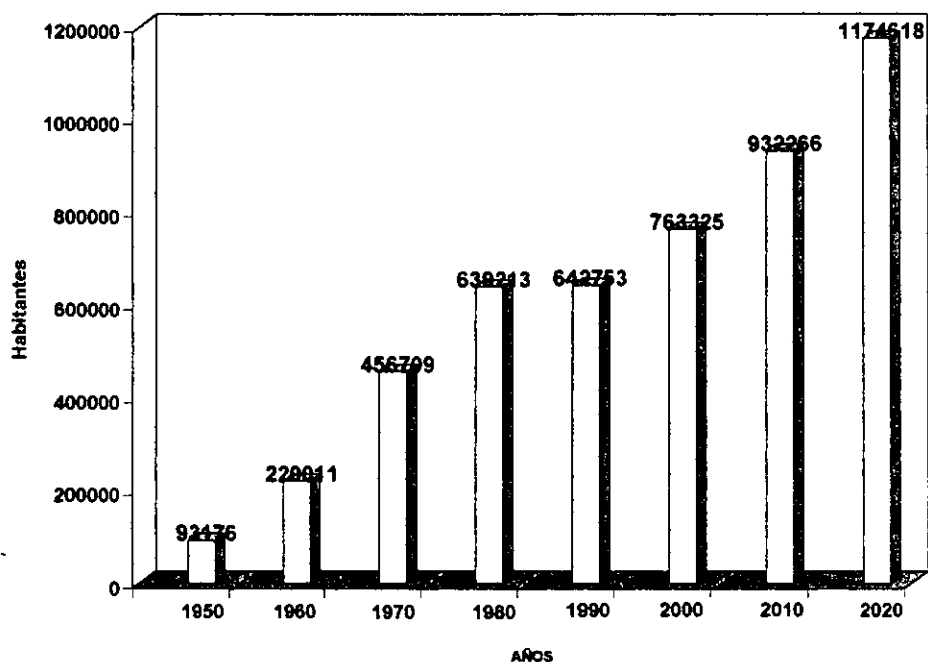


Figura II.2.1 Proyección de la población de la delegación

II.2.4 Estimación de la población para las comunidades en estudio

Se calcula el crecimiento esperado de la población del poblado de San Bartolo Ameyalco y Santa Rosa Xochiac (poblados en estudio), dentro un periodo de diseño (15 años), con uso de los métodos de **Porcentajes** y **Malthus**. Se considero el promedio del incremento poblacional anual de 2.5%, este dato se tomo del informe de la DGCOH⁴, 1998, para el método de **Malthus** se considero aplicar la expresión solo en cada década, es decir los valores que no son de cada década se interpolaron por medio del método de interpolación de **Lagrange**. En base en este dato los resultados de la población se tienen en las **Tablas II.2.6** y **II.2.7** y las gráficas de este comportamiento en las **Figuras II.2.2** y **II.2.3**.

Tabla II.2.6 Población pará San Bartolo Ameyalco

Año	Porcentajes	Malthus	Población Promedio
	Población	Población	
0	35150	35150	35150
1	36029	36029	36029
2	36908	36908	36908
3	37786	37786	37786
4	38665	38665	38665
5	39544	39544	39544
6	40423	40423	40423
7	41301	41302	41302
8	42180	42180	42180
9	43059	43059	43059
10	43938	43938	43938
11	44816	45036	44926
12	45695	46135	45915
13	46574	47233	46903
14	47453	48332	47892
15	48331	49430	48881

Nota: Elaboración considerando el incremento promedio anual de DGCOH.

⁴ Estudios para Determinar Zonas con Problemática de Servicios en la Delegación Álvaro Obregón, DGCOH, 1998.

Tabla II.2.7 Población para Santa Rosa Xochiac

Año	Porcentajes	Malthus	Población Promedio
	Población	Población	
0	12960	12960	12960
1	13284	13284	13284
2	13608	13608	13608
3	13932	13932	13932
4	14256	14256	14256
5	14580	14580	14580
6	14904	14904	14904
7	15228	15228	15228
8	15552	15552	15552
9	15876	15876	15876
10	16200	16200	16200
11	16524	16605	16565
12	16848	17010	16929
13	17172	17415	17294
14	17496	17820	17658
15	17820	18225	18023

Nota: Elaboración considerando el incremento promedio anual de DGCOH.

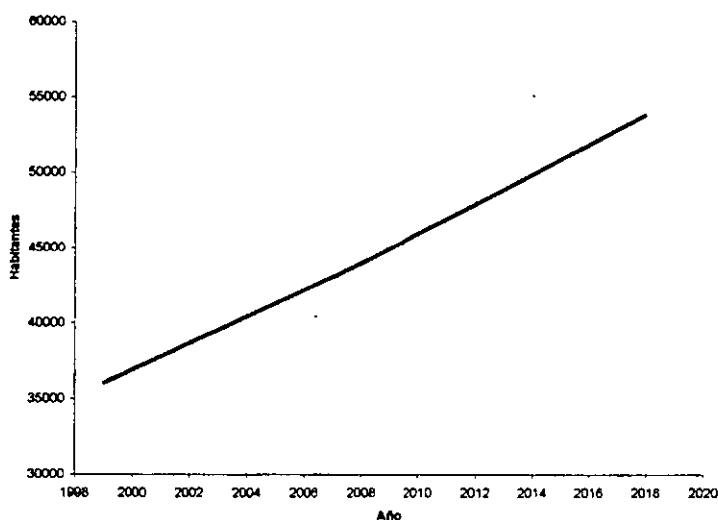


Figura II.2.2 Proyección de la población para San Bartolo Ameyalco

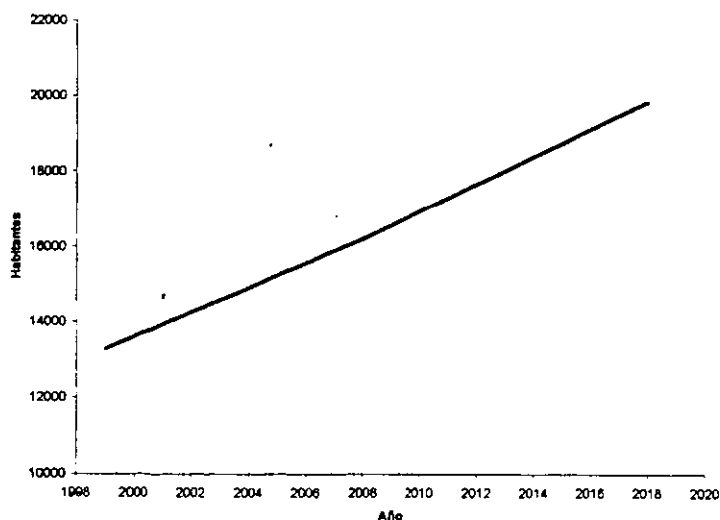


Figura II.2.3 Proyección de la población para Santa Rosa Xochiac.

Población económicamente activa y nivel socioeconómico.

La delegación Álvaro Obregón cuenta con una población económicamente activa que desarrolla sus actividades productivas de acuerdo con los sectores mostrados en la **Tabla II.2.8**

Tabla II.2.8 Población económicamente activa y nivel socioeconómico

Posición en el trabajo	Sector primario		Sector secundario		Sector Terciario		No especificado		Total	
	Habitantes	Porcentaje	Habitantes	Porcentaje	Habitantes	Porcentaje	Habitantes	Porcentaje	Habitantes	Porcentaje
Patrón o empresario	108	10,95	4.205	4,39	8.313	3,44	711	4,48	13.337	3,78
Empleado, obrero o peón	483	48,99	81.345	84,93	189.369	78,36	12.117	75,97	283.314	79,95
Trabajador por su cuenta	337	34,18	8.994	9,39	39.561	16,37	874	5,48	49.766	14,04
Trabajador no remunerado	30	3,04	105	0,11	894	0,37	54	0,34	1.083	0,31
No especificado	28	2,84	1.130	1,18	3.528	1,46	2.193	13,75	8.879	1,94
Total	986	100	95.779	100	241.865	100	15.949	100	354.379	100

Fuente: INEGI, Distrito Federal, Censo de Población y Vivienda 1995, Resultados Definitivos, Tabuladores Básicos. Incluye población rural, urbana no asalariada y mayor de 12 años.

Usos del suelo.

En el total de la delegación Álvaro Obregón se tienen aprobados diferentes usos del suelo cuyas áreas más representativas son listadas en la **Tabla II.2.9**, es posible observar su superficie y porcentaje respecto al total de la delegación. Revisando estos datos se observa que el área de habitacional es predominante la mayoría de la superficie 56.3 por ciento, en segundo término lo ocupa la superficie de reserva ecológica contabiliza casi el 22 por ciento de la superficie, por lo que es primordial impedir el crecimiento de los límites urbanos, con el fin de preservar las áreas de recarga del acuífero y de conservación ecológica, tal como se menciona en el Programa de Desarrollo Urbano de Álvaro Obregón.

Tabla II.2.9 Usos de suelo de la delegación.

Uso del suelo	Superficie (km ²)	Porcentaje
Habitacional	43.46	56.30
Reserva ecológica	16.94	21.94
Espacios abiertos	8.43	10.92
Equipamiento urbano	3.67	4.75
Mixtos	4.52	5.52
Industrial	0.44	0.57
Total	77.20	100

Fuente: Programa Delegacional de Desarrollo Urbano para Álvaro Obregón, 1996, Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda del GDF.

Proyección del crecimiento urbano.

El Programa Delegacional de Desarrollo Urbano de Álvaro Obregón muestra las posibles áreas donde se tienen previstos los sitios donde es posible llevar a cabo acciones para su mejoramiento y conservación, las áreas de actuación de suelo urbanos se concentran en lugares con potencial de desarrollo, conservación patrimonial y de reciclamiento, en tanto que las de tipo de industrial y de conservación están representadas por las superficies para la producción rural de preservación.

II.3 INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA ACTUAL*Situación actual*

El abastecimiento de agua potable a la población de la delegación Álvaro Obregón, de acuerdo al plan hidráulico delegacional, se realiza por medio de una infraestructura hidráulica con 12,514 kilómetros de líneas de conducción o acueductos, 5,696 km de líneas de conducción primarias y 192,822 kilómetros de red secundaria, como principales fuentes de abastecimiento de esta delegación, las proveniente de los ramales sur de los sistemas Lerma y Cutzamala, así como también de los gastos proporcionados por los manantiales Santa Rosa Xochiac, San Bartolo Ameyalco, Santa Fe en la delegación Álvaro Obregón, El Ranchito y El Repartidor pertenecientes a la delegación Cuajimalpa, gastos que son complementados con la aportación de los pozos de agua potable operados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH). Una parte del volumen total del agua potable es almacenado en tanques de distribución,

II.3.1.2 Aprovechamiento de los principales manantiales.

En la zona poniente de la delegación se ubica a los manantiales cuyo aprovechamiento de sus aguas es para beneficiar a los poblados cercanos al mismo lugar, como es el caso de Santa Rosa Xochiac, San Bartolo Ameyalco y Santa Fe, en la delegación Álvaro Obregón; en tanto que los manantiales El Ranchito y Xometitla, localizados en la delegación Cuajimalpa, y que de alguna forma envían sus gastos hacia estos poblados. Es decir se tiene aprovechamiento tanto de la misma delegación como de la delegación vecina. También se tiene el manantial Santa Fe que envía su caudal a los tanques Fabriquitas y al rebombeo Santa Fe 1 y de este al Santa Fe 2 el cual abastece al pueblo de Santa Fe. El gasto promedio de aportación de los manantiales a la delegación se contabiliza en un gasto de aprovechamiento de 0.248 m³/s, contabilizando el promedio de los gastos³ de enero a julio de 1998. En la **Tabla II.3.1** muestran las principales características de los manantiales.

Tabla II.3.1 Manantiales de la delegación

Manantial	Subsistema	Ubicación	Aportación de caudal a:	Aprovechamiento a:	Q (l/s)**
Santa Rosa Xochiac	Independiente	Limites de la delegación Cuajimalpa, poniente colonia Santa Rosa Xochiac	Tanque AO-16 Santa Rosa Xochiac	Poblado de Santa Rosa Xochiac	3
San Bartolo Ameyalco	Independiente	Calle Cedros s/n, col. San Bartolo Ameyalco	Tanque rebombeo AO-15 y Tanque Zacamulpa	Poblado de San Bartolo Ameyalco	43
Santa Fe	A.O.		Tanque Palo Alto y tanque Santa Fe	Lomas de Bezares, Santa Fe	161
El Ranchito *	Independiente		Tanque Santa Lucia	Santa Lucia	33
Xometitla *	Independiente		Tanque AO-17	Santa Rosa Xochiac	9

* Manantiales pertenecientes a la delegación Cuajimalpa, **Aprovechamientos registrados de Enero - Julio 1998.

Fuente: Dirección Técnica, DGCOH, GDF.

II.3.1.3 Aprovechamiento de las líneas de interconexión

El funcionamiento del sistema hidráulico de la delegación Álvaro Obregón se basa en la operación de los sistemas de distribución e interconexión con la infraestructura de bombeo y regulación, las líneas de conducción se refieren a las líneas de interconexión con un gasto de aprovechamiento de 1.74 m³/s, operando en conjunto, ver **Tabla II.3.2**

Tabla II.3.2 Líneas de interconexión de la delegación.

No.	Línea de distribución:	Estructuras que conecta:	Calles	Colonias	Diámetro (cm)	Longitud total (m)	Lon. en la delegación (m)
1	Línea Santa Lucia:	Trifurcación Santa Lucia - Tanques Santa Lucia Circular 5, 4, 3, 2 y 1.	San Isidro, Desierto del Colorado, Guadalupe Victoria, Av. Tamaulipas y Av. Santa Lucia.	Reacomodo Santa Lucia y Santa Lucia.	122	12,640	6,380
2	Línea Santa Fe:	Manantial Santa Fe - Tanques Liberación y Boconra	Carrada Loma de Zamora y Carrino a Santa Fe.	Santa Fe, La Mexicana, La Cebada y Lomas de Boconra	51	2,650	2,650
3	Línea Centenario:	Tanque Villa Verdún - Tanques Boques de Tarango, AO-1, AO-3, AO-4, AO-5, AO-6 y AO-12.	Av. Centenario.	Villa Verdún, Boques de Tarango, Cooperativa Ceguayo, Tlacuilape, Lomas de Puerta Grande, Valentín Gómez Farías, La Martirica, Centenario y Lomas de Tarango.	30 y 51	6,380	6,380
4	Línea Las Águilas:	Portal 29- Tanques Las Águilas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y Oscilador Liga Maya	Calzada de las Águilas.	Lomas de Adornatita, Lomas de Guadalupe, Lomas de las Águilas, Puente Colorado, San Clemente, Ampliación Las Águilas, Ampliación Los Alpes y Las Águilas.	30 y 51	7,940	7,940
5	Línea Portal 29 - El Olivar:	Portal 29- Tanques Colegio de la Policía Circular (AO-27), Alcantarilla, Lierzo y Olivar de los Padres.	Av. Toluca, Calz. Olivar de los Padres y Calz. Desierto de los Leones	Rincón de la Bolsa, Alcantarilla, Olivar de los Padres y San José del Olivar.	15, 30 y 51	5,840	5,450
6	Línea Vista Hermosa Constituyentes:	Trifurcación El Carlero - Tanques Pólvora, Palo Alto, Madereros 3, Madereros 2 (Del. Miguel Hidalgo) y Fabriquita 1 y 2.		Lomas de Vista Hermosa, Palo Alto, San Gabriel, Lomas de Santa Fe, Lomas Altas, Las Américas y Sears Roebuck.	30 y 122	8,980	7,360
7	Línea Las Torres:	Derivación Las Torres - Tanques CAO-8, Torres 4, Rompedor Mimosas (AO-6), AO-14, AO-29 y Oscilador Jardín del Arte 2.	Av. De las Torres, Glaciar, Av. Torres de Idapanteco, Consa y Río de la Magdalena.	Torres del Potrero, La Angostura, Olivar de los Padres, Tizapán, Barrio Loreto y Copilco El Bejo.	122	12,380	7,180
8	San Bartolo Ameyalco:	Manantiales de San Bartolo Ameyalco Rebombeo S. B. Ameyalco, Tanque rebombeo Morelos	Ojo de agua, V. Guemero, Carrino Viejo a Mexcoac	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	15		
9	Santa Rosa Xochiac:	Manantiales de Santa Rosa Xochiac Rebombeo S. R. Xochiac, Tanques Santa Rosa Xochiac 1, 2, 3 y 4.	Ojo de agua, V. Guemero, Carrino Viejo a Mexcoac	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	15		

Fuente: Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, DGCOH, 1998.

II.3.1.4 Aprovechamiento de pozos de agua potable

En la delegación cuenta con una serie de pozos que son operados por la DGCOH y algunos por particulares, los cuales aportan su caudal a la red o a tanques para su regulación y distribución, algunos pozos no se encuentran funcionando

³ Gastos Mensuales de Manantiales de la Delegación Álvaro Obregón, DGCOH, 1998

simultáneamente, por lo cual el caudal de aprovechamiento total aportado a la delegación es muy variable, pero se tiene un gasto de aprovechamiento⁶ de 545 a 453 l/s, para los poblados ya referidos no se encuentra ningún pozo operando para aprovechamiento de estos, de los 35 pozos con que cuenta la delegación para 1998, solo funcionaban 20.

II.3.1.5 Gastos de aprovechamiento

Una vez realizado la revisión de gastos se tiene que la aportación de gastos de aprovechamiento hasta 1998, es de 2.53 m³/s, en forma particular, es posible considerar que el gasto para los poblados de referencia en conjunto, es de: 55 l/s.

II.3.2 DESCRIPCIÓN DE LAS LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

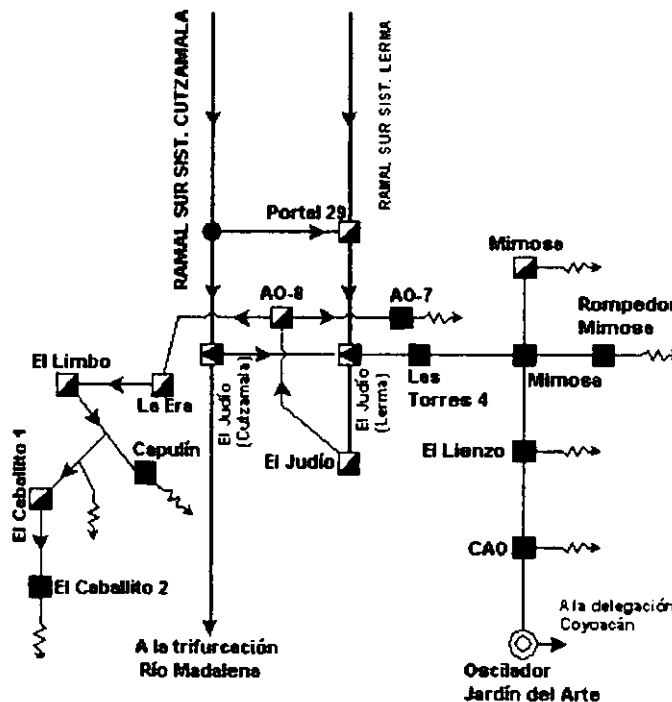
II.3.2.1 Línea de conducción Las Torres

En la trifurcación El Judío del ramal sur del sistema Cutzamala, se alimenta por medio de una línea de 12 pulgadas al rebombero El Judío y de esta al rebombero El Limbo que abastece por medio de derivaciones a los tanques Capulines, al rebombero El Caballito y tanque El Caballito, de esta trifurcación, se deriva hacia el rebombero AO-8 y de aquí hacia el rebombero La Era que también abastece al rebombero El Limbo. Del rebombero AO-8 se abastece al tanque AO-7. En la misma trifurcación El Judío se distribuye en forma sucesiva a los tanques Torres 4, Mimosa, Lienzo, CAO y Oscilador Jardín del Arte, con una tubería de 48 pulgadas. Del tanque Mimosa se alimenta al tanque rebombero Mimosa y este al rompedor Mimosa. El tanque Lienzo distribuye a las colonias San Angel, Altavista y Progreso, en tanto que del Oscilador Jardín del Arte continua la línea de distribución hacia la delegación Coyoacán, en la **Figura II.3.2** se muestra el diagrama de esta infraestructura, cabe señalar que este esquema se basa en los estudios de DGCOH, así como el documento titulado "Descripción general operativa de la infraestructura hidráulica" DGCOH y el plano de "Distribución de caudales" DGCOH.

II.3.3 DESCRIPCIÓN DE LAS LÍNEAS DE CONDUCCIÓN DE LOS POBLADOS

II.3.3.1 Línea de conducción San Bartolo Ameyalco

Este sistema se encuentra aislado, es decir es independiente de los ramales que se describieron anteriormente, esta línea inicia en los Manantiales de San Bartolo Ameyalco, conduciendo su caudal hasta por bombeo hasta el tanque Morelos y AO-15 o San Diego, el tanque Morelos cuenta con un rebombero, este mismo sirve para abastecer a los demás tanques como el tanque Zacamulpa, su funcionamiento hidráulico actual se presenta en el **Capítulo III**



Notas: La simbología es la misma de la figura anterior.

Fuente: Descripción General Operativa de la Infraestructura Hidráulica, DGCOH, 1998. Distribución de Caudales, DGCOH, 1993. Estudio para Determinar Zonas con Problemática de Servicios en la Delegación Álvaro Obregón, DGCOH, 1998

Figura II.3.2 Línea de interconexión Las Torres

⁶ Distribución de caudales, DGCOH, Oficina Regional Poniente, Septiembre 1993.

II.3.3.2 Línea de conducción Santa Rosa Xochiac

De la misma manera que San Bartolo esta trabaja de manera independiente, su funcionamiento actual, es el siguiente: El manantial Santa Rosa abastece al tanque AO-16, los manantiales El Ranchito y Repartidor alimentan al conjunto de tanques de santa Rosa Xochiac estos son el Número 1, 2, 3, 4, 5 y 6, además del tanque AO-17, con esto se beneficia a este poblado, es importante mencionar que se beneficia ya se por medio de descargas directas a la red existente o con apoyo de tanques de almacenamiento, donde no se cuenta con red de distribución se abastece con pipas de agua a la población, esto se esquematiza de forma general en el Capítulo III.

II.3.4 Planta de rebombeo y tanques

Los rebombes tienen una capacidad total de 5.9 m³/s, en la **Tabla II.3.4**, solo se muestran los rebombes implicados en la zona de estudio, los tanques tienen una capacidad total de almacenamiento de 299.42 m³/s, ambos, existentes hasta 1998, se muestran en las **Tablas II.3.5**, solo los tanques que están relacionados con la zona de estudio.

Tabla II.3.4 Relación de rebombes de la zona de estudio de la delegación

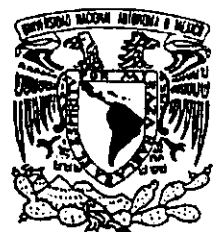
Nombre Rebombero	Ubicación	Colonia	Capacidad	Recibe agua RB	Distribuye a RB
AO-8	Av. 29 de Octubre esq. Av. Azahares	La Hera	10,00	Rebombero El Judío	Tanque La Hera y colonia La Hera
Morelos	Morelos s/n	San Bartolo Ameyalco	10,00	Planta de Bombeo San Bartolo Ameyalco	Tanque Zacamulpa
Rebombero Axomiatla 2	Calz. de las Águilas s/n	Villa Verdún	40,00	Planta de Bombeo Axomiatla 2	Tanque Zacamulpa
San Bartolo Ameyalco	Manantial San Bartolo Ameyalco	San Bartolo Ameyalco	10,00	Manantial San Bartolo Ameyalco	Tanque-Rebombero Morelos y San Bartolo Ameyalco
Santa Rosa Xochiac					
Trifurcación Judío - Cutzamala					
Trifurcación Judío - Lerma					

Fuente: Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, DGCOH, 1998.

Tablas II.3.5 Relación de tanques de la zona de estudio de la delegación

Nombre	Ubicación	Colonia	Capacidad	h max	Elev	Recibe agua de:	Distribuye agua a:
Alvaro Obregón 15 (AO-15 "San Diego")	San Diego s/n esq. Cerrada Dan Diego	San Bartolo Ameyalco	120,80	2,50	2,800	Tanque Morelos	Colonia San Bartolo Ameyalco
Alvaro Obregón 16 (AO-16 "Santa Rosa Xochiac")	Acueducto de Guadalupe s/n	Santa Rosa Xochiac	100,00	0,00	2,650	Manantiales Santa Rosa Xochiac	Colonia Santa Rosa Xochiac
Alvaro Obregón 17 (AO-17 "Repartidora")	Acueducto y Rafael Checa	Santa Rosa Xochiac	100,00	0,00	2,790	Tanque El Partidor	Colonias Santa Rosa Xochiac y Xometitla
AO-8	Av. de Las Torres s/n esq. Azahares	Torres del Potrero	478,23	3,50	2,600	P. B. Judío Lerma	Tanques La Hera y AO 7, Col. Torres de Potrero y Rincón de Balsa
Manantiales San Bartolo Ameyalco	Calle de Cedros s/n	San Bartolo Ameyalco	43,63	0,85			
Morelos	Vicente Guerrero s/n esq. José María Morelos	San Bartolo Ameyalco	307,32	2,45	2,690	Planta de Bombeo de San Bartolo Ameyalco (manantiales)	Colonia Zacamulpa y San Bartolo Ameyalco (parte centro y baja)
Rebombero Santa Rosa Xochiac	Al final de la Calle Ojo de Agua cerca de la Iglesia	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	117,60	2,80			
Santa Rosa Xochiac 2							
Santa Rosa Xochiac 4	Rafael Checa y Calle acueducto	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	40,92	2,20			
Santa Rosa Xochiac 5	Calle Acueducto frente al No. 8	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	99,45	2,10			
Santa Rosa Xochiac Nuevo	Camino al Desierto de los Leones entre Centenario y Primavera a la altura del km 27.9	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	518,69	3,70			
Zacamulpa	Camino al Desierto de los Leones esq. Camino Real a Mixcoac	San Bartolo Ameyalco	347,63	4,40	2,750	Tanque-Rebombero Morelos	Colonias Santa Rosa Xochiac y Zacamulpa

Fuente: Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, DGCOH, 1998.



CAPÍTULO III

PROBLEMÁTICA Y OPCIONES DE SOLUCIÓN

CAPÍTULO III

PROBLEMÁTICA Y OPCIONES DE SOLUCIÓN

III.1 PROBLEMÁTICA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

En la actualidad la Ciudad de México enfrenta grandes problemas para el abastecimiento de agua potable; el crecimiento continuo de la población, el garantizar el suministro de agua, pues a mayor población mayor es la demanda diaria de agua. La satisfacción de esta demanda ha hecho que se sobre explote el acuífero de su cuenca, de acuerdo a varios estudios se tiene que los niveles del acuífero se están abatiendo¹ con rapidez un metro al año en promedio, al extraerse entre un 30 y 65% más agua que la que recibe como recarga. Las consecuencias negativas de la sobre explotación del acuífero local, han obligado a buscar nuevas fuentes adicionales cada vez más lejanas, ahora se trata traer el agua de Temascaltepec a 140 km. La población de la delegación se ha incrementado, lo cual es una de las problemáticas que esta enfrenta, así como los asentamientos urbanos acelerados, y de acuerdo a un artículo publicado por la SDUV que cita: "El incremento poblacional que ha observado la Ciudad de México en las últimas décadas se ha visto reflejado en la ocupación de áreas no aptas para desarrollo urbano, como lo son las zonas con valor ambiental o las zonas de alto riesgo"², esto se relaciona con las zonas libres del poniente de la delegación, debido a la saturación del centro del D.F. lo cual a hecho que los poblados de San Bartolo Ameyalco y Santa Rosa Xochiac sean los más afectados.

III.1.2 Análisis de la problemática.

III.1.2.1 Zonas sin servicio de agua potable

Las áreas sin servicio rebasan los niveles de servicio, donde no se permite la instalación de una red de distribución, es decir se encuentran arriba de los últimos tanques o en colonias de nueva creación y actualmente se les proporciona el servicio por medio de pipas. Los lugares que carecen del servicio son las partes altas de San Bartolo Ameyalco y Santa Rosa Xochiac; una de las principales causas que origina este problema es en forma general es; debido al crecimiento de población, ya que si los habitantes observan que el servicio de agua esta cerca cambian de uso de suelo o los terrenos los fraccionan para venderlos por lotes sin tener un control la delegación de estas zonas.

De los sitios ya detectados uno de estos se localizan en las partes altas de los poblados de San Bartolo Ameyalco con una superficie de 0.177 km², la problemática para este poblado se debe a que se encuentra en una zona alta, fuera de la cota de servicio, pues el tanque más cercano a la zona es el tanque Zacamulpa muy debajo de la cota de servicio, no se cuenta con agua no existen ningún tanque ni líneas de conducción mucho menos red de distribución, se requiere un gasto estimado en 2.87 l/s con 24 horas de servicio actualmente.

El siguiente problema se refiere a los poblados de Santa Rosa Xochiac, está es una zona menos poblada que la anterior pero la zona sin servicio es mayor en extensión y habitantes se tiene 0.4 km² con una densidad de población de aproximadamente 100 habitantes por hectárea³, carecen de tanques, líneas de conducción y red de distribución, se abastecen por medio de pipas que distribuyen el agua a la población afectada, estos asentamientos se consideran irregulares, el gasto que se requiere para esta zona se estima en 6.52 l/s con un servicio de 24 horas actualmente, esto se resumen en la **Tabla III.1.1**.

Tabla III.1.1 Zonas sin servicios de agua potable.

No	Colonia	Calles	No. de habitantes	Orientación	Con red sin suministro	Sin red	Observaciones
AP-1	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Av. Cedral, San Diego Tlapetizahuatl	1,774	Suroeste		Sin red	Se encuentra arriba de la cota del tanque Zacamulpa
AP-5	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes Altas	4,028	Noroeste		Sin red	Se abastece por medio de pipas, con tambos que tiene los vecinos

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, 1998

III.1.2.2 Zonas con servicio intermitente o escasez de agua potable.

Por lo que respecta a las zonas con servicio intermitente la principal es la falta de agua, en algunos casos a las diferentes políticas de operación que realiza tanto la delegación como el propio organismo operador DGCOH (red primaria). Otra situación problemática determinada es la dotación con un volumen de agua intermitente o zonas con aguda escasez del líquido, cuya causa es que la red primaria o secundaria no tiene los diámetros adecuados que posibilitan una mayor transferencia del caudal. Este efecto se presenta, ya sea por que la población realizó el tendido de las tuberías con diámetros

¹ Ecológica, "Los Retos Ambientales de la Ciudad de México", Méndez Garza Fernando.

² GDF Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda, Desarrollo urbano, Delegación Álvaro Obregón, "Programa Parcial Lomas de Tarango", 1999.

³ Estudio para determinar zonas sin servicios en la delegación Álvaro Obregón, D.F. DGCOH, 1998

de 1 a 3 pulgadas, a la anexión de nuevas áreas de distribución, y al crecimiento de la población demandante del servicio. Este caso se presenta principalmente en las partes altas de las colonias San Bartolo Ameyalco y Santa Rosa Xochiac.

Para San Bartolo Ameyalco la zona afectada de este poblado es de aproximadamente 1.19 km², que es abastecida por los manantiales de San Bartolo Ameyalco, los tanques Morelos y el tanque Zacamulpa a una población de 11,959 habitantes, donde se tiene un servicio intermitente o escasez de agua con tandeos de 1 a 2 veces por semana, a veces no se cuenta con el servicio, el gasto que se requiere para esta zona es de 29.10 l/s para 24 horas actualmente, en la **Tabla III.1.2** se resumen las características de esta problemática.

Ahora bien se tiene la misma problemática en Santa Rosa Xochiac en las partes altas, con una extensión de 1.29 km² y una población aproximada para 1998 de 12,957 habitantes, esta zona se caracteriza por tener varios tanques, algunos de los cuales están fuera de uso por ejemplo el tanque Santa Rosa Xochiac No. 2, debido a la escasez que es constante se abastece a la población mediante pipas de agua, el gasto requerido es de 41.50 l/s, la **Tabla III.1.2** muestra las características de esta problemática.

Tabla III.1.2 Zonas con servicio intermitente o falta de agua potable.

No	Colonia	Calles	No. de habitantes	Frecuencia u horario	Orientación	Abastecida por:
AP-6	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Partes altas	11,959	Tandeos de 1 a 2 veces por semana	Sur	Manantiales de San Bartolo Ameyalco, tanque Morelos y tanque Zacamulpa
AP-11	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes Altas	12,957	Constante falta de agua	Noroeste	Se abastece por medio de pipas, con tambos que tiene los vecinos

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, 1998.

III.1.2.3 Zonas con altas y bajas presiones de agua potable

Las zonas de lomeríos y cañadas que conforman la topografía de la delegación, han provocado que las principales calles y avenidas tengan pendientes muy pronunciadas, generando que la infraestructura de agua potable alojada, al distribuir por gravedad presente altas presiones en las partes bajas y la fluctuación o baja presión en los sitios altos. Esto provoca que los usuarios no reciban el agua con la presión hidráulica adecuada. Esta situación es agudizada por el hecho de que las válvulas de control no son operadas en forma coordinada por parte del personal de la DGCOH, Otra manifestación negativa del exceso de carga hidráulica en la red es la presencia de fugas en las tuberías y cruceros, lo cual se agudiza en líneas localizadas en las vialidades y calles con intenso flujo vehicular.

En estas circunstancias el poblado de San Bartolo Ameyalco presenta bajas presiones en la red de distribución existente de aproximadamente 0.3 kg/cm² gran parte de esta problemática se debe a que los manantiales aportan menos gasto en épocas de estiaje, esta zona de mayor extensión con aproximadamente 3.15 km² y una población de 35,150 habitantes afectados por las bajas presiones en el abastecimiento de agua potable, se necesita un gasto aproximadamente de 114 l/s para satisfacer esta zona con 24 horas de servicio, en la **Tabla III.1.3** se dan las características de esta problemática del poblado. Sin embargo el poblado de Santa Rosa Xochiac presenta una situación similar las bajas presiones afectan a una población de aproximadamente 8,400 habitantes en una extensión de 0.84 km² las bajas presiones son de 0.3 kg/cm² debido a que el gasto aportado por los manantiales es reducido en época de estiaje, agudizando la mala operación del manejo de válvulas, se necesita un gasto de 20.46 l/s con 24 horas de servicio para esta zona, en la **Tabla III.1.3** se dan estas características.

Tabla III.1.3 Zonas con bajas presiones de agua potable

No.	No. de Habitantes	Orientación	Presión en la Red (Kg/cm ²)	Abastecida por:	Causa
AP-17	35.150	Oeste	0,3	Los manantiales de San Bartolo Ameyalco	El Gasto de los manantiales es reducido en época de estiaje.
AP-18	8.418	Partes altas	0,3	Los manantiales de Santa Rosa Xochiac	El Gasto de los manantiales es reducido en época de estiaje.

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, 1998.

II.1.2.4 Zonas con mayor incidencia de fugas de agua potable

En forma general se tiene que la delegación ocupa el segundo lugar en cuanto al número de fugas reparadas, 5,787 fugas reparadas, esto es el equivalente a 13.7% de 42,242 fugas en todo el D.F., este alto porcentaje refuerza la idea de la existencia de un gran volumen de agua pérdida en redes de distribución y tomas domiciliarias.

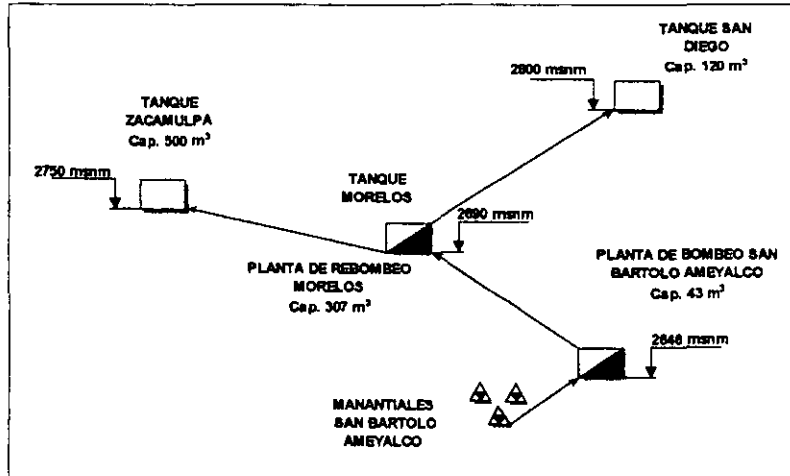
III.1.3 Funcionamiento hidráulico actual de la zona de estudio

III.1.3.1 Sistema actual de San Bartolo Ameyalco

Se encuentra ubicada al sureste de la delegación Álvaro Obregón se abastece de los manantiales de San Bartolo Ameyalco, es un sistema aislado, es decir depende solo de los manantiales y no de ningún tipo de interconexión (líneas de conducción, a excepción del tanque Zacamulpa), la superficie total de este poblado es de aproximadamente 4.88 km², el sistema funciona

de la siguiente manera los manantiales aportan su caudal por medio de unos canales y canaletas, hacia la planta de bombeo denominada San Bartolo Ameyalco de esta se bombea hacia el tanque Morelos mismo que sirve de rebombeo (sin regularizar) hacia el tanque Zacamulpa (recibe caudales del tanque Axiomatla 2) y también hacia el tanque AO-16 (San Diego) actualmente fuera de servicio, en la **Figura III.1.1** se presenta un esquema del actual funcionamiento.

El caudal que aporta el manantial es insuficiente para abastecer a la población de más de 48,800 habitantes, incrementándose este problema en época de estiaje ya que hay una disminución en los caudales del manantial con un aprovechamiento de 51 a 36 l/s y un incremento en el consumo de la población, otra de las causas es la debida a los diámetros inadecuados de la red ya existente, que en su mayoría son menores de 76 mm. (3"), lo que ocasiona una distribución deficiente, aunando al manipuleo indebido de válvulas por los vecinos.



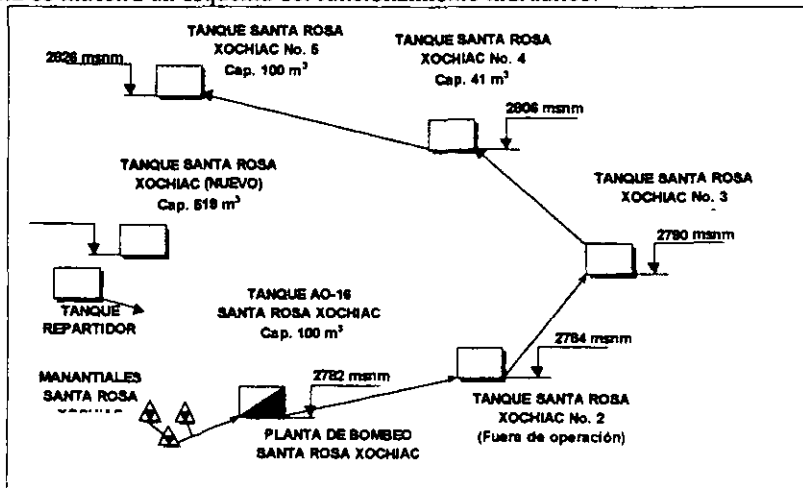
Notas: Algunas elevaciones son tomadas de la carta topográfica DGCOH, según su ubicación.

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, 1998.

Figura III.1.1 Sistema actual de abastecimiento de agua potable, en San Bartolo Ameyalco, 1998

III.1.3.2 Sistema actual de Santa Rosa Xochiac

Se ubica en el suroeste de la delegación Álvaro Obregón, tiene aproximadamente una superficie de 2.54 km², al lo mismo que el sistema anterior también trabaja como un sistema aislado, el caudal que aporta el manantial de Santa Rosa Xochiac (6 l.p.s.), y lo que aporta de los manantiales del desierto de los leones (7 l.p.s.) 13.00 l.p.s es insuficiente para abastecer a la población de alrededor de 25,400 habitantes, se tienen detectados diámetros de la red de gran parte son menores de 102 mm. (4"), en la **Figura III.1.2** se muestra un esquema del funcionamiento hidráulico.



Notas: Algunas elevaciones son tomadas de la carta topográfica DGCOH, según su ubicación.

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Álvaro Obregón, 1998.

Figura III.1.2 Sistema de abastecimiento de agua potable de Santa Rosa Xochiac

III.1.4 Calidad del agua potable.

Como responsable de la calidad del agua suministrada a los usuarios, la DGCOH realiza un monitoreo mediante muestreo de las fuentes de agua en bloque, manantiales y pozos, revisando los parámetros de la calidad del agua previamente a su distribución, con el propósito de detectar posibles desviaciones de los estándares de calidad, con el fin de corregirlos, ya sea

mediante el clorado y desinfección del agua, en la mayoría de los casos, en la **Tabla III.1.4** se muestran los parámetros recomendados por las SSA, mismos que son utilizados en los planes integrales del Área Metropolitana de Monterrey Nuevo León, México, 1999, este aspecto referido es solo como mención pues es un aspecto muy importante, pero, en este trabajo no se pretende analizarlo en forma más detallada, debido, principalmente, a que resultaría un trabajo mucho más extenso.

Tabla III.1.4 Parámetros de calidad de agua potable recomendados.

DIARIO OFICIAL	UNIDAD	NORMA CCE-CCA001/89	NOM-SSA
FISICO ORGANOLEPTICOS			
pH		5-8	6-8
Sabor		Característico	Agradable
Color	PCo	75	20
Turbiedad	U. De Sílice	Condiciones naturales	5
BACTERIOLOGICOS			
Coliformes fecales	Colonia/100 ml	1000	0
Coliformes totales	NMP/100 ml	-	2
QUIMICOS			
Alcalinidad total	mg/l	400	400
Cloruros	mg/l	250	250
Dureza de calcio	mg/l	-	-
Hierro total	mg/l	0.3	0.3
QUIMICOS			
Hierro total	mg/l	0.3	0.3
Fluoruro	mg/l	1.5	1.5
Magnesio	mg/l	-	-
Manganeso total	mg/l	0.1	0.1
Nitrógeno	mg/l	-	-
Oxido disuelto	mg/l	4	-
Sulfatos	mg/l	500	250
Zinc total	mg/l	5	5
SAAM*	mg/l	0.5	0.5
Dureza total	mg/l	-	300
Mercurio total	mg/l	0.001	0.001
Cianuro	mg/l	0.2	0.05

Notas: * Sustancias azul de metileno

III.2 OPCIONES DE SOLUCIÓN

III.2.1 Implementación de políticas y líneas de acción⁴

Para contribuir a resolver la problemática ya planteada en el subcapítulo anterior se ha definido y se están implementando políticas, que se basan en el plan hidráulico delegacional (1997) y son los siguientes:

- Aprovechamiento al máximo y de manera equitativa de los caudales que integran la delegación con base a la prioridad del uso al que se destinan y construir la infraestructura necesaria, para lograr esto.
- Reducir paulatinamente la explotación del acuífero del Valle de México conforme se incorpore la tercera y cuarta etapas del Sistema Cutzamala e incrementar su recarga para mantenerlo balanceado.
- Reforzamiento de los mecanismos que obliguen a los habitantes a usar de manera eficiente el agua y reducir sus consumos, sin dejar de satisfacer sus necesidades, ni afectar el desarrollo de las actividades productivas.
- Continuar suministrando el agua que la población requiere con calidad adecuada para su consumo mediante el monitoreo permanente desde las fuentes de abastecimiento hasta las tomas domiciliarias.
- Realizar la sustitución de agua potable residual tratada en aquellos en estos sea factible, tales como el riego, de áreas verdes, en usos comerciales y algunos procesos industriales.
- Intensificar los programas de detección y eliminación de fugas en las redes de distribución.
- Continuar el programa permanente de control del agua potable
- La continuación de los programas de rehabilitación y sustitución de pozos para el abastecimiento de agua potable.
- Continuar con las acciones de expropiación de terrenos que permitan crear las zonas verdes para preservar las regiones naturales de recarga al acuífero

III.2.2 Opciones de solución para la problemática

Las opciones o alternativas de solución de la infraestructura de agua potable, que tienen como finalidad un mejor funcionamiento y operación de la red, para el suministro del agua a la población en diversas zonas de la delegación. En la **Tabla III.2.1** se presentan las opciones de solución del sistema de agua potable de la delegación Álvaro Obregón, encontradas y analizadas en el estudio de la DGCOH de diciembre 1998, a que se hace referencia misma que sirven como base para el nuevo análisis donde se rediseñan las opciones ya existentes y para complementar las opciones de solución las cuales serán el resultado de la **Tabla III.2.11**, previo diseño de estas.

⁴ DGCOH, "Plan Hidráulico Delegacional, 1997, Delegación Álvaro Obregón", 1997

Tabla III 2.1 Opciones de solución para la problemática de agua potable.

No.	Colonia	Calles	Tipo de problemática	Opción seleccionada	Costo Millones \$		Prioridad		
					Proy	Obra	1	2	3
AP-1	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Av. , Cedral, San Diego, Tlapetizahuatl	Sin servicio de agua potable, por estar fuera de la cota de servicio o nuevos asentamientos	Proyecto integral de la línea de conducción, de 2,194 m, del T. AO-8 a T. San Diego II, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria (AP-17)			x		
AP-5	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes altas	Sin servicio de agua potable, por estar fuera de la cota de servicio o nuevos asentamientos	Proyecto integral con una línea de conducción de 2,061 m De tanque Zacamulpa a tanque Santa Rosa Xochiac No.5, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria. (AP-11)			x		
AP-6	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Partes altas	Servicio intermitente, tandeos de 1 a 2 veces por semana y constante falta de agua	Proyecto integral de la línea de conducción, de 2,194 m, del T. AO-8 a T. San Diego II, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria (AP-17)			x		
AP-11	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes altas	Servicio intermitente, constante falta de agua, mala distribución de agua por diámetros inadecuados de tubería.	Proyecto integral con una línea de conducción de 2,061 m De tanque Zacamulpa a tanque Santa Rosa Xochiac No.5, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria.			X		
AP-17	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Toda el pueblo	Bajas presiones en toda la colonia y diámetros menores a 3 pulgadas.	Proyecto integral de la línea de conducción, de 2,194 m, del T. AO-8 a T. San Diego II, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria. (proyecto terminado por DGCOH)			X		
AP-18	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes bajas del poblado.	Bajas presiones en toda la colonia y diámetros menores a 3 pulgadas.	Proyecto integral con una línea de conducción de 2,061 m De tanque Zacamulpa a tanque Santa Rosa Xochiac No.5, una planta de bombeo y cambiar la red secundaria (AP-11)			x		

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, 1998.

De estas opciones se eligen para fines de rediseño, de este trabajo las opciones AP-17 para San Bartolo Ameyalco y AP-11 para Santa Rosa Xochiac, los costos de proyecto y obra a los que se refiere se sintetizan en el Anexo B de este trabajo.

III.2.3 Análisis hidráulico de las opciones para los poblados

A continuación se presentan las opciones seleccionadas (AP-17 y AP-11), con una pequeña descripción, a estas opciones las cuales se les denomina de la siguiente manera para su correcta identificación.

- Línea de conducción AO-8 – San Diego II, poblado de San Bartolo Ameyalco
- Línea de conducción San Diego II – Santa Rosa Xochiac No 5, poblado de Santa Rosa Xochiac (op. 1)
- Línea de conducción Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5, Poblado de Santa Rosa Xochiac (op. 2)

III.2.3.1 Línea de conducción AO-8 – San Diego II (San Bartolo Ameyalco)

Para solucionar el problema la dirección técnica de la DGCOH esta elaborando un proyecto para abastecer a la parte baja del pueblo por medio de la planta de bombeo AO-8, que se ubica en la colonia Torres de Potrero, así como una línea de conducción y la red de distribución, donde la primera es rediseñada en el presente trabajo, en la Figura III.2.1 se muestra un esquema de este aprovechamiento.

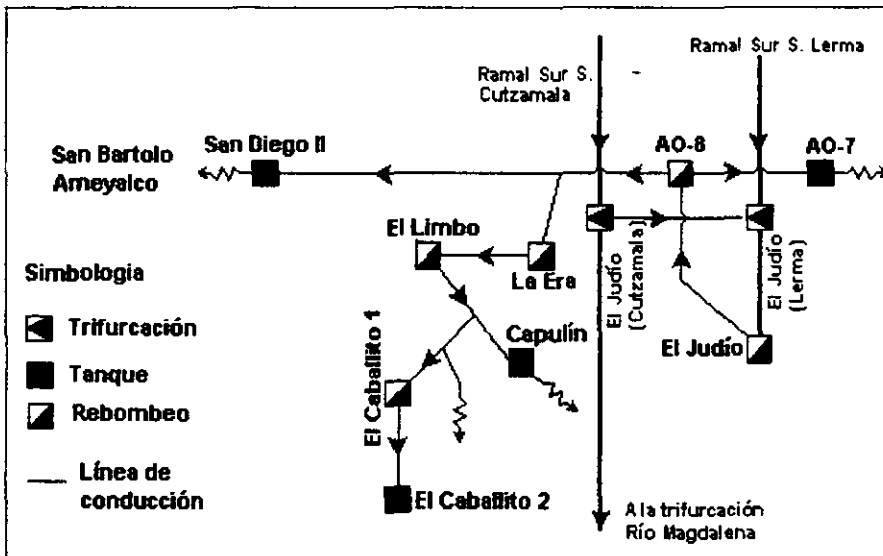
De las opciones encontradas y analizadas en los más recientes estudios del organismo operador se encontraron los siguientes esquemas de diseño para el aprovechamiento del poblado ya citado, mismos que son del conocimiento de dicho organismo operador, en la Figura III.2.2 se muestra un esquema referente a este aprovechamiento.

El área de influencia del tanque San Diego II, es de 351.50 hectáreas, la Densidad de la Población de habitantes por hectárea para esta zona es de 100 habitantes por hectárea.

$$\text{Población} = \text{área de influencia} \times \text{densidad de población}$$

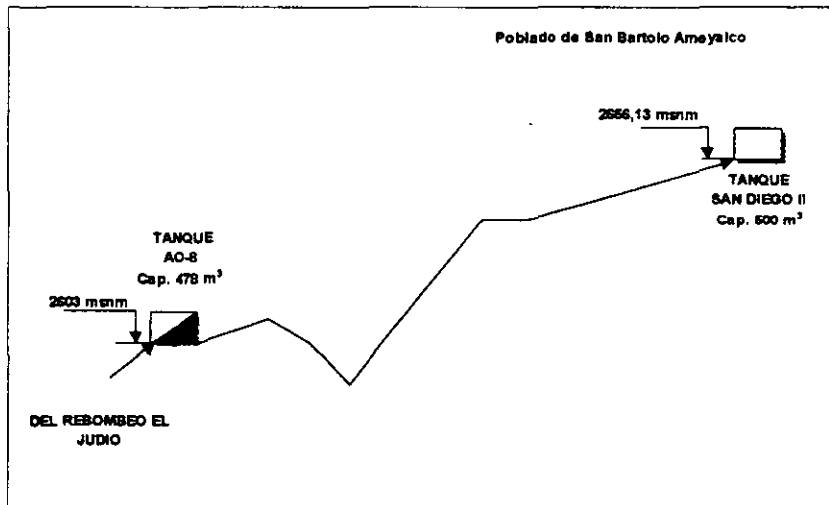
$$\text{Población} = 351.50 (100) = 35,150 \text{ habitantes}$$

Este resultado sirve como un dato base para poder así estimar la población a futuro, mediante los modelos ya descritos en el Capítulo II.



Fuente: Elaboración con información de DGCOH, 1998.

Figura III.2.1 Esquema de aprovechamiento para el sistema AO-8 – san Diego II



Fuente: Elaboración con datos del estudio DGCOH, 1998.

Figura III.2.2 Esquema en perfil de la línea de conducción AO-8 a San Diego II

En el reciente estudio no encontró un análisis de los gastos de diseño, sin embargo se cuenta con un proyecto ya elaborado, cuyo gasto de diseño oscila entre los 28.46 l/s, en este caso, se suponen los gastos de diseño para este esquema de aprovechamiento, mismos que serán analizados con más detenimiento en el **Capítulo IV**.

La línea de conducción del Rebombeo AO-8 al tanque San Diego II, con esta línea se pretende suministrar de agua potable a la parte baja del poblado San Bartolo Ameyalco, mediante el siguiente esquema de aprovechamiento que consiste en la construcción de una línea de conducción que inicia del rebombeo AO-8 al tanque San Diego II, dando servicio a la zona baja del poblado, donde se tiene detectada según el estudio analizado una zona que presenta bajas presiones y la constante falta de agua, teniendo como una opción única de solución el siguiente esquema: mediante hacer efectivo el funcionamiento del tanque San Diego II, con la construcción de su respectiva línea de conducción y posterior red de distribución, este esquema consiste en lo siguiente; se proyecta con un gasto de diseño de 28.46 l/s con la siguiente infraestructura de agua potable: el tanque San Diego II, línea de conducción de 2,194.53 metros de A-C con un diámetro de 30 centímetros (12 pulgadas) y finalmente con el rebombeo AO-8.

Para esta problemática la DGCOH ya tiene relación con las personas de la colonia, además esta línea ya se tiene un proyecto terminado⁵, tiene un costo⁶ de \$ 3,864 miles de pesos (1998 sin actualizar).

⁵ DGCOH, Número de contrato 8-C04-1-0785

⁶ DGCOH, Plan hidráulico delegacional, ficha de acción específica.

Por esta circunstancia los resultados de este trabajo servirán como una comparativa con el anterior diseño existente por parte de DGCOH, la cual se trata del diseño de una línea de conducción utilizando como material polietileno PE, en lugar de Asbesto-Cemento AC, además de considerar el equipo de bombeo.

III.2.3.2 Línea de conducción San Diego II – Santa Rosa Xochiac No. 5 opción 1 (Santa Rosa Xochiac)

El poblado de Santa Rosa Xochiac trabaja como un sistema aislado, es decir, no depende de ninguna interconexión anteriormente ya descrita, se abastecen de los manantiales de Santa Rosa Xochiac, este poblado se encuentra en las partes altas, debido a su topografía en esta zona es necesario bombear el agua desde los propios manantiales para garantizar su abastecimiento. Como primera opción se tiene el tanque San Diego II al tanque Santa Rosa Xochiac No. 5.

Como opción de solución se considera en los estudios ya referidos, que se puede aprovechar los gastos del manantial San Bartolo Ameyalco, pero se propone aprovechar el gasto del tanque San Diego II proveniente del rebombeo AO-8 del esquema anterior, éste (San Diego II) es capaz de alimentar al tanque Santa Rosa Xochiac No. 5. De esta manera se presenta un esquema de la opción planteada en la **Figura III.2.3**.

A continuación se da una breve descripción del calculo de esta fuente de aprovechamiento:

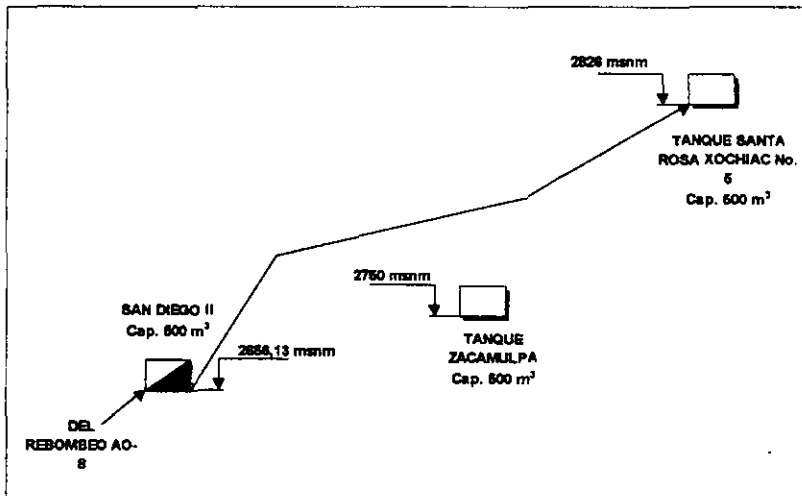
El área de influencia del tanque Santa Rosa Xochiac No. 5, es de 129.60 hectáreas, la Densidad de la Población de habitantes por hectárea para esta zona es de 100 habitantes por hectárea.

La dotación de la población para este poblado se considera de 150 l/s, sin teorizar este importante aspecto, cuyo valor puede corresponder a una dotación media, dentro de los 5,000 a los 15,000 habitantes, esto mediante la ayuda de la tabla de dotaciones de BANOBRAS, según **Tabla III.2.2**

Tabla III.2.2 Dotaciones recomendadas por BANOBRAS.

Usos	DOTACIONES SEGUN EL NUMERO DE HABITANTES								
	5,000 A 15,000 HAB.			15,000 A 50,000 HAB.			50,000 A 200,000 HAB.		
	Mínima	Media	Máxima	Mínima	Media	Máxima	Mínima	Media	Máxima
Doméstico	60	90	120	90	120	150	120	150	180
Comercial e Industrial	15	23	30	23	30	35	30	35	40
Público	20	30	40	30	40	50	40	50	60
Pérdidas	5	7	10	7	10	15	10	15	20
Suma	100	150	200	150	200	250	200	250	300

Fuente: BANOBRAS.



Notas: Algunas elevaciones se tomaron de cartas topográficas DGCOH, según ubicación.

Fuente: Elaboración con datos del estudio DGCOH, 1998.

Figura III.2.3 Esquema de la línea de conducción San Diego II – Santa Rosa Xochiac No. 5

$$Población = \text{área de influencia} \times \text{densidad de población}$$

$$Población = 129.60 (100) = 12,960$$

$$Dotación = 150 \text{ l/hab/día}$$

Los gastos requeridos para esta zona se calculan con la **Ecuación(I.21)**, **Ecuación(I.22)**, **Ecuación(I.23)** y **Ecuación(I.24)**, cabe señalar que los coeficientes de variación diaria y horaria utilizados en este esquema son de 1.2 y 1.5 respectivamente, la dotación considerada es de 150 l/hab/día.

$$Q_{MD} = \frac{12960(150)}{86400} = 22.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 22.5(1.2) = 27 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 27(1.5) = 40.50 \text{ l/s}$$

Para el cálculo de la capacidad de regularización (CR) se tomaron 16 horas de bombeo, misma que pueden corresponder según la **Tabla III.2.3**.

$$C = \frac{4.25(3600)}{1000} = 15.3$$

$$C.R. = Q_{Md} (15.3) = 413.10 \text{ m}^3$$

Considerando que la capacidad del tanque de Santa Rosa Xochiac No. 5 es de 500 m³, entonces esta capacidad es suficiente.

El gasto de bombeo para suministra el servicio se determina con la **Ecuación(1.24)** esto es lo siguiente:

$$Q_{bombeo} = \frac{24}{16} (27) = 40.5 \text{ l/s}$$

Con esto datos se parten para el inicio del estudio de la infraestructura a futuro, considerando para esto un periodo de diseño de 15 años.

Tabla III.2.3 Regularización para 16 horas

Horas	Demanda en %	Aportación en %	Diferencia en %	Dif. Acumulada en %
0-1	45	0	-45	-45
1-2	45	0	-45	-90
2-3	45	0	-45	-135
3-4	45	0	-45	-180
4-5	45	0	-45	-225
5-6	60	0	-60	-285
6-7	90	150	60	-225
7-8	135	150	15	-210
8-9	150	150	0	-210
9-10	150	150	0	-210
10-11	150	150	0	-210
11-12	140	150	10	-200
12-13	120	150	30	-170
13-14	140	150	10	-180
14-15	140	150	10	-150
15-16	130	150	20	-130
16-17	130	150	20	-110
17-18	120	150	30	-80
18-19	100	150	50	-30
19-20	100	150	50	20
20-21	90	150	60	80
21-22	90	150	60	140
22-23	80	0	-80	60
23-24	60	0	-60	0

Fuente: López A., P. Abastecimiento de Agua Potable y Disposición y Eliminación De Excretas, IPN, 1984.

Primeramente se estimo la población para los próximos 15 años, con la ayuda de los modelos matemáticos descritos en el **Capítulo II**, con la ecuación de **Malthus** y la ecuación de **Porcentajes**, se considera en estos estudios un incremento promedio anual del 2.5%, este dato también es base, de esto se tiene primeramente el modelo de **Porcentajes** y posteriormente **Malthus**, estos se promedian y da la población esperada, en los próximos 15 años, es la siguiente:

$$Población = 12960 + \frac{12960(2.5)15}{100} = 17,820 \text{ habitantes}$$

$$Población = 12960(1+0.025)^{15} = 18,770 \text{ habitantes}$$

$$17,820 + 18,770 = 36,590 = (36,590 / 2) = 18,295 \text{ habitantes}$$

Con este dato se obtienen los gastos requeridos para el periodo de diseño promedio de 15 años y considerando una dotación mínima de 150 l/h/d según la **Tabla III.2.2**, estos son:

$$Q_{MD} = \frac{18295(150)}{86400} = 31.76 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 31.76(1.2) = 38.11 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 38.11(1.5) = 57.17 \text{ l/s}$$

$$Q_{bombeo} = 1.5(38.11) = 57.17 \text{ l/s}$$

$$C.R. = 38.11(15.3) = 583.10 \text{ m}^3$$

Por lo anteriormente considerado se determino en el estudio analizado, el diámetro de la tubería de 0.30 m (12"), el coeficiente de fricción de Manning para polietileno es de $n = 0.009$, para este caso se determino la velocidad para este diámetro con la ecuación de Manning, Ecuación(I.18), para lo cual es necesario determinar las pérdidas también, se considero que para el cálculo de las pérdidas por fricción a lo largo de la línea de conducción utilizando la ecuación de Manning que resulta de despejar hf de la Ecuación(I.18), resultando la Ecuación(I.18.3) cuyo significado se expuso en el Capítulo I, la longitud de la línea de conducción en este esquema es de 3,365 m, entonces se calculan las pérdidas y posteriormente la velocidad.

$$hf = \left(\frac{0.05717(0.009)}{0.07296(0.1797)} \right)^2 3365 = 5.18 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.009} (0.1797)(0.0392) = 0.784 \text{ m/s}$$

De este cálculo solo resta determinar la potencia de la bomba que se requiere en este esquema en estudio, la potencia se determino con la Ecuación(I.40), donde la elevación de descarga es de 2870 msnm y la elevación de succión 2656.13 msnm resultando una carga dinámica total de $H = 219.05\text{m}$, que técnicamente está se considera muy alta, la eficiencia del equipo de bombeo es de 75%.

$$\text{Potencia} = \frac{57.17(219.05)}{76(0.75)} = 219.05 \text{ HP}$$

Se requiere de un proyecto integral, la descripción de este esquema de aprovechamiento es de la siguiente manera; se diseño con un periodo de 15 años para una población de 18,965 habitantes, con un gasto de diseño de 57.17 l/s, con la siguiente infraestructura; del tanque San Diego II al tanque Santa Rosa Xochiac No. 5 con un desnivel topográfico de mas de 266 m y una longitud de 3,365 m con un diámetro en la línea de conducción de 30 cm (12"), la potencia para el equipo de bombeo que se requiere en este sistema es de 220 HP y con una eficiencia $n = 75\%$, en la Tabla III.2.4 y III.2.5 se resumen todas estas características del esquema encontrado el costo de este proyecto en el estudio revisado para 1998 es de aproximadamente \$6,406.00 miles de pesos.

Tabla III.2.4. Resumen del esquema San Diego II-Santa Rosa Xochiac.

Area de Influencia del tanque	Población actual (habs)	Población de proyecto (habs)	Q_{MD} (l/s)	Q_{Md} (l/s)	Q_{Mh} (l/s)	C.R. 16 hrs (m ³)	Q_{bombeo} (l/s)
Santa Rosa Xochiac No. 5	12,960	18,295	31.76	38.11	57.17	583.15	57.17

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, 1998.

Tabla III.2.5. Resultados del esquema San Diego II-Santa Rosa Xochiac.

Línea de conducción	Gasto de bombeo (l/s)	Longitud (m)	Diámetro (pulgadas)	Pérdida de carga (m)	Velocidad (m/s)
San Diego II-Santa Rosa Xochiac No. 5	57.17	3,365.00	12	5.18	0.784

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, 1998.

III.2.3.3 Línea de conducción Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5 (opción 2)

El poblado de Santa Rosa Xochiac trabaja como un sistema aislado, es decir, no depende de ninguna interconexión anteriormente ya descrita, se abastecen de los manantiales de Santa Rosa Xochiac, este poblado se encuentra en las partes altas de la delegación, debido a su topografía en esta zona es necesario bombear el agua desde los propios manantiales para garantizar su abastecimiento.

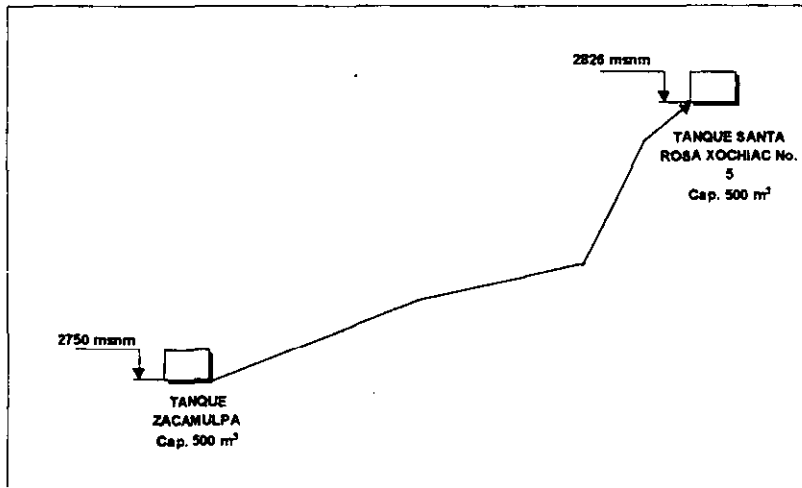
Como opción de solución se considera en los estudios ya referidos, que se puede aprovechar los gastos del manantial San Bartolo Ameyalco, pero se propone aprovechar el gasto del tanque Zacamulpa proveniente del rebombeo Morelos del esquema anterior, éste (Zacamulpa) es capaz de alimentar al tanque Santa Rosa Xochiac No. 5. Se presenta un esquema de la opción planteada en la Figura III.2.3.

El área de influencia del tanque Santa Rosa Xochiac No. 5, es de 129.60 hectáreas. La Densidad de la población de habitantes por hectárea para esta zona es de 100 habitantes por hectárea.

$$\text{Población} = \text{área de influencia} \times \text{densidad de población}$$

$$\text{Población} = 129.60 (100) = 12,960$$

$$\text{Dotación} = 150 \text{ l/hab/día}$$



Notas: Las elevaciones en algunos casos se tomaron de la carta topográfica DGCOH, según su ubicación

Figura III.2.4 Esquema de aprovechamiento Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5.

Los gastos requeridos para esta zona se calcularon con la Ecuación(I.21), Ecuación(I.22), Ecuación(I.23) y Ecuación(I.24), cabe señalar que los coeficientes de variación diaria y horaria utilizados en este esquema son de 1.2 y 1.5 respectivamente, la dotación considerada es de 150 l/hab/día.

$$Q_{MD} = \frac{12960(150)}{86400} = 22.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 22.5(1.2) = 27 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 27(1.5) = 40.50 \text{ l/s}$$

Para el cálculo de la capacidad de regularización (CR) se tomaron 16 horas de bombeo, utilizando la Tabla III.2.3, entonces:

$$C = \frac{4.25(3600)}{1000} = 15.3$$

$$C.R. = Q_{Md} (15.3)$$

$$C.R. = 27(15.3) = 413.10 \text{ m}^3$$

Considerando que la capacidad del tanque de Santa Rosa Xochiac No. 5 es de 500 m³, entonces esta capacidad es suficiente.

El gasto de bombeo para suministra el servicio se determina con la Ecuación(I.24) esto es lo siguiente:

$$Q_{bombeo} = \frac{24}{16} (27) = 40.5 \text{ l/s}$$

Con esto datos se parte para el inicio del estudio de la infraestructura a futuro, considerando para esto un periodo de diseño de 15 años.

Primeramente se estimo la población para los próximos 15 años, con la ayuda de los modelos matemáticos descritos en el Capítulo II, con la ecuación de Malthus y la ecuación de Porcentajes, se considera en estos estudios un incremento promedio anual del 2.5%, este dato también es base, de esto se tiene primeramente el modelo de Porcentajes y posteriormente Malthus, estos se promedian y da la población esperada, en los próximos 15 años.

$$Población = 12960 + \frac{12960(2.5)15}{100} = 17,820 \text{ habitantes}$$

$$Población = 12960(1+0.025)^{15} = 18,770 \text{ habitantes}$$

$$17,820 + 18,770 = 36,590 = (36,590 / 2) = 18,295 \text{ habitantes}$$

Con este dato se obtienen los gastos requeridos para el periodo de diseño de 15 años, estos son:

$$Q_{MD} = \frac{18295(150)}{86400} = 31.76 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 31.76(1.2) = 38.11 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 38.11(1.5) = 57.17 \text{ l/s}$$

$$Q_{bombeo} = 1.5(38.11) = 57.17 \text{ l/s}$$

$$C.R. = 38.11(15.3) = 583.10 \text{ m}^3$$

Por lo anteriormente considerado se determino el diámetro de la tubería de 0.30 m (12"), el coeficiente de fricción de Manning para polietileno es de $n = 0.009$, para este caso se determino la velocidad para este diámetro con la ecuación de Manning, Ecuación(I.18), para lo cual es necesario determinar las pérdidas también, se considero que para el cálculo de las pérdidas por fricción a lo largo de la línea de conducción utilizando la ecuación de Manning que resulta de despejar hf de la Ecuación(I.18), resultando la Ecuación(I.18.3) cuyo significado se expuso en el **Capítulo I**, la longitud de la línea de conducción en este esquema es de 3,365 m, entonces se calculan las pérdidas y posteriormente la velocidad.

$$hf = \left(\frac{0.05717(0.009)}{0.07296(0.1797)} \right)^2 2061 = 3.17 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.009} (0.1797) \left(\frac{3.17}{2061} \right)^{1/2} = 0.784 \text{ m/s}$$

De este cálculo solo resta determinar la potencia de la bomba que se requiere en este esquema en estudio, la potencia se determino con la Ecuación(I.40), donde la elevación de descarga es de 2870.00 msnm y la elevación de succión 2750.00 msnm resultando una carga dinámica total de $H = 123.17$ m y la eficiencia del equipo de bombeo es de 75%.

$$\text{Potencia} = \frac{57.17(123.17)}{76(0.75)} = 123.55 \text{ HP}$$

En el esquema analizado en el estudio ya referido se encontró; una línea de conducción del tanque Zacamulpa hasta el tanque Santa Rosa Xochiac No. 5, con este conducto se resuelve la problemática de la colonia Santa Rosa Xochiac con una población beneficiada de 18,295 habitantes, con un gasto de diseño de 57.17 l/s, las características de la línea son; una longitud de 2,061.0 metros con un diámetro de 30 centímetros (12 pulgadas), además que es más viable en cuestión de costos respecto a la opción 1 ya que el la longitud es menor así como el desnivel y la potencia del equipo de bombeo que se requiere en este sistema es de 124 HP con una eficiencia de $n = 75\%$, en las **Tablas III.2.6** y **III.2.7** se resumen las características mencionadas, este proyecto es más económico que el anterior de aproximadamente \$5,735.10 miles de pesos, para 1998.

Tabla III.2.6. Resumen del esquema San Diego II-Santa Rosa Xochiac.

Area de Influencia del tanque	Población actual (habs)	Población de proyecto (habs)	Q_{MD} (l/s)	Q_{Md} (l/s)	Q_{Mh} (l/s)	C.R. 16 hrs (m ³)	Q_{bombeo} (l/s)
Santa Rosa Xochiac No. 5	12,960	18,295	31.76	38.11	57.17	583.15	57.17

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, 1998.

Tabla III.2.7. Resultados del esquema San Diego II - Santa Rosa Xochiac.

Línea de conducción	Gasto de bombeo (l/s)	Longitud (m)	Diámetro (pulgadas)	Pérdida de carga (m)	Velocidad (m/s)
Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5	57.17	2,061.00	12	3.17	0.784

Fuente: DGCOH, Estudios para determinar zonas con problemática de servicios en la delegación Alvaro Obregón, 1998.

Se tiene que es más factible esta opción que la anterior, desde el punto de vista económico como hidráulico, por lo cual es la que se toma en cuenta, para un análisis.

III.2.4 Gastos de aprovechamiento para las opciones planteadas

Para tener un sustento y poder determinar hasta donde esta limitados los gastos se reviso los gastos para poder así tener una base de lo que se esta proponiendo como opción de solución.

Gasto de aprovechamiento para San Bartolo Ameyalco; $Q = 51$ l/s

Gasto de aprovechamiento para Santa Rosa Xochiac; $Q = 13$ l/s

III.2.5 Consideraciones técnicas

Opciones de trazos

Para definir el trazo de una conducción es conveniente combinar aspectos económicos y de funcionamiento hidráulico, para un mismo material, la tubería es de menor costo cuando la distancia es más corta. Sin embargo, en un perfil de terreno cuyas elevaciones de puntos máximos sean mayores al tanque de regularización, se pueden ocasionar complicaciones en el funcionamiento hidráulico de la conducción cuando se bombean gastos parciales.

esquema de diseño es posible analizarlo detenidamente, sin embargo, en este trabajo solo se presenta un esbozo de lo que sería esta opción, mediante un breve análisis hidráulico de estas tuberías, mismo que solo se consideran para este caso los resultados en el anexo A.

Las ventajas de esta opción son que solo se utiliza una planta de bombeo, capaz de vencer una carga que se aproxima a los 20kg/cm^2 .

Las desventajas de esta misma opción es el costo de la operación de bombeo y utilizar dos tipos diferentes de materiales dentro del cual esta el acero que es caro, debido al tratamiento de protección a que se somete para evitar la corrosión.

La segunda opción, de este esquema, es que, si bien considerando la topografía y no tanto la distancia de esta línea, la operación de bombeo sería alta, siendo factible utilizar un bombeo y un rebombeo aproximadamente a la mitad de la ruta seleccionada, para dividir el desnivel y la carga de bombeo en dos.

La ventaja es el utilizar un solo material recomendado por GDF, que sería el polietileno, resulta entonces factible contar con un bombeo y un rebombeo.

La desventaja la cuestión económica por la construcción de una planta de bombeo y un rebombeo, en lugar de un solo bombeo.

Para este esquema se considera la opción de tomar un solo bombeo con dos diferentes tipos de tubería a saber, acero A53-B y PE de un RD-11

Se realizó un análisis muy breve del funcionamiento hidráulico de esta conducción, resultando demasiado oneroso y de acuerdo con el estudio también se concuerda con este análisis que es más costoso y cuya operación resulta onerosa.

Análisis hidráulico futuro con las consideraciones ya descritas⁹

$$Población = 12960 + \frac{12960(2.5)15}{100} = 17,820 \text{ habitantes}$$

$$Población = 12960(1+0.025)^1 = 18,225 \text{ habitantes}$$

$$17,820 + 18,225 = 36,045 = (36,045 / 2) = 18,023 \text{ habitantes}$$

$$Q_{MD} = \frac{18023(150)}{86400} = 31.28 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 31.28(1.4) = 43.81 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 43.90(1.55) = 67.90 \text{ l/s}$$

$$Q_{bombeo} = 1.5(43.81) = 65.71 \text{ l/s}$$

$$C.R = 43.81(15.3) = 670.30 \text{ m}^3$$

Se supone un diámetro utilizando las ecuaciones ya descritas resultando utilizar un diámetro de 250 mm (10") cuya velocidad es de 1.39 m/s cercana a 1.5 m/s.

La potencia de bombeo requerida en este esquema es:

$$Potencia = \frac{65.71(198.66)}{76(0.80)} = 214 \text{ HP equivale a 250 HP}$$

Con estos datos y se procedió a realizar el análisis hidráulico en tuberías, debido a esto no se analiza en el Capítulo IV en forma detallada como opción factible.

Este esquema de Aprovechamientos no se considera en diseño hidráulico a flujo establecido más detallado y con sus respectivos procedimientos de diseño del el Capítulo IV, ni mucho menos el análisis transitorio del Capítulo V, debido a que esta es una opción no factible, en la Tablas III.2.9 y III.2.10 se resumen estas características. A continuación se presenta un esquema del funcionamiento hidráulico en la Figura III.2.5 sin considerar el análisis hidráulico programa AH.

Tabla III.2.9. Resumen del esquema propuesto para San Diego II-Santa Rosa Xochiac.

Area de Influencia del tanque	Población actual (habs)	Población de proyecto (habs)	Q_{MD} (l/s)	Q_{Md} (l/s)	Q_{Mh} (l/s)	C.R. 16 hrs (m ³)	Q_{bombeo} (l/s)
Santa Rosa Xochiac No. 5	12,960	18,023	31.28	43.81	67.90	670.29	65.71

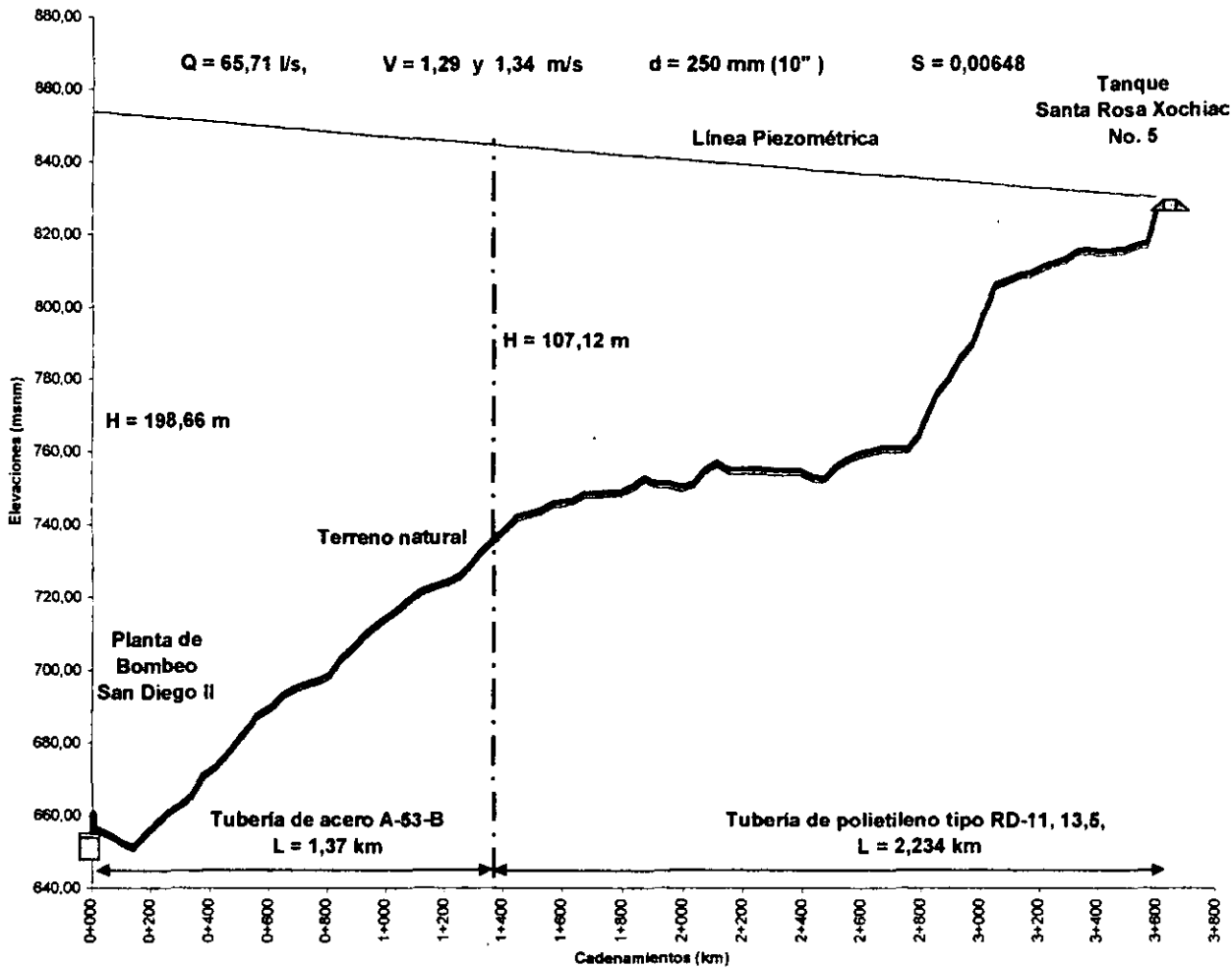
Fuente: Elaboración con información de DGCOH.

Tabla III.2.10. Resultados del esquema propuesto para San Diego II-Santa Rosa Xochiac.

Línea de conducción	Gasto de bombeo (l/s)	Longitud (m)	Diámetro (pulgadas)	Pérdida de carga (m)	Velocidad (m/s)
San Diego II-Santa Rosa Xochiac No. 5	65.71	3,604.00	10	19.24	1.39

Fuente: Elaboración con información de DGCOH.

⁹ Considerando para Malthus una década. Ver Cap. II



Notas: A todas las elevaciones se debe sumar los 2000 msnm.

Figura III.2.5 Funcionamiento hidráulico de la conducción San Diego II- Santa Rosa Xochiac No. 5

III.2.6.4 Línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5 Opción 2

Como opción de solución la anterior es la más óptima desde el punto de vista en cuanto al funcionamiento hidráulico, con una sola tubería y de un solo material se podrá abastecer a Santa Rosa Xochiac, y considerando lo referente a su costo es mucho menor que la opción 1 por esto esta opción es la mejor, por lo cual se diseñará hidráulicamente, considerando mayores detalles y siguiendo un procedimiento de diseño, aplicando un criterio un poco diferente, todo esto en el Capítulo IV, no sin antes hacer las siguientes consideraciones:

Se plantea el aprovechamiento del gasto del tanque Zacamulpa y el aprovechamiento de los manantiales San Bartolo Ameyalco **Figura III.2.4**, todo esto mediante un diseño de una tubería óptima y considerando los dispositivos de control, se requiere de un proyecto integral.

De acuerdo con los datos de la población del poblado de Santa Rosa Xochiac (**Cap. II**) se tiene una estimación de la población para 15 años de 18,023 habitantes, con estos datos y mediante el Q_{MD} (para la línea de conducción) se podrá obtener el gasto de bombeo, mismo que será para determinar el gasto de diseño y determinar el diámetro de la tubería, pero considerando que se bombeara 16 horas diarias, de acuerdo al estudio más reciente se considero factible utilizar las 16 horas, se diseñará el equipo de bombeo correspondiente, todo esto en el **Capítulo IV**.

Para los tres esquemas de anteproyecto, el diseño se realizará con las ecuaciones del **Capítulo I** pérdidas mayores, pérdidas menores, además de que cada diseño seleccionado se realizará también con el programa de computo de Análisis hidráulico de sistemas de tuberías AH^{10} , realizado por el IMTA para la CNA, un programa muy utilizado y común con el propósito de que los resultados sean más precisos, esto se considera en el **Capítulo IV**.

¹⁰Programa de computo "Análisis hidráulico de tuberías", AH, por el Dr. Velitchko G. Tzatchkov, para el IMTA, 1993.

III.2.7 Opción más viable

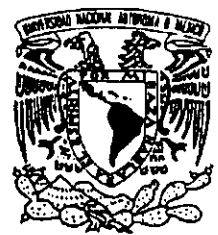
Para un trazo definido de la conducción, después de haber encontrado el diámetro y el material más económicos, y de haber probado varias opciones de dispositivos de alivio de transitorio hidráulico, se podrá seleccionar la opción que mejor convenga desde el punto de vista hidráulico y económico.

- San Bartolo Ameyalco se maneja como opción única
- Santa Rosa Xochiac la opción más factible es la segunda.

Tabla III.2.11 Opciones de solución para la problemática de agua potable (*propuestas*)

No.	Colonia	Calles	Tipo de problemática	Opción seleccionada Propuesta	Costo Millones \$		Prioridad		
					Prov.	Obra	1	2	3
AP-11	Pueblo de Santa Rosa Xochiac	Partes altas	Servicio intermitente, constante falta de agua, mala distribución de agua por diámetros inadecuados de tubería.	Proyecto integral con una línea de conducción de 2,047 m De tanque Zacamulpa a tanque Santa Rosa Xochiac No.5, una planta de bombeo.		5.84	X		
AP-17	Pueblo de San Bartolo Ameyalco	Toda el pueblo	Bajas presiones en toda la colonia y diámetros menores a 3 pulgadas.	Proyecto integral de la línea de conducción, de 2,148 m, del T. AO-8 a T. San Diego II, una planta de bombeo.		9.02	X		

Fuente: Elaboración con información de DGCOH y resultados propios.



CAPÍTULO IV

DISEÑO HIDRÁULICO DE FLUJO ESTABLECIDO

CAPÍTULO IV

DISEÑO HIDRÁULICO DE FLUJO ESTABLECIDO

IV.1 DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

IV.1.1 DATOS BASICOS

IV.1.1.1. Datos generales

Se refiere a la localización de las fuentes de abastecimiento, las descargas, el clima, los medios de comunicación del lugar, servicios de energía eléctrica y los usos del agua

IV.1.1.2. Información de la fuente de abastecimiento

Es fundamental conocer los gastos de aprovechamiento que pueden proporcionar las fuentes de abastecimiento, sus niveles del agua y el tipo de fuente ya que de ello depende el tipo de conducción que se tiene, ya sea por gravedad o bombeo, así como el número de bombas que pueden colocarse.

IV.1.1.3. Datos de proyecto

Se refieren a la estadística de la población, las dotaciones, el periodo de proyecto, la curva de demandas, la topografía y el estudio del suelo del lugar.

IV.1.1.4. Costos de construcción y operación del sistema

Son necesarios estos aspectos con la finalidad de poder efectuar el análisis económico.

IV.1.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

IV.1.2.1. Esquema de la conducción

Se da una referencia de cómo serán conectadas las tuberías, las fuentes de abastecimiento y los tanques de entrega de dicha conducción, sin dar detalles de trazo y dimensionamiento de estos tubos, este se obtiene una vez que se tienen localizadas las fuentes de abastecimiento y los tanques de regularización donde serán las entregas del agua de la conducción.

IV.1.2.2. Proyección de la población

Con base en la estadística de la población, se aplica un método o modelo para obtener la proyección de la población correspondiente al periodo de diseño, dicho estudio es importante para determinar tanto los consumos de la población en el tiempo, como las etapas de construcción, equipamiento y los volúmenes anuales requeridos para abastecer de agua potable a la población en cada una de las etapas.

IV.1.2.3. Variación de la demanda

La variación de la demanda es un dato que proporciona la curva de demandas de la población, con esta se modela el funcionamiento hidráulico y se diseña la red de distribución, obteniendo en cada tanque, los volúmenes de agua que demanda la población en la red de distribución del sistema de agua potable.

IV.1.2.4. Gastos de diseño

El gasto de diseño se obtiene en función de los gastos que deben entregar los tanques y de los gastos que pueden proporcionar las fuentes de abastecimiento, una conducción con entrega directa a tanques puede ser conectada a uno o varios tanques, su cálculo se realiza con las Ecuaciones(1.21) a la (1.24).

IV.1.2.5. Política de operación

En la parte final de una línea de conducción se debe evitar la colocación de válvulas, cuando el tanque se llene se envía la señal al equipo de bombeo para realizar un paro programado evitándose someter a la tubería a cambios de presiones.

IV.1.2. 6 Análisis de las opciones

a) *Opciones de trazo:* Se considero en el Capítulo III.

b) *Líneas de conducción por bombeo:* Para con gastos mayores a 10 l/s, el procedimiento de diseño es:

1. Cálculo de gastos de bombeo

Se determina el gasto de bombeo para un funcionamiento de 24 horas con la Ecuación(1.22) y una demanda de la población correspondiente al periodo de diseño, en caso contrario se considera la Ecuación(1.24).

2. Determinación del diámetro económico

Durante el proyecto de una línea de conducción es importante definir el diámetro óptimo de la tubería, en función de su material, de ello dependerán las erogaciones, tanto iniciales como de operación y mantenimiento posterior durante, su vida útil. En el cálculo del diámetro óptimo, es necesario que se apliquen criterios tanto hidráulicos como económicos y prácticos, tendientes a recomendar el diámetro más económico apropiado, basándose en las normas técnicas¹. El diámetro económico se puede calcular con la ecuación de continuidad **Ecuación(I.25)**, o con la ecuación de **Bresse Ecuación(I.26)**.

3. Proponer 3 diámetros comerciales

Se proponen 3 diámetros comerciales, el más próximo, el inmediato superior al más próximo a D , y el inmediato inferior al más próximo, a continuación se tiene el siguiente procedimiento:

A) Cálculo del equipo de bombeo

- Se supone una velocidad teórica de 1.5 m/s, para un diámetro teórico, la velocidad cambiara con el diámetro comercial, con los diámetros seleccionados se recalcula la velocidad, **Ecuación(I.10.5)**.
- Se determina la constante de **Manning K**, de acuerdo al diámetro **Ecuación(I.18.1)**.
- El coeficiente de rugosidad n se tiene en la **Tabla IV.1.1**

Tabla IV.1.1 Coeficientes de rugosidad recomendados

Material	n
Asbesto Cemento	0.010
Concreto Liso	0.012
Concreto Aspero	0.016
Acero galvanizado y Acero Soldado sin revestimiento	0.014
Fierro Fundido	0.013
Acero Soldado con revestimiento interior a base de Epoxy	0.011
Plástico P.V.C. y Polietileno	0.009

Fuente: SAHOP, Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

- El cálculo de las pérdidas por fricción se determina con la **Ecuación(I.18.2)**.
 - Las pérdidas menores se consideran desde un 5 % cuando las deflexiones y cambios de dirección son pocos, de lo contrario se recomienda utilizar un 10 % respecto las pérdidas mayores.
- $$hs = hf(\%) \quad \text{IV.1}$$
- **Análisis de la carga dinámica total (CDT), carga de la bomba, Ecuación(I.38)**. Para este paso se analiza donde se va a tomar el agua de la fuente de abastecimiento, del cárcamo de bombeo, el punto donde se pretende tomar el agua se llama nivel de selección, el nivel de descarga es el punto que donde se va a descargar el agua en el tanque de regularización.

Nivel de selección: Para determinar el nivel de selección se consideran los datos del cárcamo de bombeo: el nivel de succión (N_s), el nivel del agua (N_a) y la cota del terreno.

$$\text{Nivel de selección} = N_s + \frac{N_a - N_s}{2} \quad \text{(IV.1.1)}$$

Nivel de descarga: Se determina conforme a cada diámetro propuesto, esto es con la expresión:

$$\text{Nivel de descarga} = \text{elevación tanque} + 0.3 + \frac{d}{2} + 0.5 \quad \text{(IV.1.2)}$$

- **Desnivel a vencer:** Resulta de la adición de la **Ecuación(IV.1.1)** y **Ecuación(IV.1.2)**:

$$\text{Desnivel a vencer} = \text{Nivel de descarga} - \text{Nivel de selección} \quad \text{(IV.1.3)}$$

- **Carga dinámica total**, esta se determina al aplicar la **Ecuación(I.38)**
- **Análisis de la potencia de la bomba:** se determina con la expresión que involucra QH .
- La eficiencia del equipo de bombeo se tiene: 76%
- La potencia requerida por cada tubería se determina con la **Ecuación(I.34.2)**

B) Golpe de ariete.

- Sobrepresión por golpe de ariete. Ecuación de Allievi.

$$h_i = \frac{145V}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}} \quad \text{(IV.1.4)}$$

¹ CNA, Norma Técnica CNA-NT-HA-002

donde:

V = velocidad, en m/s

E_o = módulo de elasticidad del agua: $E_a = 20,670 \text{ kg/cm}^2$

E_t = módulo de elasticidad del material que se está utilizando la **Tabla IV.1.2**.

Tabla IV.1.2 Módulos de elasticidad de algunos materiales de tuberías

Material	E_{mat} (kg/cm ²)
Acero	2,030,000 a 2,160,000
Asbesto cemento	245,000
Concreto presforzado	398,000
Hierro dúctil	1,690,000
Polietileno	14,300 - 20,400
PVC	24,500 - 28,000

Fuente: CNA, Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Conducción. 1997

Los espesores de pared de tubería, de acuerdo al tipo de presión, se consideran de los catálogos del fabricante de tuberías, con estos datos se calcula la sobrepresión que se presenta en la conducción por el golpe de ariete. Esta sobrepresión puede ser absorbida en un 80% por la válvula, expresión(IV.1.5), mientras que la sobrepresión restante es absorbida por la tubería, es decir el 20%, expresión(IV.1.6):

$$RP = 80\%(h_i) \quad (\text{IV.1.5})$$

$$20\%(h_i) \quad (\text{IV.1.6})$$

$$H_t = 20\%h_i + \text{carga normal de operación} \quad (\text{IV.1.7})$$

C) Costos de la tubería

Los precios para determinar el diámetro más económico se toman de catálogos de precios unitarios, los conceptos que integraran los costos son las siguientes cantidades de obra:

- Trazo y nivelación

- Corte, demolición y reposición del pavimento, para zonas urbanas

- Excavación con medios manuales y mecánicos en material dependiendo la zona:

$$V_{excavación} = \text{Base} \times (\text{Altura} + \text{plantilla}) \times \text{Longitud} \quad (\text{IV.1.8})$$

- Plantilla apisonada con 10 cm de espesor, los volúmenes de obra se determinan con la expresión:

$$\text{Plantilla} = \text{Base} \times 0.10 \times \text{Longitud} \quad (\text{IV.1.9})$$

- Instalación, junteo y prueba hidrostática de la tubería.

- Relleno compactado, se determina con la expresión:

$$Rc = (0.3 + d_{int} + (2 \times \text{espesor}) \times B) - \frac{\pi d_{ext}^2}{a} L \quad (\text{IV.1.10})$$

- Relleno a volteo, este se determina con la expresión:

$$Rv = \text{Altura} - ((0.3 + d_{int} + (2 \times \text{espesor}) \times B) L \quad (\text{IV.1.11})$$

- Atraques de concreto con $f'c=90\text{kg/cm}^2$

- Costo de tubería de cualquier material

- Acarreos

D) Resumen del costo anual por bombeo

- Para determinar el costo anual de bombeo para operación de un año se tiene la expresión:

$$kwh = HP \times 0.7457 \quad (\text{IV.1.12})$$

- Costo por hora de bombeo:

$$C_{HB} = kwh \times \text{\$costo} \quad (\text{IV.1.13})$$

- Cargo anual de bombeo:

$$C_{AB} = C_{HB} \times 8760 \quad (\text{IV.1.14})$$

- Análisis del cargo anual de amortización:

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n + 1} \quad (\text{IV.1.15})$$

donde:

r = interés anual

n = número de anualidades

- Cargo anual de amortización de la conducción 15 años al 12% anual:

$$C_{Ao} = C_T \times \text{anualidad} \quad (\text{IV.1.16})$$

- Costo anual de bombeo para operación de 365 días:

$$C_{ABO} = C_{Aa} + C_{AB} \quad (IV.1.17)$$

4. Carga de la bomba por diámetro (CDT)

Esto es utilizando la ecuación de la energía, esta es la Ecuación(I.11.7).

5. Selección del equipo de bombeo

En la selección del equipo de bombeo es importante conocer la carga (H), la eficiencia (n), la carga neta positiva de succión CNPS requerida, la potencia al freno por bomba y la CNPS disponible en la instalación del equipo de bombeo. Una vez que se tiene la carga del equipo de bombeo (H), se busca en un catálogo de bombas que proporciona el fabricante, la bomba cuya curva característica ofrezca una mayor eficiencia para las diferentes operaciones de la conducción.

Si no se encuentra una curva que contenga exactamente la carga y el gasto de diseño, pero se encuentra una curva muy cercana, este punto puede ubicarse por debajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo, en este caso se debe esperar un ligero aumento del gasto y una ligera disminución de la carga, respecto de los de diseño.

Conducción sin derivaciones con varias bombas

En las plantas de bombeo, el equipo de bombeo se puede componer de varias bombas con las mismas características colocadas en paralelo. En este caso, cuando trabaja un número de bombas menor al número total de bombas, con relación al punto de operación correspondiente al número total de bombas, el nuevo punto de funcionamiento se desplaza hacia la derecha de la curva característica, pudiendo incluso salirse de la eficiencia mínima recomendada. Para prever esta situación se recomienda el siguiente procedimiento de selección de la bomba en el orden indicado:

- Seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación, con valores bajos de $\partial\eta/\partial Q$
- Seleccionar bombas con curvas de variación suficiente para absorber las diferencias de pérdidas de energía por conducción al trabajar la conducción con uno u otro número de bombas, dentro del rango de eficiencia aceptable, bombas relativamente altos de $\partial H/\partial Q$
- Si la bomba es de tazones, se recomienda colocar un número suficiente de estos para incrementar el valor $\partial H/\partial Q$
- Escoger la bomba en un punto de operación de máxima eficiencia para el caso cuando trabajen todas las bombas.
- Si no se encuentra una curva que contenga exactamente la carga y el gasto de diseño, pero se encuentra una curva muy cercana, este punto puede ubicarse por debajo de la curva, debiendo revisar la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo, de no encontrar curvas cercanas, es necesario recortar el impulsor de la bomba con respecto al dado en el catálogo, para que cumpla exactamente con el punto requerido.
- Se calcula el punto de operación para gasto parcial
- Con la Ecuación(I.40.1) se calcula la relación de consumo de energía, si es mayor que uno, se justifica incrementar la eficiencia de operación de la bomba, colocando un orificio disipador de energía o una válvula de regulación.

Carga neta positiva de succión CNPS

El fabricante de bombas proporciona el funcionamiento requerido de la bomba para que no se presente el problema de cavitación, mediante el concepto CNPS requerida, en función del gasto. La CNPS, se calcula con la Ecuación(I.39), para que en una bomba no se presente el fenómeno de cavitación, la CNPS disponible debe ser mayor que la CNPS requerida.

6. Tramos y resistencia de las tuberías

Se proponen los tramos en función de la topografía del trazo de la conducción y de las presiones a flujo establecido y a gasto nulo, así como la resistencia de los tubos en cada uno de dichos materiales.

En un mismo acueducto pueden existir tramos de diferentes materiales y diferentes diámetros, dependiendo de los accidentes topográficos y tipos de terreno donde se instale la tubería.

7. Análisis económico del costo de tuberías y bombeo

Se transforman los costos de bombeo a valor presente con la Ecuación(IV.2) y el costo total de la conducción a valor presente se calcula por la Ecuación(IV.1.2). y cuyo procedimiento es el siguiente:

$$\text{Valor presente} = \frac{\text{Valor}_i}{(1+r)^i} \quad (IV.2)$$

donde:

Valor_i = costo para el año i

r = tasa de actualización anual (tasa de descuento).

$$\text{Costo total} = C.C. + \sum_{i=1}^n \frac{C.O_i}{(1+r)^i} \quad (\text{IV.2.1})$$

donde:

C.C. = costo de construcción de la conducción

C.O._i = costo de operación de bombeo para el año *i*

n = periodo de diseño, en años

- Se calcula la población, las etapas del equipo de bombeo y los gastos de demanda por cada año.
- Se determinan los gastos de bombeo descritos anteriormente, para cada año.
- Se determina el número de horas anuales de bombeo y la demanda que se presenta en cada año.
- Para el cálculo del costo total de la conducción, se puede utilizar una tabla para dicho fin.
- De los tres diámetros de cada material, el diámetro intermedio debe ser el de menor costo.
- Si el diámetro mayor es el de menor costo, se escoge el diámetro comercial inmediato superior
- Si el diámetro menor es el de menor costo, se escoge el diámetro comercial inmediato inferior
- Finalmente se selecciona el material y el diámetro de menor costo.

8. Análisis Transitorio.

Para el diámetro más económico de todos los materiales, se realiza el análisis transitorio, encontrando las sobrepresiones y depresiones causadas por un paro accidental del equipo de bombeo.

9. Dispositivos de control

Se propone la ubicación y el dispositivo para aliviar los efectos transitorios, este *pre-análisis* se considera en el **Capítulo V**.

IV.1.3 PLANTAS DE BOMBEO

IV.1.3.1 Obra civil

Cárcamo de bombeo

Consiste en un depósito enterrado, construido de concreto cuyas dimensiones y características estructurales están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar, una de las finalidades del cárcamo es el de evitar la agitación del agua, evitando la entrada de aire a la tubería de succión. Para calcular la capacidad del volumen del cárcamo de bombeo se considera la expresión:

$$V = \frac{Q_E(t)}{4} \quad (\text{IV.3})$$

donde:

V = Volumen del cárcamo de bombeo, en m³

Q_E = gasto bombeado por equipo, en m³/s

t = tiempo de retención, en segundos

La altura mínima del agua por encima de la boca de succión debe ser:

$$h = \frac{v^2}{2g} + 0.20m \quad (\text{IV.3.1})$$

Para evitar la formación de vórtices en la práctica se tiene que cumplir que: $H > 1.5D$

IV.1.3.2 Equipo electromecánico

Tubería de succión

Deberá seleccionarse de acuerdo con los requerimientos particulares de cada bomba, ya que forma parte del diseño de las mismas, en los casos que se usen diámetros diferentes al de succión de la bomba, se requiere un dispositivo de acoplamiento con la tubería. El diámetro de la tubería de succión debe ser tal que la velocidad en su interior no sobrepase los 2 m/s, en el caso de trabajar con agua fría, los elementos que integran la tubería de succión son el tramo de tubería de succión junto con los siguientes elementos que se describen brevemente:

- *Válvula de pie*: Este dispositivo deberá de ser tipo oreja y tener un área útil de pasaje de por lo menos 150% del área de la tubería de succión.
- *Rejilla o filtro*: Tiene la finalidad de impedir la entrada de impurezas hasta la bomba, se recomienda la colocación de una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión.

Tubería de descarga

Las características de la tubería de descarga son determinadas por la pérdida de carga, velocidad y viscosidad del líquido, siendo que el diámetro deberá ser, siempre que sea conveniente, dos medidas mayores que el diámetro de salida de la bomba y nunca menor a este último, el diámetro de esta tubería, al igual que la succión se determina con la ecuación de **Bresse Ecuación(1.26)**, así como las pérdidas en estas tuberías se pueden determinar con la **Ecuación(1.20.2)**

Tren de piezas especiales

Es el conjunto formado por válvulas, carretes, tés y demás accesorios, ubicados según el diseño de la conducción, este conjunto permite conectar adecuadamente los equipos de bombeo con la tubería, ofreciendo a los mismos control y protección, se incluyen los elementos para operación, pruebas y protección contra golpe de ariete de la conducción a presión y la bomba misma, abarca desde la descarga de la bomba hasta la conexión con la tubería de conducción a presión, estos elementos se describen en forma breve, a continuación:

- *Tubo de acero al carbón cédula 40*: Esta acondicionado para trabajar con cargas de hasta 200 mca.
- *Válvulas de expulsión de aire*: Se definen en el **subcapítulo IV.1.4.1**
- *Junta Dresser*: Es la interconexión entre tramo de tubería de acero, actúa como conector.
- *Manómetro*: Permite conocer la presión de operación de la bomba.
- *Medidor de flujo*: Este medidor tipo propela, consta de una carcasa de bronce o acero, con un rotor de acero inoxidable en su interior, que gira por el flujo de agua.
- *Válvula de retención (Check)*: Realiza la función que evita que el agua contenida en la tubería de conducción regrese a la fuente de abastecimiento.
- *"T" con reducción*: Generalmente son de acero al carbón, cédula 40.
- *Válvula de compuerta o mariposa*: Se utiliza para aislar el cabezal de descarga para fines de mantenimiento o cambio de cualquier componente.
- *Válvula aliviadora de sobrepresión de golpe de ariete*: Es una pieza controlada por pilotos tipo diafragma que la abren cuando la presión en la tubería es superior a la carga previamente ajustada en un resorte.
- *Switch de presión*: Se utiliza con fines de control, sirve para detectar una presión anormal.
- *Codos de 45 y 90°*: Generalmente son de acero al carbón cédula 40
- *Equipo eléctrico*: Se podrá seleccionar para combinar con proyectos mecánicos básicos con potencias de bombeo limitadas en HP, en los cuales los motores eléctricos son tráficos con tensiones de alimentación variadas en Volts.

IV.1.4 VACIADO, LLENADO Y OPERACIÓN ESTACIONARIA

Se trata en el **subcapítulo I.6 y I.7 del Capítulo I** cuyos aspectos más importantes sobresalen considerar el gasto máximo de llenado, el vaciado programado, **Ecuaciones(I.30), (I.31) y (I.32)**. Una vez tomado esto se tiene la dimensión y selección de las válvulas eliminadoras de aire, de admisión y expulsión de aire y de desagüe. Dentro de la operación estacionaria, se toma en cuenta lo expuesto en el subcapítulo I.7 para el vaciado accidental a gasto nulo y el vaciado a gasto parcial y así como la operación de bombeo, considerada anteriormente en cuanto a la operación de las bombas.

IV.1.4.1 Válvulas de admisión y expulsión de aire.

Están provistas de un flotador interno, y un orificio de venteo del mismo diámetro que de su entrada, para expulsar y admitir las cantidades suficientes de aire, al llenar o vaciar un sistema. Cuando un sistema de bombeo está por ser llenado, el aire que esta dentro, será substituido por el líquido a bombear, al irse llenando el sistema las válvulas colocadas en los puntos altos cerrarán cuando el nivel del líquido suba al flotador y selle este en el asiento de la válvula.

Éstas abrirán solo cuando la presión interna se reduzca a un valor negativo. Con la finalidad de expulsar aire, las válvulas son medidas en función del volumen de aire a ser expulsado, caudal que depende de las condiciones en que se llena la línea. Las válvulas de admisión y expulsión de aire podrán llenarse parcial o totalmente, y no expulsarán dicho volumen en cuanto el sistema se encuentre en operación y bajo presión. Para tal fin fueron diseñadas las válvulas eliminadoras de aire.

Selección del diámetro de válvulas de admisión y expulsión de aire en la línea de conducción

El diámetro necesario de la válvula de admisión y expulsión de aire se obtiene basándose en las curvas de funcionamiento de las válvulas **Figura IV.1.1**. El diámetro de expulsión se obtiene con el gasto de llenado de la tubería **Ecuación(I.31)** y una presión máxima de aire en la válvula de 2 lb/pulg². El diámetro de admisión se obtiene con el gasto máximo de vaciado **Ecuación(I.32)** considerando una depresión admisible de 5 lb/pulg² y un tiempo adecuado de vaciado.

El estudio de válvulas **APCO** presenta a este respecto algunas indicaciones importantes:

- Calcular para cada punto alto de la línea de conducción la válvula de aire.
- Determinar el máximo valor del flujo que pueda presentarse en ft³ /s. La **Ecuación(IV.4)** se utiliza si la línea esta llenándose por bombeo y la **Ecuación(IV.4.1)** se utiliza si la línea esta llenando o vaciando por gravedad.

- Las válvulas instaladas en los puntos altos deben expulsar o admitir una cantidad de aire en PCAS igual al máximo valor posible de flujo de agua en PCAS; valor que debe estar inmediatamente arriba del punto alto previamente calculado.
- Utilizar la máxima presión diferencial permisible calculada o 5 PSI (lb/pul²) que es un valor más bajo. No utilizar una presión diferencial mayor de 5 PSI.
- Estas válvulas deben ser instaladas acompañada de otra válvula interruptora debajo de ellas.
- Si la línea tiene puntos bien definidos o estos están separados por tramos de gradientes uniformes se recomienda instalar válvulas en intervalos de 400 a 800 m

El catálogo de **Válvulas Automáticas de México** recomienda seleccionar el diámetro mínimo capaz de expulsar aire aplicando la **Ecuación (IV.4)** para convertir el gasto a pies cúbicos de aire por segundo.

- El diámetro mínimo capaz de admitir aire, esta dado por el diámetro de la tubería y la pendiente en metros de longitud. Se puede tener dos pendientes diferentes, por la que se recomienda considerar la más severa, **Ecuación (IV.4.1)**

$$PCAS = \frac{Q}{28.32} \quad (IV.4)$$

$$PCAS = 0.08665 \sqrt{PD^5} \quad (IV.4.1)$$

donde:

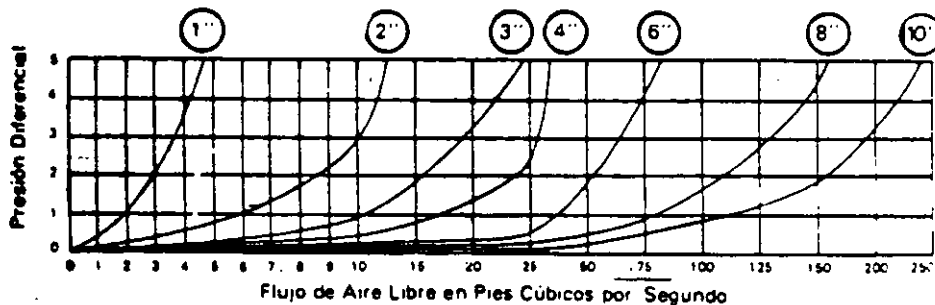
$PCAS$ = Cantidad de aire, en pies cúbicos de aire por segundo

Q = gasto, en litros por segundo

P = pendiente, en metros de altura entre metros de longitud

D = diámetro, en pulgadas.

Se hace uso de las gráficas que tiene elaborada **VÁLVULAS AUTOMÁTICAS DE MÉXICO**, cuyas gráfica se anexan en el presente trabajo **Figura IV.1.1**



Fuente: Válvulas Automáticas de México, Catálogo de válvulas.

Figura IV.1.1 Curvas para la selección de las válvulas de admisión y expulsión de aire

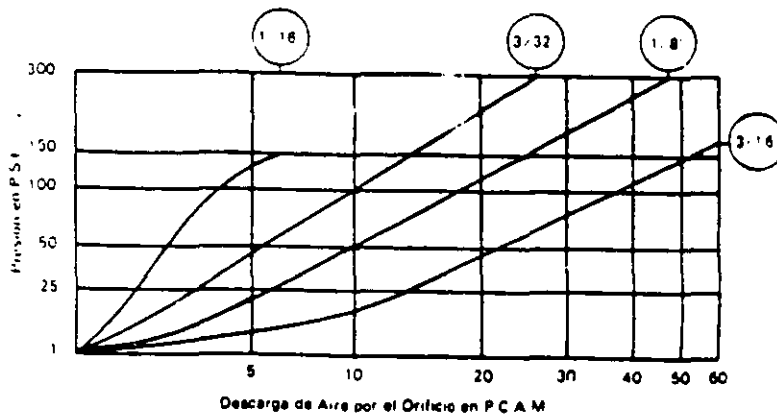
IV.1.4.2 Válvulas eliminadoras de aire.

Son dispositivos hidromecánicos, los cuales expulsan pequeñas cantidades de aire automáticamente a medida que éstas se acumulan en los puntos altos de la tubería, éstas deben ser colocadas en posición vertical y en los puntos altos del sistema, colocándose siempre una válvula de seccionamiento entre la válvula y la línea de conducción.

Selección de válvulas eliminadoras de aire

La ubicación de estas válvulas y sus características también se pueden determinar consultando los catálogos de sus fabricantes y efectuando además un estudio cuidadoso del perfil del eje de la tubería. El diámetro necesario de la válvula eliminadora de aire (VEA) se obtiene en función del gasto en PCAM (pies cúbicos de aire por minuto), cuyas curvas se tienen en la **Figura IV.1.2**, se estima que el agua que se transporta en los tubos contiene aproximadamente un 2% de aire². Las válvulas eliminadoras de aire se pueden instalar sobre las válvulas de admisión y expulsión de aire, denominándose así válvulas combinadas.

² CNA, "Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento", 1997. pp. 23



Fuente: Válvulas Automáticas de México, Catálogo de válvulas.

Figura IV.1.2 Curvas para la selección de las válvulas eliminadoras de aire

IV.1.4.3 Válvulas de desagüe o desfogue.

Están localizadas en los puntos más bajos de las tuberías, permiten su evacuación cuando es necesario, estas descargas son medidas como boquillas, teniéndose en cuenta el tiempo admitido para su vaciado completo de la línea o del tramo de la línea de conducción, de acuerdo al manual de Azevedo, como regla practica, se admite para el diámetro de las descargas:

$$d \geq \frac{D}{6} \quad (\text{IV.4.5})$$

donde:

D = diámetro de la tubería, en m

d = diámetro nominal del orificio, en m

En este punto es importante considerar lo ya expuesto en los subcapítulos I.5.4 y I.6, acerca del gradiente máximo para el desagüe de la tubería, así como el gasto máximo de vaciado Ecuaciones(I.28) y (I.29), dentro del contexto de llenado y vaciado de la conducción, el vaciado programado el dimensionamiento de la válvula de vaciado esta en función de Δz que presenta el tramo y del tiempo de vaciado acorde a la operación, Ecuación(I.32), además tener en cuenta el vaciado accidental a gasto nulo y a gasto parcial.

IV.1.5 ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

IV.1.5.1 Tanque de regulación

Como ya se refirió en el Capítulo I, subCapítulo1.5.1, la capacidad del tanque se puede calcular con la ayuda de la Ecuación(I.27) donde R esta en función de las horas de servicio, en función del gasto máximo diario, Ecuación(I.22).

IV.1.5.2 Atraques

Los esfuerzos originados en las curvas, piezas especiales de derivación, tapas y tramos de gran inclinación deberán de ser absorbidos por atraques, que comúnmente son de son de concreto armado. Las dimensiones de los atraques de acuerdo a la presión de la tubería y resistencia que opone el terreno y se pueden tomar de Tablas recomendadas por el fabricante de la tubería, por ejemplo en los manuales de Amanco recomiendan utilizar un factor de resistencia que opone el terreno a la introducción del atraque con valores de 0.4 a 15 kg/cm^2 , según el terreno.

IV.1.5.3 Deflexiones permisibles

En los cambios de dirección se presentan varias deflexiones, estas pueden ser absorbidas por las mismas piezas especiales por ejemplo el mismo barril en una extremidad permiten 5° máximo de deflexión sin utilizar piezas especiales.

IV.1.5.4 Dimensiones de las zanjas

De acuerdo a los lineamientos de la CNA recomienda utilizar la Tabla IV.1.3

IV.1.6 OPCIÓN MÁS VIABLE

Se consideran en el Capítulo III, Tabla 2.11, como opciones alternativas a las ya planteadas.

IV.1.7 ANTEPRESUPUESTO

El antepresupuesto de las obras relativas a las líneas de conducción se hará de tal manera que se detalle los conceptos de las obras generales y de estructuras especiales, tanto por lo que se refiere a mano de obra como materiales, haciendo distinción por lo que respecta a tuberías y equipos, es importante considerar que se trata de un antepresupuesto preliminar y no el presupuesto de un proyecto ejecutivo.

Tabla IV.1.3 Dimensiones de zanjas y plantillas para tubería de agua potable.

DIAMETRO NOMINAL (cm)	(pulgadas)	ANCHO B (cm)	PROFUNDIDAD H (cm)	ESPESOR DE LA PLANTILLA (cm)	VOLUMEN DE EXCAVACION (cm)
2.5	1	50	70	5	0.35
3.8	1 1/2	55	70	5	0.39
5.1	2	55	70	5	0.39
6.3	2 1/2	60	100	7	0.60
7.5	3	60	100	7	0.60
10	4	60	105	10	0.63
15	6	70	110	10	0.77
20	8	75	115	10	0.86
25	10	80	120	10	0.96
30	12	85	125	10	1.06
35	14	90	130	10	1.17
40	16	95	140	10	1.33
45	18	110	145	10	1.60
50	20	115	155	11	1.78
61	24	130	165	13	2.15
76	30	150	185	14	2.78
91	36	170	210	15	3.57
107	42	190	230	17	4.37
122	48	210	245	20	5.15
152	60	250	300	23	7.50
183	72	280	340	27	9.52
213	84	320	380	30	12.16
244	98	350	415	34	14.53

Fuente: CNA, Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Datos Básicos.

IV.2 DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AO-8 - SAN DIEGO II, SAN BARTOLO AMEYALCO.

IV.2.1 DATOS BASICOS

IV.2.1.1 Datos generales

Esta fuente se localiza en la colonia Lomas la Hera, delegación Álvaro Obregón, es un tanque de rebombeo AO-8 se encuentra en la elevación 2603.333 msnm, la descarga se localiza en el poblado de San Bartolo Ameyalco en el tanque San Diego II, con una capacidad de 500 m³ y a una elevación de 2656.13 msnm. El clima es templado como se refirió en **Capítulo II**, las vías de comunicación son las siguientes: Av. Miguel Hidalgo y Av. La Hera, cuenta con servicio de energía eléctrica y el uso de agua para consumo humano.

IV.2.1.2 Información de la fuente de abastecimiento

Tanque AO-8, Lomas la Hera, los gastos³ que se pueden aprovechar de esta fuente son de aproximadamente 28 l/s, y debido a su capacidad de rebombeo 10 l/s, es factible su aprovechamiento.

IV.2.1.3 Datos de proyecto

La estadística de la población se considera en el **Capítulo II**, la población para San Bartolo Ameyalco es 48,881 habitantes para un periodo de proyecto de 15 años. En este poblado las dotaciones de acuerdo a la **Tabla III.2.2**, son de 150 l/h/d (mínima), con la **Tabla III.2.8** se considero un coeficiente de variación diaria de 1.4 y un coeficiente de variación horaria de 1.55. La topografía para este anteproyecto, se toma de cartas topográficas de DGCOH escala de 1:2,000 y cartas urbanas de INEGI, escala 1:10,000, se consideraron cadenamientos a cada 20 m

IV.2.1.4. Costos de construcción y operación del sistema

Se toman de catálogos de precios unitarios de DGCOH y CNA, el costo para la operación del sistema se considero de acuerdo a las tarifas CFE 1999, para consumos menores de 1000 kw se utiliza la tarifa OM con un costo de \$ 0.7008 pesos.

IV.2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

IV.2.2.1 Esquema de la conducción

La fuente de abastecimiento Rebombeo AO-8 en el tanque se instalara una tubería se partirá hacia el tanque San Diego II, esta ruta de conducción se instalara por la Av. 29 de Octubre y se desvía por la Av. Miguel Hidalgo, continua por la Av. La Hera y finalmente por la Av. San Diego para descargar en el tanque San Diego II, en San Bartolo Ameyalco, de este se distribuirá en la red de distribución el agua al poblado afectado en **Figura IV.2.1** se muestra el esquema de trazo.

³ Dato tomado del Contrato DGCOH número CO4-I-0785

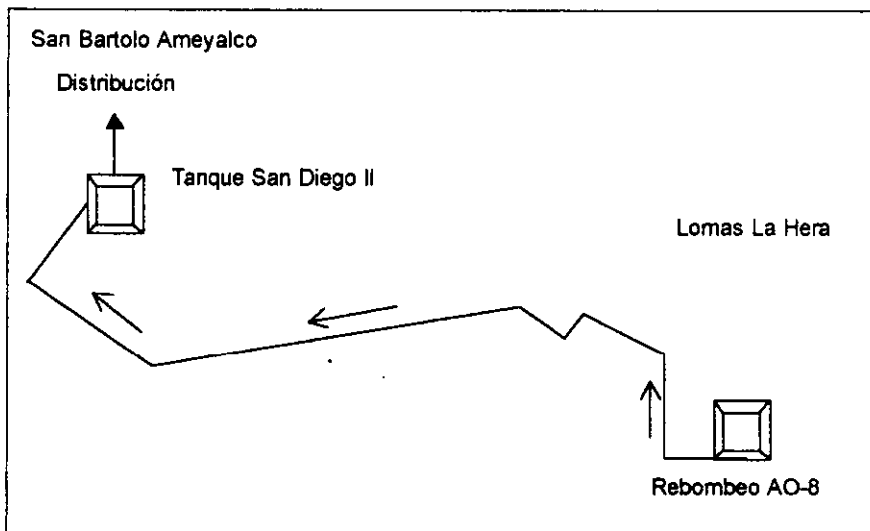


Figura IV.2.1 Trazo de la línea de conducción para el poblado de San Bartolo Ameyalco

IV.2.2.2 Proyección de la población de San Bartolo Ameyalco

Con base en la estadística de la población, considerada en el **Capítulo II**, se aplicaron dos modelos (**Malthus** y **Porcentajes**), y así obtener la proyección de la población correspondiente al periodo de diseño de 15 años, y considerando un incremento promedio anual de 2.5%, los resultados de este análisis se tienen resumidos en la **Tabla IV.2.1**

Tabla IV.2.1 Población esperada por años

Año	Población (habitantes)
0	35150
1	36029
2	25258
3	25859
4	26461
5	27062
6	27663
7	28265
8	28866
9	29467
10	43938
11	44926
12	45915
13	46903
14	47892
15	48881

Fuente: Elaboración con datos de Estudios de DGCOH, 1998.

IV.2.2.3 Variación de la demanda

La variación de la demanda de este poblado se considera de 16 horas de servicio⁴ **Tabla III.2.3**.

IV.2.2.4 Gastos de diseño

Aplicando las ecuaciones (I.21), (I.22) y (I.23), se tiene:

$$Q_{MD} = \frac{150(48881)}{86400} = 84.86 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 84.86(1.4) = 118.81 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 118.81(1.55) = 184.15 \text{ l/s}$$

Entrega a un solo tanque

La conducción funcionará las 16 horas del día, por lo tanto, el gasto que se requiere se calcula con la **Ecuación (I.24)**

$$Q_d = 118.81(1.5) = 178.21 \text{ l/s}$$

En la **Tabla IV.2.2** se muestran los gastos calculados de esta forma por años, el gasto total calculado para el último año representa el gasto de diseño para la conducción, y es igual a 178.21 l/s.

⁴ Horas de servicio basadas en el estudio DGCOH, 1998.

Tabla IV.2.2 Gastos requeridos por años

Año	Gasto (l/s)
0	128,15
1	131,36
2	92,09
3	94,28
4	96,47
5	98,66
6	100,86
7	103,05
8	105,24
9	107,43
10	160,19
11	163,79
12	167,40
13	171,00
14	174,61
15	178,21

Fuente: Elaboración con datos de DGCOH, 1998.

IV.2.2.5 Política de operación.

Respecto a este punto se tiene que la conducción operara entregando el agua a un solo tanque de regulación, no existen tanques intermedios ni ningún tipo de derivaciones, este mismo que entregara a la red de distribución, cuando el tanque se llene este enviará la señal al equipo de bombeo para realizar un paro programado, evitándose someter a la tubería de polietileno a cambios de presiones. Por lo anterior descrito para modelar el transitorio hidráulico la tubería se puede dividir en tramos, una vez determinadas las envolventes de sobrepresiones y depresiones inadecuadas, se podrán proponer dispositivos de control de transitorio, por medio de las simulaciones hidráulicas, esto es mediante un programa de computo.

IV.2.2.6 Análisis de las opciones

a) *Opciones de trazo*; Se analizaron las posibles opciones en el **Capítulo III**

b) *Línea de conducción por bombeo mayor de 10 l/s*

1. Cálculo de gastos de bombeo

Se determino el gasto de bombeo para un funcionamiento de 16 horas esto se consideró en el **Subcapítulo IV.2.2.4**.

2. Determinación del diámetro más económico.

Aplicando la ecuación de continuidad **Ecuación(I.10.5)**, despejando D , **Ecuación(I.25)** y con **Dupuit**, **Ecuación(I.26)**.

$$A = \frac{0.1782}{1.5} = 0.1188m^2 \quad D = \sqrt{\frac{4(0.1188)}{\pi}} = 0.3889m$$

Equivale a 15.31 pulgadas, considerando un diámetro comercial de 16" (400 mm), se tiene que $A = 0.1256 m^2$:

$$V = \frac{0.1782}{0.1256} = 1.42m/s$$

Se observa que la velocidad es de $V=1.42 m/s$ y de acuerdo a la práctica las velocidades recomendables de 0.6 a 3.0 m/s , por lo cual esta dentro de estos rangos. Ahora bien, si se utiliza la ecuación de **Dupuit**, se tiene:

$$D = 1.2\sqrt{0.1782} = 0.51 m$$

La velocidad utilizando esta ecuación es aceptable $V = 0.88 m/s$, pero, por la experiencia se considera baja. Considerando un criterio para analizar los tres diámetros se utilizara, en este caso, la ecuación de continuidad.

3. Proponer tres diámetros comerciales:

Se proponen 3 diámetros comerciales, estos se resumen en la **Tabla IV.2.3**. Cumpliendo con el paso 3, se utilizara material de Polietileno. Una vez determinados los tres diámetros, se realiza el análisis del diámetro más económico resumido en la **Tabla** diseñada para tal fin **Tabla IV.2.4**, el procedimiento de cálculo se presenta en el **Anexo A.1.1**

Tabla IV.2.3 Diámetros propuestos para analizar.

Material	Polietileno
Diámetro nominal (mm)	350
	400
	450

Tabla IV.2.4 Analisis del diámetro más económico

Diametro nominal		Area en m ²	Gasto en	Velocidad en	Long. Línea	Coef. Fricción	Constante de	Pérdidas fricción	% otras pérdidas +	$hf_1 = hf + \%hf$	Qhf_1	T_8n	$HP = Qhf_1 / T_8n$
mm	pulg	(A)	m ³ /seg (Q)	m/seg (V)	en m. (L)	Manning n	Manning (K)	$hf = LQ^2 K$ en m.	CD		(Q en lps)	n = 82,5%	
350	14	0,0962	0,17821	1,852	2148	0,0318	0,22540	15,377	58,43	73,804	13152,8	61,18	214,98
400	16	0,1257	0,17821	1,418	2148	0,0318	0,009	7,543	57,66	65,208	11620,7	61,18	189,94
450	18	0,1590	0,17821	1,121	2148	0,0318	0,009	4,025	57,34	61,367	10936,3	61,18	178,76

GOLPE DE ARIETE														
Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diametro Nominal (d) cm	Espesor pared de tubo (e) cm	V en m/seg	$145V$	$E_s d$	$E_1 e$	$E_s d/E_1 e$	$1 + E_s d/E_1 e$	$(1 + E_s d/E_1 e)^{1/2}$	$h = 145VA(1 + E_s d/E_1 e)^{1/2}$	Sobrepresión absorbida por válvula R.P. 80%h	Sobrepresión absorbida por tubería 20%h	Carga normal de operación (en m)	Presión total = 20%h + carga normal de operación
9	35	2,6300	1,852	268,58	723450	45,631	15,85	16,85	4,11	65,42	52,337	13,08	73,804	86,89
8	40	3,0100	1,418	205,63	826800	52,224	15,83	16,83	4,10	50,12	40,097	10,02	65,208	75,23
7	45	2,6800	1,121	162,47	930150	46,498	20,00	21,00	4,58	35,45	28,361	7,09	61,367	68,46

CONCEPTO	Diámetro 350		Clase P.U.	RD-13,5		Diámetro 400		Clase P.U.	RD-13,5		Diámetro 450		Clase P.U.*	RD-17	
	Cantidad	Unidad		Importe	Cantidad	Unidad	Importe		Cantidad	Unidad	Importe				
Trazo y nivelación	1933,20	m ²	1,29	2493,83	2040,6	m ²	1,29	2632,37	2362,8	m ²	1,29	3048,01			
Corte con sierra	2148,00	m	5,32	11427,36	2148	m	5,32	11427,36	2148	m	5,32	11427,36			
Demolición de pavimento	135,324	m ³	41,87	5666,02	142,842	m ³	41,87	5980,79	165,396	m ³	41,87	6925,13			
Acarreo de pavimento 1 km	135,324	m ³ /km	23,73	3211,24	142,842	m ³ /km	23,73	3389,64	165,396	m ³ /km	23,73	3924,85			
Acarreo de pavimento km subsecuente	2029,86	m ³ /km	3,17	6434,68	2142,63	m ³ /km	3,17	6792,14	2480,94	m ³ /km	3,17	7864,58			
Reposición de pavimento con acarreo 1 km	144,99	m ²	577,81	83776,67	153,045	m ²	577,81	88430,93	177,21	m ²	577,81	102393,71			
Reposición de pavimento con acarreo km-s	2174,85	m ³ /km	4,44	9656,33	2295,675	m ³ /km	4,44	10192,80	2658,15	m ³ /km	4,44	11802,19			
Excavación Zona I, material clase B 25%	629,55	m ³	172,68	108710,10	687,61	m ³	172,68	118736,42	829,11	m ³	172,68	143170,11			
Excavación Zona I, material clase C 75%	1888,64	m ³	172,68	326130,31	2062,83	m ³	172,68	356209,25	2487,32	m ³	172,68	429510,34			
Acarreo 1 km	2518,19	m ³ /km	22,04	55500,83	2750,44	m ³ /km	22,04	60619,66	3316,43	m ³ /km	22,04	73094,03			
Acarreo km subsecuentes	3777,79	m ³ /km	2,93	110674,29	41256,57	m ³ /km	2,93	120681,76	49746,39	m ³ /km	2,93	145756,93			
Plantilla episonada	96,66	m ³	84,82	8198,70	102,03	m ³	84,82	8654,18	118,14	m ³	84,82	10020,63			
Relleno compactado	1084,82	m ³	91,21	98946,45	1187,67	m ³	91,21	108327,22	1470,89	m ³	91,21	134160,07			
Relleno a volteo	1063,28	m ³	15,44	16416,73	1122,45	m ³	15,44	17330,59	1299,54	m ³	15,44	20064,90			
Atraques de concreto f'c=90	5,985	m ³	989,05	5919,46	8,151	m ³	989,05	8061,75	9,576	m ³	989,05	9471,14			
Costo de tubería suministro e instalación	2148	m	684,11	1469468,28	2148	m	756,77	1625541,96	2148	m	782,33	1680444,84			
Costo total de la conducción				2.322.631				2.553.209				2.793.079			

RESUMEN										
Presión de trabajo tubería kg/cm ²	Diametro nominal		H.P.	k.w.h	Costo por hora de bombeo \$	Carga anual de bombeo \$	Costo total de la conducción	Carga anual de amortización (conducción)	Costo anual de bombeo para operación de 365 días	
	mm	pulg							\$	\$
9	350	14	214,98	160,31	112,3470511	984160,1675	2322631,27	341018,5698	\$	1.325.178,74
8	400	16	189,94	141,64	99,26131226	869529,0954	2553208,82	374872,9437	\$	1.244.402,04
7	450	18	178,76	133,30	93,41538369	818318,7611	2793078,82	410091,8739	\$	1.228.410,44
Costo del kwh		\$	0,70	2 = 10,7457	3 = 2*0,7008	4 = 3*8760	6 = 5*anualidad			

NOTA - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna 7 Revisó: Ing. Gilberto García Santamaría González

Octubre 2000 VC1921

4. Cálculo de la carga de bombeo o carga dinámica total (CDT)

Para determinar la carga de bombeo o CDT, primeramente se tendrán que determinar las pérdidas mayores y menores en forma general y definitiva de la tubería de la línea de conducción, se deberá diseñar la tubería de descarga y de succión en la planta de bombeo. Por otra parte, previo a la selección del equipo de bombeo se debe considerar el análisis de la línea piezométrica, para tener de esta manera el funcionamiento hidráulico, con la determinación de la carga de bombeo, todo esto, para cada diámetro. Considerado todo esto aplicar la **Ecuación(I.11.7)**.

Pérdidas por fricción

Se calculan con la **Ecuación(I.19)** ecuación de **Darcy-Weisbach**, el coeficiente de fricción f se determina con la **Tabla L3.1** del diagrama universal de **Moody**, determinando primeramente el Número de **Reynolds Ecuación(I.13)** y considerando una temperatura para el agua este caso de 20°C, se tiene para la viscosidad cinemática del agua 1 m²/s, y la viscosidad relativa se obtiene con la **Ecuación(I.13.1)**, se relacionan y se busca su valor en la Tabla ya referida. De esta manera el coeficiente f también se puede determinar con la **Ecuación(I.19a)**, o directamente una vez conocidos los parámetros anteriores y utilizando la ecuación modificada de **Colebrook-White Ecuación(I.19.1)**, considerando sus parámetros expuestos en la **Tabla I.4.1** dependiendo el Numero de **Reynolds**, también se puede utilizar la ecuación de **Swamee y Jain Ecuación(I.19.2)** que da valores de f muy similares a los de la **Ecuación(I.19.1)**.

Considerando todo lo anterior en este trabajo se utilizo este método para determinar las pérdidas por fricción, para el análisis de las pérdidas por fricción por cada tramo, sin embargo también se determinaron las pérdidas utilizando las ecuaciones de **Hazen-Williams Ecuación(I.17.1)** y **Manning Ecuación(I.18.1)** y **Ecuación(I.18.2)**, para tener una comparativa, pero tomándose en cuenta solo **Darcy-Weisbach**, esto es debido a que se recomienda utilizar el modelo de **Darcy-Weisbach**, por las razones expuestas en el **subcapítulo I.4**, los resultados de este análisis por cada tramo menores a 20 m se consideran en las memorias de cálculo del **Anexo A.2.1**, debido a razones de espacio, solo se considera el análisis por **Darcy-Weisbach**. Por otra, parte se hizo un análisis por cada método y por cada diámetro en general, **Tabla IV.2.5**.

Tabla IV.2.5 Resultados de las pérdidas por fricción por métodos y diámetros.

Método	Diámetro (mm)	Constante / coeficiente	hf (m)
Hazen-Williams	350	C = 140	17.31
	400	C = 140	8.66
	450	C = 140	4.88
Manning	350	K = 0.2254	16.03
	400	K = 0.1106	7.54
	450	K = 0.0590	4.025
Darcy-Weisbach*	350	f = 0.01263	13.55
	400	f = 0.01292	7.11
	450	f = 0.01318	4.026

Notas: * Este modelo será el que se utilizara en el diseño y el análisis se tiene en el Anexo A.1.2

Pérdidas menores

Estas pérdidas se consideran en la selección del equipo de bombeo, se determinan por longitudes equivalentes **Ecuación(I.20)**, cuando las piezas no se encuentran en las tablas, es necesario determinar la longitud equivalente **Ecuación(I.20.1)** y las pérdidas menores se calculan con la **Ecuación(I.20.2)**.

- Pérdidas por piezas especiales
- Pérdidas por fricción en la columna de succión
- Pérdidas por piezas especiales en el tren de descarga
- Pérdidas por salida

Las pérdidas por piezas especiales en este caso no se cuantifican pero tampoco se desprecian, debido a las constantes deflexiones y cambios constantes de dirección por las condiciones del terreno se considera un 10% de pérdidas por piezas especiales, sin embargo cabe señalar que las deflexiones menores a 5° no se consideran ningún tipo de piezas especiales.

Las consideraciones para determinar las pérdidas por fricción en la columna de succión, el tren de descarga y la salida se analizan detalladamente y aplicando criterios según lo requiera en el **subcapítulo IV.2.4.2**, cuyos resultados se tienen en la **Tabla IV.2.6** para cada diámetro. Cumpliendo el paso 4 se determina la CDT por diámetro utilizando la **Ecuación(I.11.7)**.

Tabla IV.2.6 Carga Dinámica Total para los tres diámetros

Resumen	Para 350 mm	Para 400 mm	Para 450 mm
Pérdidas en la succión (m)	1.228	1.228	1.228
Pérdidas en el tren de descarga (m)	2.189	2.189	2.189
Pérdidas en la línea de conducción (m)	14.91	7.823	4.429
Pérdidas en la salida (m)	0.305	0.168	0.10
Desnivel topográfico (m)	56.89	56.91	56.94
Carga Dinámica Total (m) CDT =	75.52	68.319	64.98

Determinación de la línea piezométrica:

Se considera la cota del nivel de descarga más un rango de 0.5 mínimo para la carga del agua con que deberá de llegar al tanque, entonces aplicando la expresión siguiente:

$$\text{Cota piezométrica} = \text{carga a vencer} - \text{cota de la plantilla} + \text{pérdidas totales} \quad (\text{IV.7})$$

Se determina la pendiente para los demás tramos de la cota piezométrica con:

$$S = \frac{\sum hf}{L} \quad (\text{IV.7.1})$$

Consecuentemente se tiene para el primer tramo se tiene la siguiente expresión:

$$\text{Cota piezométrica}_n = \text{cota piezométrica inicial} - (\text{pendiente} \times \text{cadenamiento}) \quad (\text{IV.7.2})$$

La carga a vencer se toma del punto de llegada, de la memoria de cálculo se tiene 2660.655 msnm, la cota de la plantilla 2603.27 msnm, según la memoria de cálculo, las pérdidas se tienen en la Tabla IV.2.14, el resultado sumado nuevamente por la cota de la plantilla, entonces aplicando la expresión(IV.7), posteriormente se saca la pendiente con la expresión(IV.7.1), finalmente las siguientes piezométricas de acuerdo con los cadenamientos con le expresión (IV.7.2), que es consecuente, entonces se tiene lo siguiente

$$\text{Cota piezométrica inicial} = 2654.68 - 2660.655 + 8.04 = 65.425 + 2603.27 = 2668.698 \text{ msnm}$$

$$S = \frac{8.04}{2148} = 0.003743$$

$$\text{Cota piezométrica}_n = 2668.698 - 0.00374(20) = 2668.623 \text{ msnm}$$

En las memorias de cálculo del **Anexo A.1.2**, se tienen todos los cálculos de la línea piezométrica, así como la determinación de las presiones por cada tramo por cada tramo.

Funcionamiento hidráulico de las líneas de conducción

En el perfil se muestra el comportamiento hidráulico de acuerdo al diámetro, En las **Figuras IV.2.2, IV.2.3 y IV.2.4** se tiene el funcionamiento hidráulico a flujo establecido, posteriormente se da una descripción de éstas.

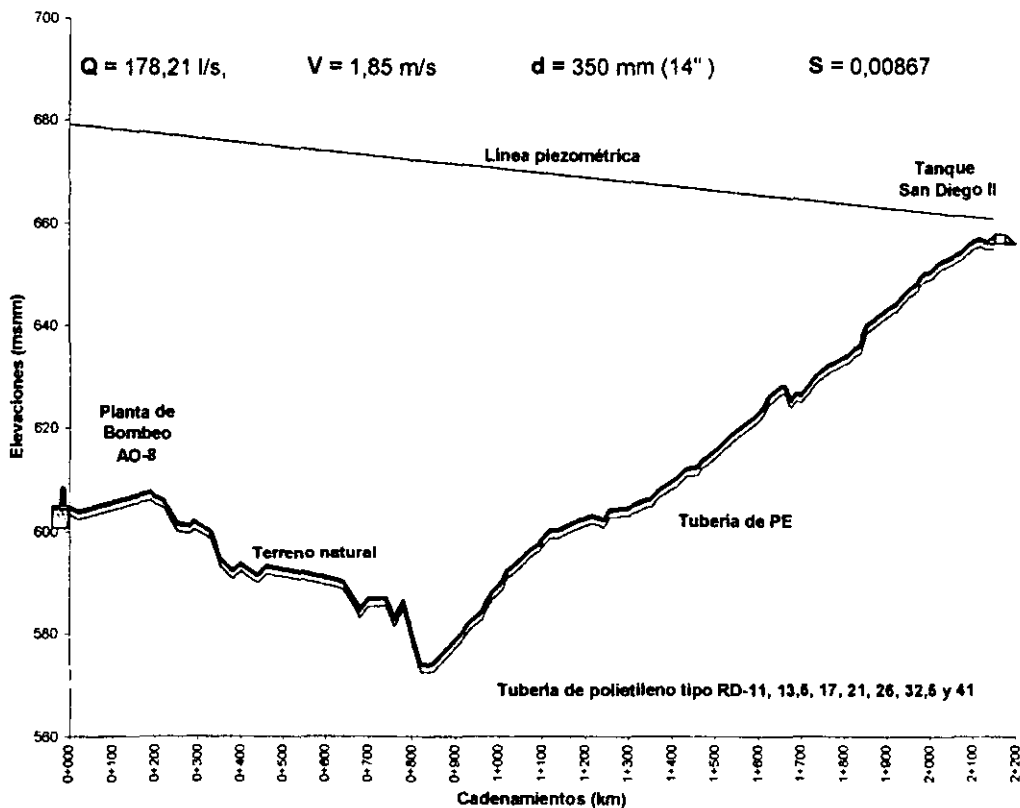


Figura IV.2.2 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción para 350 mm

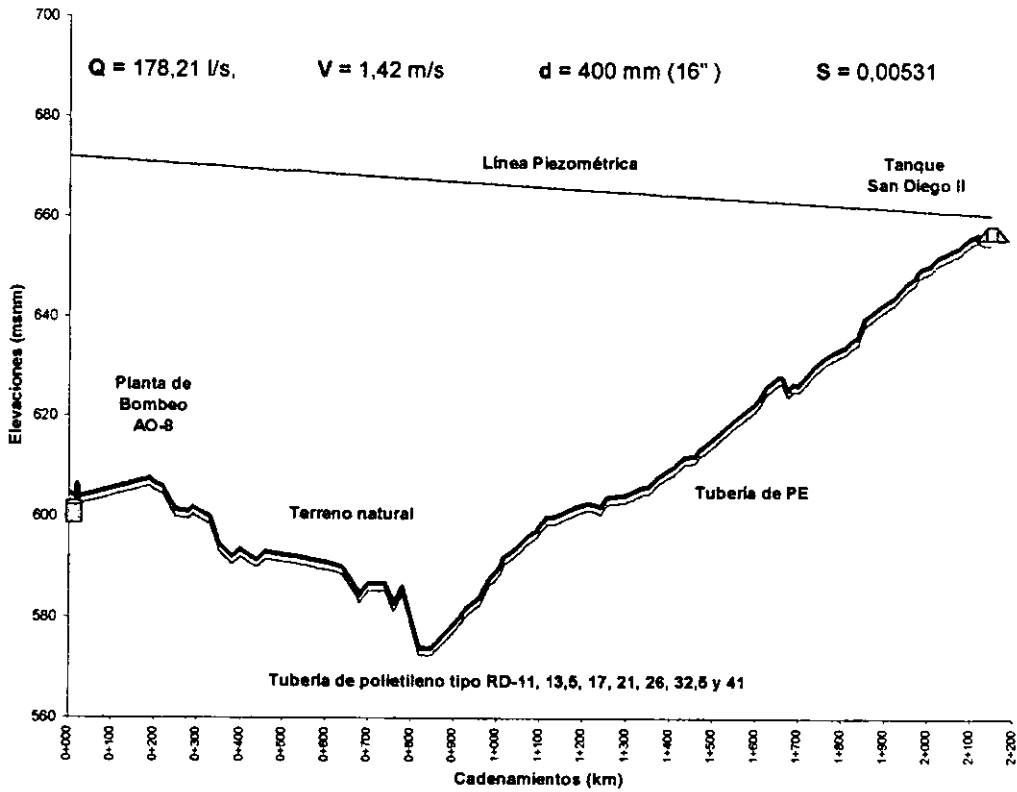


Figura IV.2.3 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción para 300 mm

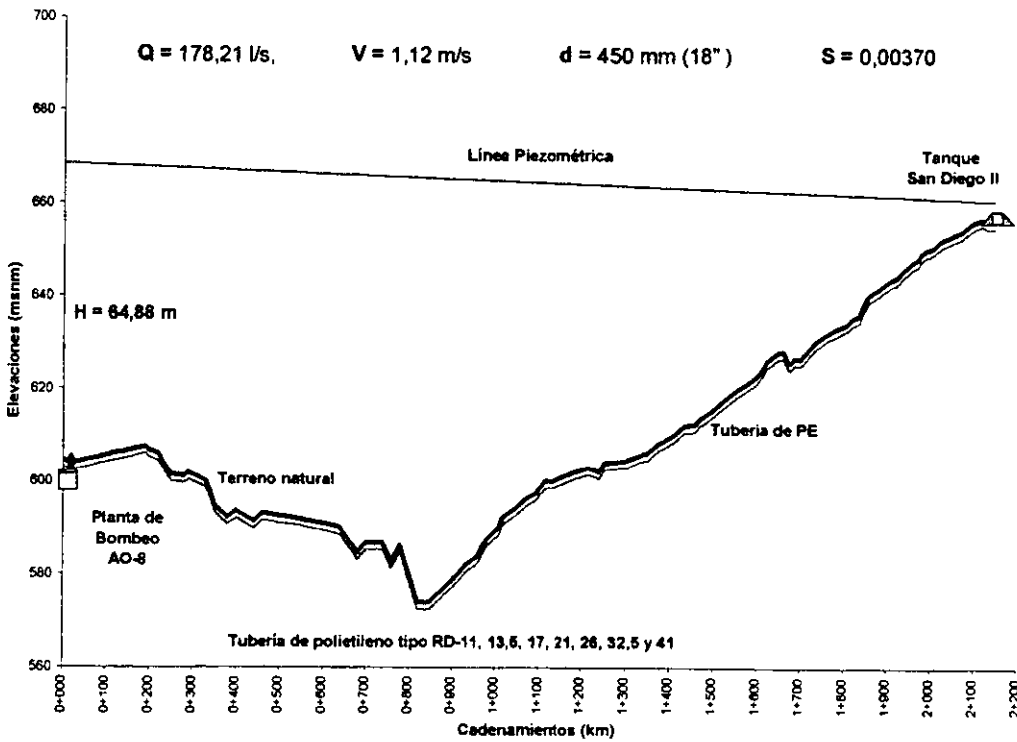


Figura IV.2.4 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción⁵ para 450 mm

⁵Nota: Sumar los 2000 msnm a todas las elevaciones de cada uno de los esquemas.

Funcionamiento hidráulico de la línea de conducción AO-8 – San Diego II, de PE, 350 mm.

Al inicio de la línea de conducción se presentan presiones de 75.82 m (7.6 kg/cm²) para este caso se considera utilizar material PE con un RD-13.5, conforme lo piden las presiones, para este diámetro de 14" no resulto como el más económico por lo cual no es factible esta línea de conducción.

Funcionamiento hidráulico de la línea de conducción AO-8 – San Diego II, de PE, 400 mm.

Se presenta una presión menor a la de 14", esta es de 6.87 kg/cm², se podrá utilizar PE tipo RD-17, este esquema no resulto como el optimo, pues los costos de operación son altos.

Funcionamiento hidráulico de la línea de conducción AO-8 – San Diego II, de PE, 450 mm.

Presenta bajas presiones, al iniciar la presión es de 6.53 kg/cm², se puede instalar tubería RD-17, hasta K 0+340, donde se presenta la más alta presión 9.31 kg/cm², para utilizar RD-11, a partir del K 0+900 nuevamente baja la presión hasta 7.0 kg/cm², la presión mínima al punto de llegada según el análisis es de 0.59 kg/cm².

A pesar de que a mayor diámetro menor presión, alcanza la máxima 9.31 kg/cm² y menor velocidad, pero dentro de los rangos recomendados, los costos de operación resultaron bajos, es factible aún con estas consideraciones utilizar este diámetro dentro del diseño, debido también a que se pueden presentar presiones mas elevadas, por ejemplo al eliminar fugas de la red de distribución.

5. Selección del equipo de bombeo**Conducción sin derivaciones con varias bombas**

Como se muestra en la **Figura IV.2.4**, la carga H de la bomba es igual a 64.88 m y el gasto de bombeo es de 178.21 l/s, (2824.63 gal/min), con 89.11 l/s (1412.31 gal/min) por cada bomba como ya se explico anteriormente. Se colocaran dos bombas de turbina compuesta por un determinado número de pasos. Entonces, la carga de la bomba para varios números de pasos se obtiene dividiendo la carga H entre el número de pasos **Tabla IV.2.7**.

Tabla IV.2.7 Numero de pasos de la bomba

Pasos	Carga (m)	Carga (ft)
1	64,88	212,86
2	32,44	106,43
3	21,63	70,95

Fuente: Nassa Johnston, Curva característica.

Se seleccionan dos bombas verticales marca **NASSA JOHNSTON** integrada por 3 pasos, con un impulsor número NJ 050320 y 11" de diámetro, trabajando a 1770 R.P.M. Los datos de la curva característica de la bomba por pasos **Tabla IV.2.8** y para tres pasos **Tabla IV.2.9**.

Tabla IV.2.8 Curva característica de la bomba

Q (gpm)	H (ft)	n (%)
740	115	70
860	112	75
1000	107,5	78
1160	100	80
1260	95	80,5
1340	90	80
1460	82	78
1560	76	75
1700	65	70
1800	57	65

Fuente: Nassa Johnston, Curva característica.

Operación de las bombas

La operación de la conducción funcionando el equipo de bombeo, se puede observar que se obtiene un resultado en el gasto ligeramente mayor al indicado en el gasto de diseño, este aumento ligeramente 5.31 l/s por cada bomba, esto obedece a que se selecciono una bomba que no coincidió exactamente con la carga y el gasto de diseño, en la **Figura IV.2.5** se puede observar el punto de operación de la bomba para esta situación. Para verificar si es factible resolver el problema con la bomba se usa la **Ecuación (I.40.1)** de la relación de consumo de energía, donde para el punto de máxima eficiencia $H_d = 86.87$ m y $n_d = 80.5\%$ y el punto de operación $H_s = 75.76$ m y $n_s = 78.09\%$, de esta forma se tiene como resultado de esta ecuación 0.89, valor menor que 1.0, por lo tanto, es factible resolver el problema colocando esta bomba.

Los resultados más detallados de este análisis a flujo establecido se tienen en las memorias de cálculo el **Anexo A.1.3**, este se realiza con el programa de computo análisis hidráulico en tuberías AH, cuyo objetivo es calcular el gasto y la presión en la conducción, así como los parámetros de operación de las bombas, para una conducción de operación dada. El funcionamiento hidráulico con el equipo de bombeo seleccionado, se muestra en la **Figura IV.2.5**.

Tabla IV.2.9 Datos de la curva característica para tres pasos

Q (gpm)	H (ft)	Q (lps)	H (m)	n (%)
740	345	46,69	105,16	70
860	336	54,26	102,41	75
1000	322,5	63,09	98,30	78
1160	300	73,19	91,44	80
1260	285	79,49	86,87	80,5
1340	270	84,54	82,30	80
1460	246	92,11	74,98	78
1560	228	98,42	69,49	75
1700	195	107,25	59,44	70
1800	171	113,56	52,12	65

Fuente: Nassa Johnston, Curva característica

Carga neta positiva de succión (CNPS)

De la curva característica de la bomba **Figura IV.2.4** para un gasto máximo de 91.76 l/s (1454.39 gal/min), $H = 75.76$ m para 3 pasos 85.43 ft se tiene que la CNPS requerida máxima es igual a 25.8 ft es decir 7.87 m, corresponde verificar si esta CNPS disponible es menor a este parámetro.

La carga neta positiva de succión disponible se calcula con la **Ecuación (I.33)**, los datos son los siguientes la sumergencia asumida del primer tazón es 3.0 m, la altura del terreno de 2600 msnm es de $P_o = 10.32$, la carga de velocidad es 0.0674 m y la presión de vapor de acuerdo con la **Tabla I.1.1**, para una presión absoluta de vapor a 30° de temperatura de trabajo es 0.44 mca, entonces se tiene:

$$CNPS = 3 + 10.32 + 0.0674 - 0.44 = 12.94 \text{ m} > 7.87 \text{ m} \text{ no se tienen problemas de cavitación.}$$

6. Tramos y resistencia de las tuberías

Se proponen tramos no mayores de 20 m, para un material de polietileno serie inglesa tipo II cuya clase es RD-11; subtipo 2, RD-13.5; subtipo 3, RD-17; subtipo 4, RD-21; subtipo 5, RD-26; subtipo 6, RD-32.5; subtipo 7 y RD-41; subtipo 8, estos resultados se tienen el **Anexo A.1.2** y en el plano **Anexo C.1**

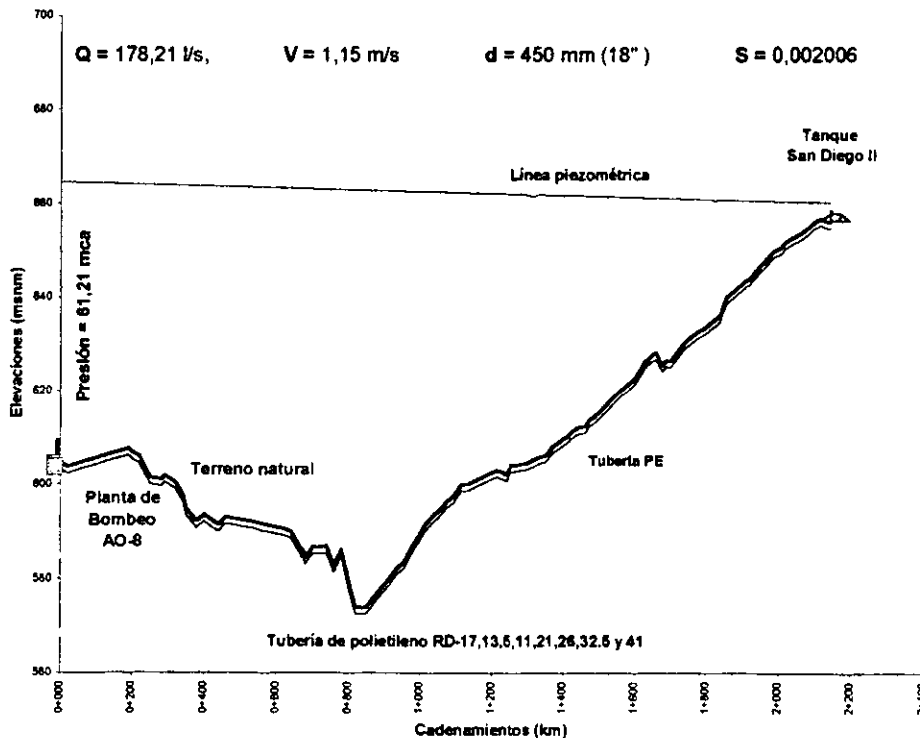
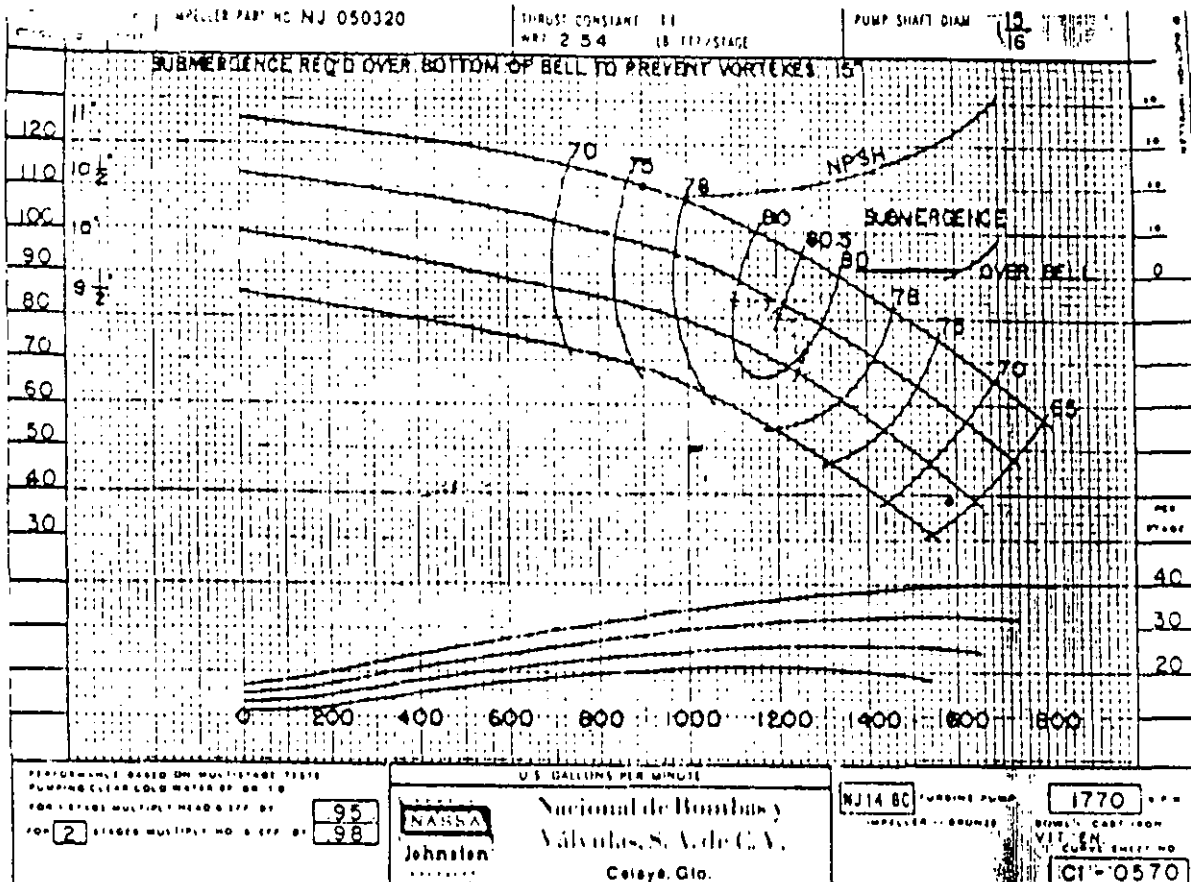


Figura IV.2.5 Esquema del funcionamiento de la conducción con los resultados de AH



Fuente: Nassa Johnston, curva característica.
 Figura IV.2.6 Curva característica y funcionamiento de la bomba.

7. Análisis del costo de las tuberías y del bombeo.

Al transformar los costos de bombeo a valor presente, así como el costo total de la conducción resulta seleccionar un diámetro de 16" (400 mm) lo cual no concuerda con los costos del análisis del diámetro más económico, sin embargo se considera seleccionar el diámetro de 18" (450 mm) en este caso, que es tiene el mas alto costo, pero debido a que a futuro será mejor el invertir más, pero con la certeza de que esto será funcional, ver resultados Tablas IV.2.10, IV.2.11 y IV.2.12.

Tabla IV.2.10 Costo total a valor presente de la conducción para 400 mm

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Materia de tubo		PE	Diámetro nominal	0,35	Diam. Int.	0,35	Coef. Rug.	0,0015
Costo de un KWH		0,7008	Carga estatica	51,41	Efic. bomba	80,5	Num.hrs. bombeo	16
Tasa de actualización		12						
Año	Gasto Q (l/s)	Perdidas de carga hf(m)	Pérdidas menores h _m (10%hf)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
0	128,15						Costo de construcción	232283,00
1	131,36	7,7696	0,7770	59,9665	128,7284	95,9944	392873,40	350779,82
2	134,56	8,1184	0,8118	60,3402	132,7125	98,9653	405032,57	322889,48
3	137,76	8,4740	0,8474	60,7314	138,7517	101,9774	417360,18	297068,73
4	140,97	8,8368	0,8837	61,1304	140,8519	105,0350	429873,78	273192,56
5	144,17	9,2065	0,9206	61,5371	145,0119	108,1371	442569,89	251126,04
6	147,37	9,5831	0,9583	61,9514	149,2328	111,2848	455451,99	230746,15
7	150,58	9,9666	0,9967	62,3733	153,5159	114,4787	468523,57	211936,27
8	153,78	10,3568	1,0357	62,8025	157,8596	117,7178	481780,49	194583,06
9	156,99	10,7541	1,0754	63,2395	162,2702	121,0068	495241,28	178588,97
10	160,19	11,1581	1,1158	63,6839	166,7449	124,3437	508897,99	163851,53
11	163,39	11,6209	1,1621	64,1829	171,8595	128,1577	524507,52	150783,38
12	167,40	12,0823	1,2092	64,7115	177,0613	132,0368	540383,18	138702,90
13	171,00	12,5721	1,2572	65,2393	182,3479	135,9791	556517,68	127539,49
14	174,61	13,0607	1,3061	65,7768	187,7263	139,9898	572932,20	117233,28
15	178,21	13,5576	1,3558	66,3233	193,1925	144,0660	589614,97	107720,45
Costo total a valor presente								5439373,11

Tabla IV.2.11 Costo total a valor presente de la conducción para 400 mm

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Materia de tubo	PE	Diámetro nominal	0,4	Diam. Int.	0,4	Coef. Rug.	0,0015	
Costo de un KWH	0,7008	Carga estática	51,41	Efic. bomba	80,5	Num. hrs. bombeo	16	
Tasa de actualización	12							
Año	Gasto Q (Us)	Perdidas de carga hf(m)	Pérdidas menores hm(10%hf)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	128,15						Costo de construcción:	2553209,00
1	131,36	4,0794	0,4079	55,8973	120,0132	89,4953	366275,05	327031,30
2	134,56	4,2622	0,4262	56,0984	123,3831	92,0083	378559,77	300191,14
3	137,76	4,4486	0,4449	56,3035	126,7812	94,5423	388930,43	275409,44
4	140,97	4,6387	0,4639	56,5126	130,2118	97,1005	397400,69	252555,32
5	144,17	4,8324	0,4832	56,7257	133,6738	99,6822	407966,48	231491,13
6	147,37	5,0298	0,5030	56,9428	137,1677	102,2876	418629,61	212090,79
7	150,58	5,2307	0,5231	57,1638	140,6940	104,9173	429391,90	194235,09
8	153,78	5,4352	0,5435	57,3887	144,2514	107,5701	440248,95	177809,17
9	156,99	5,6433	0,5643	57,6178	147,8445	110,2495	451214,91	162712,62
10	160,19	5,8549	0,5855	57,8504	151,4700	112,9537	462282,27	148842,52
11	163,79	6,0973	0,6097	58,1170	155,9928	116,0275	474862,37	136511,59
12	167,40	6,3442	0,6344	58,3886	159,7808	119,1358	487582,82	125150,37
13	171,00	6,5955	0,6595	58,6650	163,9724	122,2782	500436,43	114887,11
14	174,61	6,8513	0,6851	58,9465	168,2327	125,4532	513438,75	105059,74
15	178,21	7,1115	0,7112	59,2327	172,5383	128,6639	526579,13	96204,04
Costo total a valor presente:								5413190,37

Tabla IV.2.12 Costo total a valor presente de la conducción para 450 mm propuesta

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Materia de tubo	PE	Diámetro nominal	0,45	Diam. Int.	0,45	Coef. Rug.	0,0015	
Costo de un KWH	0,7008	Carga estática	51,41	Efic. bomba	80,5	Num. hrs. bombeo	16	
Tasa de actualización	12							
Año	Gasto Q (Us)	Perdidas de carga hf(m)	Pérdidas menores hm(10%hf)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	128,15						Costo de construcción:	2793079,00
1	131,36	2,3120	0,2312	53,9532	115,8391	86,3826	363535,77	315656,94
2	134,56	2,4155	0,2415	54,0670	118,9152	88,6765	362923,73	289320,58
3	137,76	2,5209	0,2521	54,1830	122,0065	90,9817	372358,26	265037,25
4	140,97	2,6285	0,2628	54,3013	125,1169	93,3012	381851,11	242673,29
5	144,17	2,7381	0,2738	54,4219	128,2450	95,6338	391397,97	222089,72
6	147,37	2,8498	0,2850	54,5447	131,3911	97,9800	400999,85	203156,00
7	150,58	2,9634	0,2963	54,6698	134,5556	100,3398	410657,78	185760,72
8	153,78	3,0791	0,3079	54,7970	137,7370	102,7122	420367,23	169779,27
9	156,99	3,1968	0,3197	54,9265	140,9392	105,1001	430140,28	155112,89
10	160,19	3,3165	0,3317	55,0582	144,1599	107,5018	439969,57	141658,43
11	163,79	3,4536	0,3454	55,2090	147,8073	110,2217	451101,33	129680,85
12	167,40	3,5933	0,3593	55,3626	151,4811	112,9613	462313,39	118664,33
13	171,00	3,7354	0,3735	55,5189	155,1788	115,7187	473598,67	108536,59
14	174,61	3,8801	0,3880	55,6781	158,9047	118,4972	484969,99	99234,47
15	178,21	4,0272	0,4027	55,8399	162,6555	121,2942	496417,27	90993,58
Costo total a valor presente:								5630136,92

IV.2.3 PLANTAS DE BOMBEO

IV.2.3.1 Obra civil

Cárcamo de bombeo

Se propone un cárcamo rectangular que cumpla con las condiciones hidráulicas, se considera un tiempo recomendado de retención mínimo de 20 minutos, 1200 segundos, aplicando la fórmula(IV.3) se tiene que; el Volumen necesario = $213,85 / 4 = 53,46 \text{ m}^3$

De acuerdo al Gráfico Estándar del Instituto de Hidráulica las dimensiones mínimas del cárcamo para un mínimo de 3000 galones por minuto por dos bombas es:

Altura de succión respecto al piso = 6.2" (5.75 cm)

Distancia de la pared a el eje de la bomba = 13"(33 cm)

Distancia de eje a eje de la bomba = 34" (86.36 cm)

Distancia del eje de la bomba a la rejilla o compuerta = 50" (127 cm)

Nivel mínimo de agua = 55" (140 cm)

Distancia mínima de la rejilla de entrada a pared limite del carcamo = 85" (216 cm) considerando una velocidad $V_c = 2\text{ft/s}$

Se proponen las siguientes dimensiones cumpliendo con lo anterior: $H = 3.0\text{m}$; $L = 4.00\text{m}$; $B = 4.50\text{m}$, entonces; $\text{Volumen} = 3.0(4.0)(4.5) = 54 \text{ m}^3$.

IV.2.3.2 Equipo electromecánico

Para alimentar a la estructura de regularización (tanque), es necesario utilizar un equipo de bombeo de acuerdo con los requerimientos de gasto y carga que se solicitan, el arreglo de las piezas especiales y demás elementos para que permitan la operación del sistema Carcamo-Tanque se enumera a continuación:

Tubería de succión

- Válvula de pie con colador
- Tubería de acero al carbón cédula 40

Tubería de descarga

- Tubería de acero al carbón cédula 40
- Junta Dresser
- Medidor de flujo
- Válvula de retención Check
- "T" con reducción, para válvula reductora de presión
- Válvula de compuerta
- Codos de 45° y 90°

De esta manera el equipo de bombeo se diseñará para un gasto de 178.21 l/s, por otra parte, se ha considerado utilizar dos bombas con una operación normal, es decir, trabajando en forma simultanea, se estima que cada bomba ha de trabajar para un gasto de 89.11 l/s y una carga dinámica total (CDT) que a continuación se determina:

Determinación del diámetro de la tubería de succión y descarga

Diámetro de la tubería de descarga mediante la ecuación de Bresse Ecuación(1.26) y con los datos anteriores se estima:

$$d = 1.2\sqrt{0.08911} = 0.358 \text{ m} = 16''$$

Con esto se tiene una velocidad en la descarga de: $v = 0.7 \text{ m/s}$, por lo cual es un poco baja por lo cual se recomienda reducir el diámetro a 200 mm (8"). Con este diámetro propuesto se tiene una velocidad de: $v = 2.836$, consecuentemente en la tubería de succión se propone un diámetro inmediatamente superior de 250 mm (10") con una velocidad de: $V = 1.815 \text{ m/s}$, de esta manera se cumple con la recomendación de que el diámetro de la tubería de succión debe ser tal que la velocidad en su interior no supere los 2 m/s, en caso de agua fría.

El agua que se bombará se descargará a un múltiple de acero, que manejará el gasto de diseño de 178.21 l/s cuyo diámetro es de 400 mm (16") y una velocidad de 1.418 l/s, de este inicia la línea de conducción con una tubería de polietileno con el mismo diámetro hasta la salida de la descarga.

Tabla IV.2.13 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de succión

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Válvula de pie pichancha con colador de 254 mm 10" ϕ	1	65	65
Tubería de acero de 250 mm 10" ϕ	1	-	2.7
Reducción de 254 a 200 mm (10x8") ϕ	1	2.15	2.15
		Total	69.85

Tabla IV.2.14 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de descarga

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Reducción de 150 x 200 mm (6x8") ϕ	1	1.63	1.63
Codo de 90° de 200 mm (8") ϕ	1	5.5	5.5
Medidor de flujo, tipo propela de 200 mm (8") ϕ	1	2.15	2.15
Válvula de retención de 200 mm (8") ϕ	1	16	16
Válvula de compuerta de 200 mm (8") ϕ	1	1.4	1.4
Tee de 200 mm (8") ϕ	1	4.3	4.3
Codo de 45° de 200 mm (8") ϕ	1	3.0	3.0
Carretes	1	0.5	0.5
Tubería de acero de 200 mm (8") ϕ	1	3.4	3.4
		Total	37.88

Tabla IV.2.15 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de descarga salida.

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Codo de 90°	3	8	24
Tubería de acero de 450 mm 18" ϕ	1	-	3.0
		Total	27.00

Cálculo de las pérdidas en la tubería de succión y descarga:

Aplicando la **Ecuación(I.20.2)** para pérdidas en la succión, tren de descarga y salida se tiene:

$$hf = \left(\frac{2.52(1.815)(0.012)}{0.254^{2/3}} \right)^2 69.85 = 1.308 \text{ m}$$

$$hf = \left(\frac{2.52(2.836)(0.012)}{0.203^{2/3}} \right)^2 37.88 = 2.335 \text{ m}$$

$$hf = \left(\frac{2.52(1.418)(0.012)}{0.450^{2/3}} \right)^2 27 = 0.10 \text{ m}$$

IV.2.4 VACIADO, LLENADO Y OPERACIÓN ESTACIONARIA

Este análisis es indispensable, y se toma en cuenta en el para la correcta selección de las válvulas eliminadoras de aire, las válvulas de admisión y expulsión de aire, las válvulas de desagüe, que se refirieron en el Capítulo I, subCapítulo 1.6, la operación estacionaria se refiere a el tipo de vaciado cuyos aspectos se refieren el subcapítulo 1.7 y se consideran en el diseño.

IV.2.4.1 Selección del diámetro de válvulas de admisión y expulsión de aire

El gasto máximo de llenado esta en función de la resistencia mas baja de la tubería en este caso se considera como más baja 28.00 mca, de lo cual la velocidad de las ondas es de aproximadamente 1000 m/s, entonces resulta aplicar la **Ecuación(I.31)**

$$Q_{max} = 28 \frac{9.81(0.1590)}{1000} = 0.0436 \text{ m}^3/\text{s}$$

El Diámetro de la válvula de aire que conduce 43.67 l/s en una tubería de 18" aplicando la **Ecuación(IV.4)** para expulsar aire resulta:

$$PCAS = 43.67 / 28.32 = 1.54 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

Se entre a la gráfica de VAM **Figura IV.1.1**, entonces se encontró una válvula de 1" con una presión diferencial de 0.80 lb/pulg² de acuerdo a las recomendaciones del fabricante esta presión no excede las 2 lb/pulg² se considera admisible.

El diámetro mínimo de expulsión de aire, se consideran las pendientes mas criticas de la conducción las cuales son K 0+760 con una elevación de 2581.27 msnm, K 0+780, elevación 2584.80 y K 0+820 elevación 2572.55, de lo cual se presentan para el primer caso una pendiente de 0.1765 y para el segundo tramo se presenta 0.3062 la cual es la más representativa, entonces se aplica la **Ecuación(IV.4.1)**:

$$PCAS = 0.08665 \sqrt{0.3062(18)^5} = 65.91 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

Entrando a las curvas de funcionamiento se encontró con una válvula de 6" con una presión diferencial de 3.20 lb/pulg² no sobrepasa las 5 lb/pulg² por lo cual es admisible.

Comparándose los resultados anteriores se toma la de 6" por considerarse de diámetro mayor.

Se selecciona una válvula de admisión y expulsión de aire modelo A6 (125 lbs) de 6".

IV.2.4.2 Selección de válvulas eliminadoras de aire.

Se diseñan con las curvas de funcionamiento de la Figura IV.1.1, proporcionadas por el fabricante, solo se considera lo siguiente, se toma un 2% del gasto de bombeo para tomar pies cúbicos por minuto y poder utilizar la curva.

El gasto de bombeo según se cálculo en el análisis hidráulico es de 183.52 l/s esto resulta un gasto de 3.67 l/s, si se transforma a pies cúbicos por minuto resulta 7.77 pies cúbicos por minuto (PCAM) entrando a la curva referida se tiene una válvula con un orificio de 3/32" con una presión de 78 lbs/pul²

para más detalles ver plano de la línea de conducción correspondiente del **Anexo C.1**.

IV.2.4.3 Selección de válvulas de descarga desagüe.

Esta se localizan en los puntos mas bajo de la conducción y se detallan en el plano del **Anexo C.1** Cuyos orificios minimos son de 6" cumpliendo con la expresion(IV.4.5), pero de acuerdo a las consideraciones subCapítulo 1.5.4 se utilizan las **ecuaciones(L.28)** y **(L.29)** de lo cual se tiene el gradiente hidráulico S_f y el gasto máximo de vaciado Q .

$$S_f = \frac{2584.80 - 3.5 - 2572.35}{60} = 0.1492$$

Aplicando **Hydraulics Research Station Ecuación(I.29)** se tiene que el gasto máximo de vaciado es de 268.7 l/s

$$Q = 0.2133(1.7109) \log(0.000898 - 5.444) = 0.2687 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.2.5 COMPLEMENTOS LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN AO-8 – SAN DIEGO II

IV.2.5.1 Tanque de regularización San Diego II

Aplicando la Ecuación (I.27) resulta que la capacidad del tanque de regulación a futuro deberá de ser de $1,820 \text{ m}^3$, por lo cual, se propone un tanque con las siguientes dimensiones:

$$H = 3.0 \text{ m}; \quad B = 20.50 \text{ m}; \quad L = 30.0 \text{ m}$$

El volumen de este tanque propuesto es de $1,845 \text{ m}^3$, es importante mencionar que se debe realizar el cálculo estructural, los materiales a emplear en su construcción y el estudio de mecánica de suelos, mismos que no se contemplan por considerarse como un trabajo adicional.

IV.2.5.2 Atraques

Se consideran 57 cruceros para los cambios de dirección y piezas especiales, para determinar el volumen de concreto se tomo la Tabla de SAHOP, cuyo análisis no se considero en este trabajo, por ello es conveniente considerarlo, ver cruceros del plano Línea de Conducción del **Anexo C.1**.

IV.2.5.3 Piezas especiales

Las tuberías de polietileno serie inglesa tipo II, requieren piezas especiales de polietileno que van de codos, coples, tapones, extremidades, reducciones y adaptadores, en este caso solo se considero el uso de piezas especiales de fierro fundido, que de acuerdo MAPAS en *Redes de Distribución* las piezas especiales se fabrican de polietileno, pero, también pueden acoplarse a piezas especiales de fierro fundido, por medio adaptadores de bridas de extrupak cuyos detalles no se consideran en este trabajo.

IV.2.5.4 Deflexiones permisibles

No serán mayores de 5°

IV.2.5.5 Dimensiones de las zanjas

Se considera zanja tipo en el plano **Anexo C.1**, de acuerdo a los lineamientos que marca CNA.

IV.2.6 OPCIÓN MÁS VIABLE

Se considera en el **Cap. III**

IV.2.7 ANTEPRESUPUESTO

Se realizo un antepresupuesto de forma preliminar **Anexo B.1**. donde se integra un resumen y el desglose de cada concepto en la obra, de forma preliminar.

IV.3 DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE ZACAMULPA A SANTA ROSA XOCHIAK NO. 5, SANTA ROSA XOCHIAK

IV.3.1 DATOS BASICOS

IV.3.1.1 Datos generales

Esta fuente se localiza en el poblado de San Bartolo Ameyalco, la captación es el tanque Zacamulpa, se encuentra en la elevación 2750.00 msnm y, la descarga se localiza en el tanque⁶ Santa Rosa Xochiac No. 5, en el poblado del mismo nombre, con una capacidad de 500 m^3 y a una elevación de 2826.00 msnm. El clima es templado, las vías de comunicación son: Av. Camino al Desierto de los Leones, Av. Acueducto, cuenta con servicio de energía eléctrica, el uso de agua para consumo humano.

IV.3.1.2. Información de la fuente de abastecimiento

Tanque Zacamulpa capacidad 500 m^3 , gastos que se pueden aprovechar son 53 l/s aproximados.

IV.3.1.3. Datos de proyecto

Población de Santa Rosa Xochiac 18,023 habitantes, para un periodo de proyecto de 15 años, se considera una dotación mínima de 100 l/s hasta que la población alcanza los más de 15,000 habitantes se considera una dotación mínima de 150 l/s para mas de 15,000 habitantes, se considero un coeficiente de variación diaria de 1.4 y un coeficiente de variación horaria de 1.55.

⁶ La cota de elevación se tomo de la carta topográfica, de acuerdo a su ubicación.

IV.3.1.4. Costos de construcción y operación del sistema

Los costos son tomados de catálogos de precios unitarios de DGCOH y CNA.

IV.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

IV.3.2.1 Esquema de la conducción

La Línea partirá hacia el tanque Santa Rosa Xochiac No. 5, esta tubería de PE se instalara en zanjas en la Av. Camino al Desierto de los Leones, continuando por Av. Rafael Checa y tomando la Av. Acueducto hasta descargar en el tanque referido, en Figura IV.3.1 se muestra este esquema.

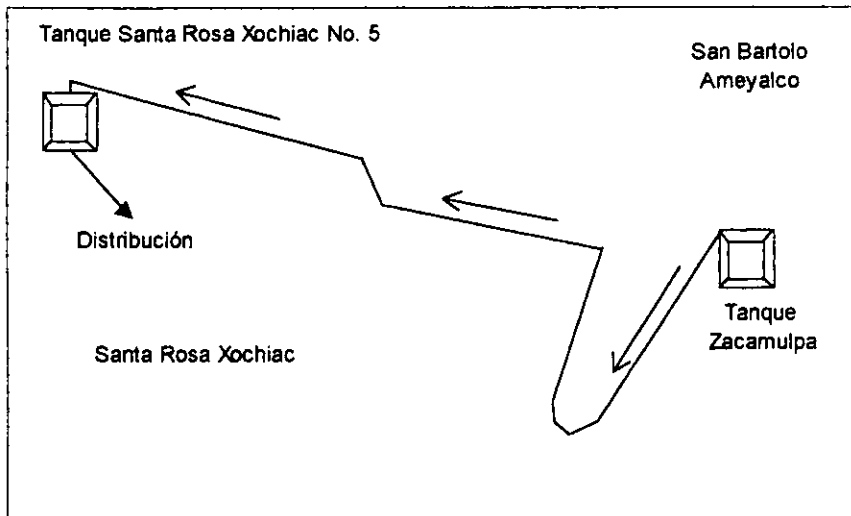


Figura IV.3.1 Trazo de la línea de conducción para abastecer a Santa Rosa Xochiac

IV.3.2.2. Proyección de la población de Santa Rosa Xochiac

Considerando un incremento promedio anual de 2.5%, y 15 años de periodo de diseño, se resume la Tabla IV.3.1

Tabla IV.3.1 Población esperada

Año	Población (habitantes)
0	12960
1	13284
2	13608
3	13932
4	14256
5	14580
6	14904
7	15228
8	15552
9	15876
10	16200
11	16565
12	16929
13	17294
14	17658
15	18023

Fuente: Elaboración con datos de la población de los estudios de la DGCOH, 1998

IV.3.2.3 Variación de la demanda

La variación de la demanda de Santa Rosa Xochiac, considerando los estudios ya realizados por el organismo operador cuyo servicio es de 16 horas, ver Tabla III.2.3.

IV.3.2.4 Gastos de diseño

Aplicando las Ecuaciones (I.21), (I.22) y (I.23)

$$Q_{MD} = \frac{150(18023)}{86400} = 31.29 \text{ l/s}$$

$$Q_{Md} = 31.29(1.4) = 43.81 \text{ l/s}$$

$$Q_{Mh} = 43.81(1.55) = 67.90 \text{ l/s}$$

a) Entrega a un solo tanque

La conducción funcionará 16 horas del día⁷, el gasto que se requiere se calcula con la **Ecuación(1.24)**

$$Q_d = 43.81(1.5) = 65.71 \text{ l/s}$$

Tabla IV.3.2 Gastos requeridos por años

Año	Gasto (l/s)
0	31,50
1	32,29
2	33,08
3	33,86
4	34,65
5	35,44
6	36,23
7	55,52
8	56,70
9	57,88
10	59,06
11	60,39
12	61,72
13	63,05
14	64,38
15	65,71

Notas: Hasta el año 7 se considera una dotación de 100 l/s, Del año 7 al 15 se considera una dotación de 150 l/s de BANOBRAS.

Fuente: Elaboración con datos de DGCOH, 1998.

IV.3.2.5 Política de operación.

Se entregará el agua a un solo tanque de regularización, éste mismo entregará a la red de distribución, cuando el tanque se llene enviará una señal al equipo de bombeo para realizar un paro programado, evitándose someter a la tubería de polietileno a cambios de presiones.

IV.3.2.6 Análisis de las opciones

Opciones de trazo

Se analizaron las posibles opciones en el **Capítulo III**

Línea de conducción por bombeo mayor de 10 l/s

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño de la línea de conducción.

1. Gastos de bombeo

Se determino el gasto de bombeo para un funcionamiento de 16 horas, esto se determino en el **subcapítulo IV.2.2, Ecuación(1.24)**.

2. Determinación del diámetro más económico.

Aplicando la **Ecuación(1.25)** y **Ecuación(1.26)**, se tiene $D = 0.2362 \text{ m}$, equivale a 9.29", diámetro comercial 10" (250 mm), $V = 1.34 \text{ m/s}$ dentro de estos rangos permisibles, si se utiliza la ecuación de **Dupuit**: $D = 0.31 \text{ m}$, diámetro comercial de 350 mm (14"), $V = 0.68 \text{ m/s}$, es baja esta dentro de los rangos de velocidades recomendados, pero en la practica se manejan velocidades cercanas a 1.5 m/s, se utilizara, en este caso la ecuación de **Continuidad**.

3. Proponer 3 diámetros comerciales

El diámetro más económico se resume en la **Tabla IV.3.4**, el procedimiento de cálculo se presenta en el **Anexo A.2.1**, el análisis de las pérdidas por fricción se tiene en el **Anexo A.2.2**.

Tabla IV.3.3 Diámetros para analizar.

Material	Polietileno
Diámetro nominal (mm)	200
	250
	300

⁷ De acuerdo al estudio DGCOH, 1998

Tabla IV.3.4 Analisis del diámetro más económico línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5

Diámetro nominal		Area en m ²	Gasto en	Velocidad en	Long. Línea	(Q ²)	Coef. Fricción Manning	Constante de Manning	Pérdidas fricción	% otras pérdidas +	hf, sh+%hf	Qhf,	76n	HP=Qhf/76n
mm	pulg	(A)	m ³ /seg (Q)	m/seg (V)	en m. (L)	(Q ²)	n	(K)	h _f =LQ ² K en m.	CD		(Q en lps)	n = 82,5%	
200	8	0,0314	0,06571	2,092	2047	0,0043	0,009	4,45623	39,404	89,56	128,985	8474,3	63,46	133,54
250	10	0,0491	0,06571	1,339	2047	0,0043	0,009	1,35615	11,986	86,87	98,855	8495,8	63,46	102,36
300	12	0,0707	0,06571	0,930	2047	0,0043	0,009	0,51287	4,533	88,12	90,656	5957,0	63,46	93,87

GOLPE DE ARIETE														
Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro Nominal (d) cm	Espesor pared de tubo (e) cm	V en m/seg	145V	E _s d	E ₁ e	E _s d/E ₁ e	1 + E _s d/E ₁ e	(1 + E _s d/E ₁ e) ^{1/2}	h=145V(1 + E _s d/E ₁ e) ^{1/2}	Sobrepresión absorbida por válvula R.P. 80%h	Sobrepresión absorbida por tubería 20%h	Carga normal de operación (en m)	Presión total=20%h+carg a normal de operación
15	20	1,9900	2,092	303,28	413400	34,527	11,97	12,97	3,60	84,20	67,362	16,84	128,965	145,81
11	25	2,4800	1,339	194,10	516750	43,028	12,01	13,01	3,61	53,81	43,051	10,76	98,855	109,62
10	30	2,9900	0,930	134,79	620100	51,877	11,95	12,95	3,60	37,45	29,962	7,49	90,656	98,15

V=Velocidad inicial del agua - E_s=Módulo de elasticidad del agua(20670kg/cm²) - E₁=Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para asbesto cemento=328000, para acero=2100000, para PEAD=17,350 kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro 200				Diámetro 250				Diámetro 300				
	Cantidad	Unidad	Clase P.U.	Importe	Cantidad	Unidad	Clase P.U.	Importe	Cantidad	Unidad	Clase P.U.	Importe	
Trazo y nivelación	1535,25	m ²	1,29	1980,47	1637,6	m ²	1,29	2112,50	1739,95	m ²	1,29	2244,54	
Corte con sierra	2047	m	5,32	10890,04	2047	m	5,32	10890,04	2047	m	5,32	10890,04	
Demolición de pavimento	107,47	m ³	41,87	4499,66	114,632	m ³	41,87	4799,64	121,7965	m ³	41,87	5099,62	
Acarreo de pavimento 1 km	107,47	m ³ /km	23,73	2550,20	114,632	m ³ /km	23,73	2720,22	121,7965	m ³ /km	23,73	2890,23	
Acarreo de pavimento km subsecuente	1612,01	m ³ /km	3,17	5110,08	1719,48	m ³ /km	3,17	5450,75	1826,9475	m ³ /km	3,17	5791,42	
Reposición de pavimento con acarreo 1 km	115,14	m ³	577,81	66531,21	122,82	m ³	577,81	70966,62	130,49625	m ³	577,81	75402,04	
Reposición de pavimento con acarreo km sub	1727,16	m ³ /km	4,44	7688,57	1842,30	m ³ /km	4,44	8179,81	1957,44375	m ³ /km	4,44	8691,05	
Excavación Zona I, material clase B 25%	437,47	m ³	172,68	75542,23	491,12	m ³	172,68	84805,95	548,00	m ³	172,68	94626,17	
Excavación Zona I, material clase C 75%	1312,41	m ³	172,68	226626,69	1473,35	m ³	172,68	254417,86	1643,99	m ³	172,68	283884,50	
Acarreo 1 km	1749,88	m ³ /km	22,04	38567,31	1964,46	m ³ /km	22,04	43296,81	2191,99	m ³ /km	22,04	48311,44	
Acarreo km subsecuentes	26248,17	m ³ /km	2,93	76907,14	29466,97	m ³ /km	2,93	86338,23	32879,84	m ³ /km	2,93	96337,92	
Plantilla episonada	76,76	m ³	84,82	6511,00	81,88	m ³	84,82	6945,06	87,00	m ³	84,82	7379,13	
Refrío compactado	736,28	m ³	91,21	87155,93	837,60	m ³	91,21	76397,19	939,89	m ³	91,21	85727,48	
Refrío a volteo	844,39	m ³	15,44	13037,34	900,68	m ³	15,44	13908,50	956,97	m ³	15,44	14775,66	
Atraques de concreto f'c=90	6,3	m ³	989,05	6231,02	8,58	m ³	989,05	8486,05	10,08	m ³	989,05	9969,62	
Costo de tubería suministro e instalación PE	2047	m	240,60	492506,20	2047	m	363,89	744862,83	2047	m	585,89	1199316,83	
Costo total de la conducción				1.102.317,10					1.424.596,07	1.951.339,67			

RESUMEN									
Presión de trabajo tubería kg/cm ²	Diámetro nominal		H.P.	k.w.h	Costo por hora de bombeo \$	Carga anual de bombeo \$	Costo total de la conducción	Carga anual de amortización (conducción)	Costo anual de bombeo para operación de 365 días
	mm	pulg							
15	200	8	133,54	99,58	69,78	811314,23	1102317,10	181846,87	\$ 773.161,10
11	250	10	102,36	76,33	53,49	468589,83	1424596,07	209165,24	\$ 677.784,87
10	300	12	93,87	70,00	49,06	429726,31	1951339,67	286503,96	\$ 716.230,28

Costo del kwh \$ 0,70 2=1'0,7457 3=2'30,7008 4=3'8760 6=5'annualidad 7=4'6

NOTA - El diámetro más económico esta dado por el menor costo determinado en la columna 7 Revisó Ing. Gilberto García Santamaría González

Octubre 2000 VC1921

4. Cálculo de la carga de bombeo o carga dinámica total (CDT)

Como ya se refirió en el subcapítulo IV.2.2.6 y siguiendo la misma metodología expuesta en el paso 4 de este mismo subcapítulo, se resumen las Tablas IV.3.5, a la IV.3.8.

Tabla IV.3.5 Resultados de las pérdidas por fricción por modelos.

Modelo	Diámetro (mm)	Constante / coeficiente	hf (m)
Hazen-Williams	200	C = 140	38.04
	250	C = 140	12.84
	300	C = 140	5.28
Manning	200	K = 4.4582	39.38
	250	K = 1.3562	11.98
	300	K = 0.5128	4.53
Darcy-Weisbach	200	f = 0.01369	31.24
	250	f = 0.01423	10.64
	300	f = 0.01472	4.42

Tabla IV.3.6 Carga Dinámica Total para los tres diámetros

Resumen	Para 200 mm	Para 250mm	Para 300 mm
Pérdidas en la succión (m)	0.66	0.66	0.66
Pérdidas en el tren de descarga (m)	1.35	1.35	1.35
Pérdidas en la línea de conducción (m)	11.71	34.36	4.87
Pérdidas en la salida (m)	0.18	0.51	0.08
Desnivel topográfico (m)	85.65	85.62	85.67
Carga Dinámica Total (m) CDT	99.55	122.45	92.63

Determinación de la línea piezométrica

Resulta de aplicar la expresión (IV.7), (IV.7.1) y (IV.7.2) En el Anexo A.2.2, se tienen los cálculos.

$$\text{Cota piezométrica inicial} = 2830.450 - 2744.53 + 6.96 = 92.82 + 2744.53 = 2837.35 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 0.0034(20) - 2837.35 = 2837.28 \text{ msnm}$$

Funcionamiento hidráulico de las líneas de conducción.

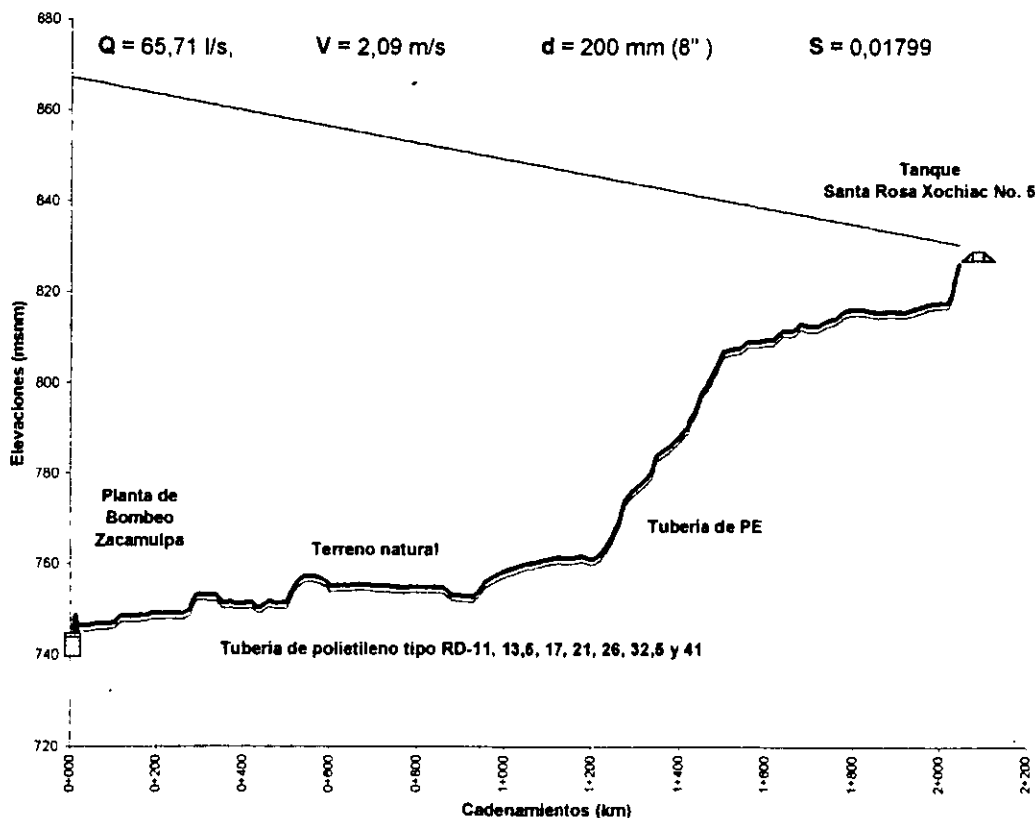


Figura IV.3.2 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción para 200 mm.

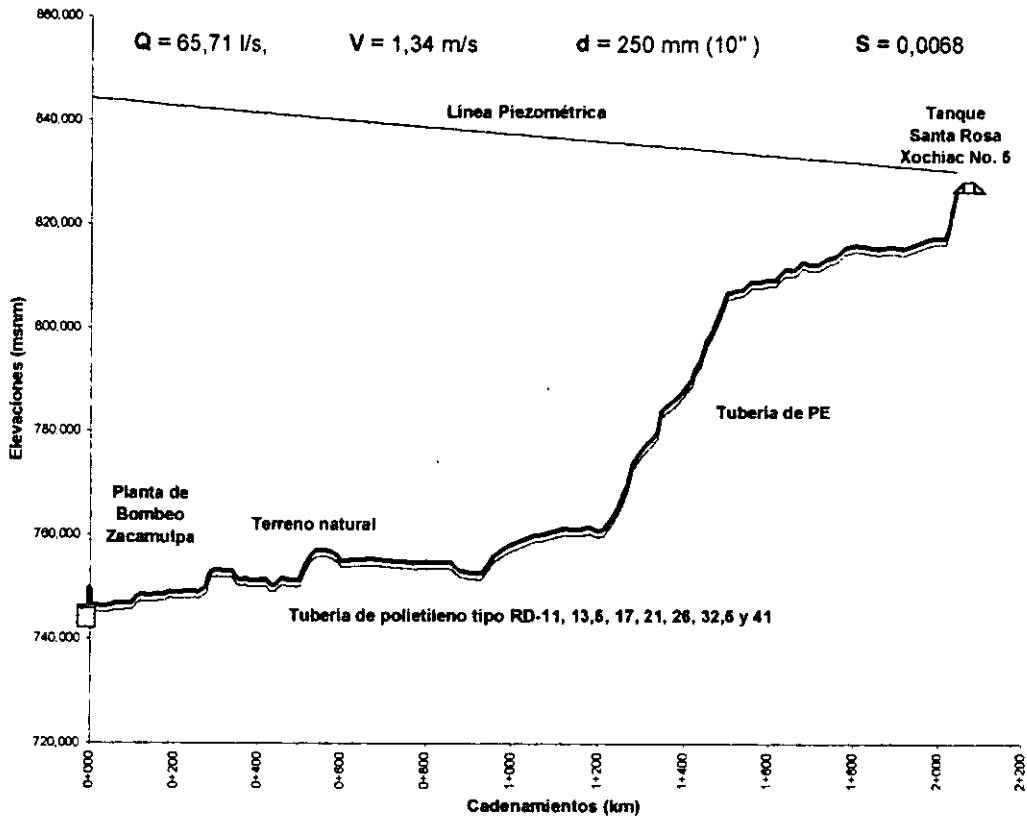


Figura IV.3.3 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción para 250 mm.

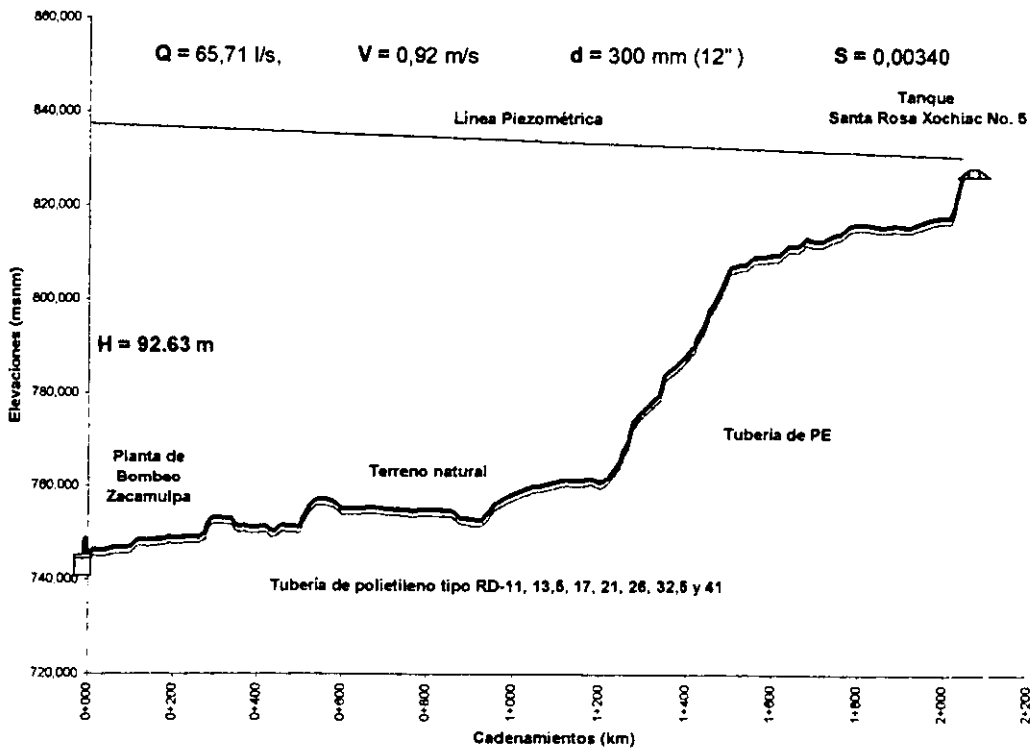


Figura IV.3.4 Esquema del funcionamiento de la línea de conducción para 300 mm.

Funcionamiento hidráulico de la línea Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5 para 200 mm

Esta conducción se caracteriza por presentar presiones altas al inicio de la línea se tienen más de 12.60 kg/cm² de presión máxima misma que va disminuyendo conforme avanza dicha conducción esto se observa en la Figura IV.3.2

Funcionamiento hidráulico de la línea Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5 para 250 mm

Se caracteriza por presentar presiones más moderadas, se tienen 9.98 kg/cm² máximo y al inicio de la línea con esta presión es factible para utilizar polietileno clase RD-11, ver Figura IV.3.3.

Funcionamiento hidráulico de la línea Zacamulpa – Santa Rosa Xochiac No. 5 para 300 mm

Esta línea se caracteriza por presentar bajas presiones, al inicio se presenta una presión de 9.28 kg/cm² hasta K 0+120 se presenta una presión no mayor de 8.96 kg/cm², donde es factible utilizar RD-13.5 en un tramo largo, las presiones se caracterizan por presentarse en tramos más cortos, finalmente en el K 1+498 con presiones de 27.56 m hasta el final de la línea con un RD-41, con una carga disponible de 5.72 m. Figura IV.3.4, los detalles de las longitudes exactas de la línea de conducción se presentan en el plano Anexo C.2.

5. Selección del equipo de bombeo

Como se muestra en la Figura IV.2.2, la carga H de la bomba es igual a 92.63 m y el gasto de bombeo es de 65.71 l/s, (1041.50 gal/min), por una bomba. Se colocará una bomba de turbina compuesta por un determinado número de pasos. Entonces, la carga de la bomba para varios números de pasos se obtiene dividiendo la carga H entre el número de pasos Tabla IV.3.7.

Tabla IV.3.7 Numero de pasos de la bomba

Pasos	Carga (m)
1	92,63
2	46,32
3	30,88
4	23,16
5	18,53
6	15,44
7	13,23
8	11,58

Fuente: Curva característica, Nassa Johnston,

Se selecciona una bomba vertical marca NASSA JOHNSTON integrada por 8 pasos, con un impulsor número NJ 12CC y 8" de diámetro, trabajando a 1770 R.P.M. Los datos de la curva característica de la bomba por pasos se tienen en la Tabla IV.3.8 y los datos de la curva de la bomba para ocho pasos se tienen en la Tabla IV.3.9. El funcionamiento hidráulico se muestra en la Figura IV.2.3

Tabla IV.3.8 Curva característica de la bomba

Q (lps)	H (m)	n (%)
39,12	119,48	70
41,64	117,04	75
46,06	114,60	78
48,58	112,65	80
51,61	112,17	82
54,89	109,24	83
58,67	104,85	83,5
63,09	97,54	83,5
66,25	92,66	83
68,77	87,78	82
72,55	80,47	80
75,08	74,37	78
79,49	65,84	75
83,28	56,08	70

Fuente: Nassa Johnston, curvas características

Tabla IV.3.9 Datos de la curva característica para ocho pasos

Q (gpm)	H (ft)	Q (lps)	H (m)	n (%)
620	49	39,12	14,94	70
660	48	41,64	14,63	75
730	47	46,06	14,33	78
770	46,2	48,58	14,08	80
818	46	51,61	14,02	82
870	44,8	54,89	13,66	83
930	43	58,67	13,11	83,5
1000	40	63,09	12,19	83,5
1050	38	66,25	11,58	83
1090	36	68,77	10,97	82
1150	33	72,55	10,06	80
1190	30,5	75,08	9,30	78
1260	27	79,49	8,23	75
1320	23	83,28	7,01	70

Fuente: Nassa Johnston, curvas características

Operación de las bombas

La operación de la conducción funcionando el equipo de bombeo, se puede observar que el gasto es ligeramente mayor al indicado en el gasto de diseño, este aumento 1.14 l/s, se seleccionó una bomba que no coincidió exactamente con la carga y el gasto de diseño, en la **Figura IV.2.3** se puede observar el punto de operación de la bomba. Para verificar si es factible resolver el problema con la bomba se usa la **Ecuación(IV.13)** para el punto de máxima eficiencia $H_d = 97.54$ m y $n_d = 83.5$ % y el punto de operación $H_s = 91.48$ m y $n_s = 82.82$ %, de esta forma se tiene como resultado de esta ecuación 0.94, valor menor que 1.0, por lo tanto, es factible resolver el problema colocando esta bomba.

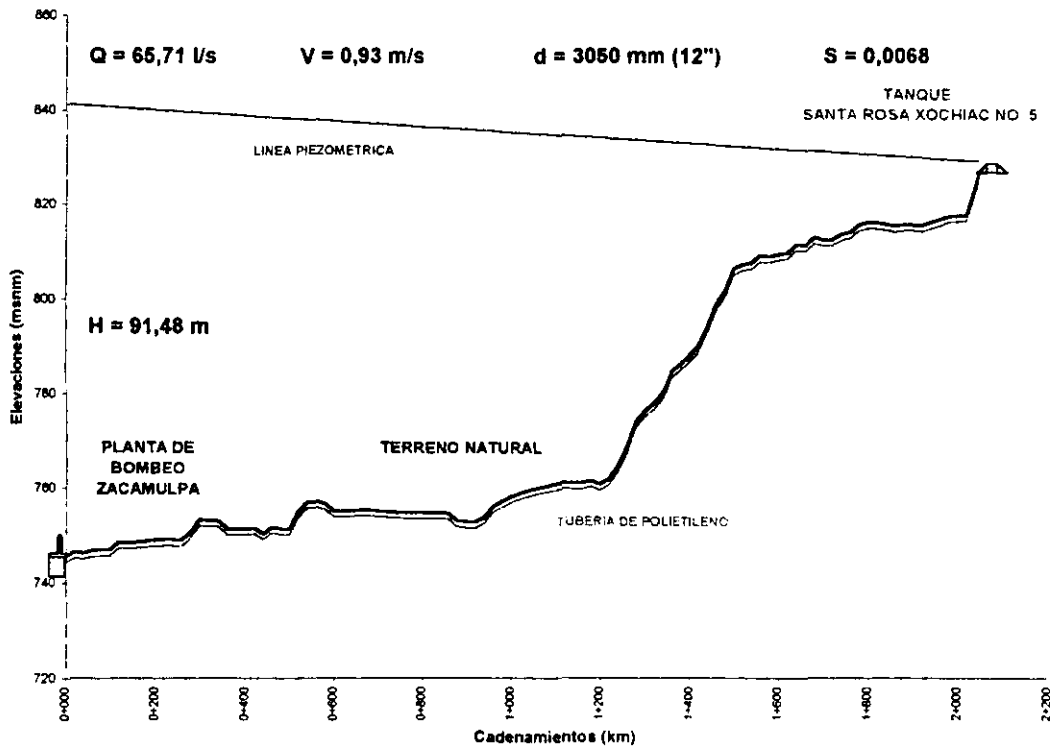
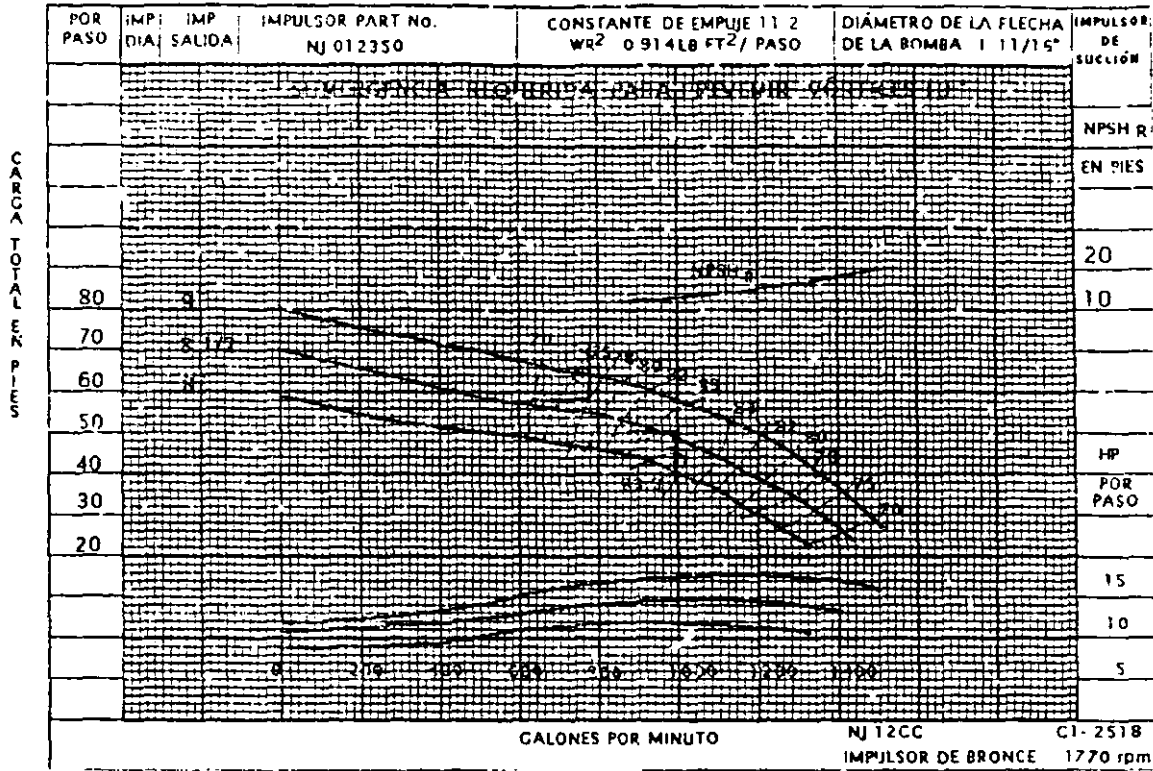


Figura IV.2.3 Esquema del funcionamiento de la conducción con los resultados de AH

Carga neta positiva de succión

De la curva característica de la bomba **Figura IV.2.4** para un gasto máximo de 66.85 l/s (1059.57 gal/min), $H = 11.58$ m para 8 pasos 37.984 ft la CNPS requerida máxima es 13.8 ft 4.20 m, corresponde verificar si esta CNPS disponible es menor a este parámetro. La CNPS disponible se calcula con la **Ecuación(I.33)**, la sumergencia asumida del primer tazón es 3.0 m, la altura del terreno a 2700 msnm es de 10.32, la carga de velocidad es 0.1042 m y la presión de vapor de acuerdo con la Tabla I.1.1, para una presión absoluta de vapor a 30° de temperatura de trabajo se tiene:

$$CNPS = 3 + 10.32 + 0.046 - 0.44 = 12.92 \text{ m} > 4.268 \text{ m} \text{ sin problemas de cavitación en la bomba.}$$



Fuente: Nassa Johnston, curvas característica C1-2718
 Figura IV.3.4 Curva característica y funcionamiento de la bomba

6. Tramos y resistencia de las tuberías

Los tramos y resistencias de las tuberías se presentan en el plano del Anexo C.2

7 Análisis del costo de las tuberías y del bombeo.

Los resultados de la Tabla IV.3.4 donde los costos de construcción para el primer diámetro resultan bajos, el costo de operación es alto, debido a que se esta manejando un diámetro más pequeño, pero surge una inconveniencia, al realizarse el costo total al valor presente este mismo resultado el más económico, sin embargo, no se esta optando por este debido que entre mas pequeño sea el diámetro mayor es la carga de bombeo y esto es muy costoso, además de que podrían presentarse mas inconveniencias, por ejemplo técnicamente la velocidad es alta, podría resultar mas presión lo que significa mayor indice de fugas con el tiempo.

Tabla IV.3.10 Costo total a valor presente de la conducción para 200 mm

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Material de tubo	PE	Diámetro nominal	0.20	Diam Int	0.2	Coef Rug	0.0015	
Costo de un KWH	0,7008	Carga estática	80.22	Efrc. bomba	83,5	Num hrs bombeo	16	
Tasa de actualización	12							
Año	Gasto Q (fs)	Pérdidas de carga h _f (m)	Pérdidas menores h _m (10%h _f)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	31.50						Costo de construcción	1102317.10
1	32.29	8.6101	0.8610	89.6911	45.6335	34.0294	139271.35	124349.42
2	33.08	8.9932	0.8993	90.1125	46.9661	35.0232	143338.55	114268.61
3	33.86	9.3838	0.9384	90.5422	48.3137	36.0281	147451.18	104952.84
4	34.65	9.7820	0.9782	90.9802	49.6764	37.0443	151610.15	96350.99
5	35.44	10.1877	1.0188	91.4264	51.0546	38.0720	155816.34	88414.37
6	36.23	10.6008	1.0601	91.8809	52.4488	39.1115	160070.63	81096.76
7	55.52	22.9948	2.2995	105.5143	92.3105	68.8370	281727.40	127439.17
8	56.70	23.8922	2.3892	106.5015	95.1565	70.9594	290413.47	117293.13
9	57.88	24.8053	2.4805	107.5059	98.0551	73.1209	299259.68	107916.04
10	59.06	25.7341	2.5734	108.5275	101.0070	75.3221	308268.83	99254.31
11	60.39	26.7975	2.6797	109.6972	104.3929	77.8470	318602.34	91590.56
12	61.72	27.8806	2.7881	110.8886	107.8487	80.4241	329149.54	84484.49
13	63.05	28.9833	2.8983	112.1016	111.3759	83.0544	339914.37	77899.60
14	64.38	30.1055	3.0105	113.3360	114.9757	85.7388	350900.78	71801.25
15	65.71	31.2471	3.1247	114.5919	118.6494	88.4783	362112.67	66156.63
Costo total a valor presente								255585.28

Tabla IV.3.11 Costo total a valor presente de la conducción para 250 mm

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Matena de tubo	PE	Dámetro nominal	0,25	Diam Int	0,25	Coef Rug	0,0015	
Costo de un KWH	0,7008	Carga estática	80,22	Efic bomba	83,5	Num hrs bombeo	16	
Tasa de actualización	12							
Año	Gasto Q (l/s)	Pérdidas de carga hf(m)	Pérdidas menores h _m (10%hf)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	31,50						Costo de construcción	1424596,07
1	32,29	2,9455	0,2945	83,4600	42,4632	31,6653	129565,78	115710,52
2	33,08	3,0761	0,3076	83,6037	43,5738	32,4935	132965,24	106015,02
3	33,86	3,2063	0,3209	83,7502	44,6894	33,3255	136390,17	97079,83
4	34,65	3,3450	0,3345	83,8995	45,8103	34,1813	139810,86	88852,33
5	35,44	3,4833	0,3483	84,0516	46,9363	35,0010	143247,61	81262,54
6	36,23	3,6241	0,3624	84,2065	48,0678	35,8447	146700,73	74323,16
7	37,02	3,7642	0,3764	84,3644	49,2048	36,7030	150170,22	67933,87
8	37,81	3,9073	0,3907	84,5244	50,3473	37,5863	153656,17	62094,70
9	38,60	4,0533	0,4053	84,6865	51,4953	38,4947	157158,58	56806,94
10	39,39	4,2023	0,4202	84,8507	52,6488	39,4283	160677,45	52071,56
11	40,18	4,3543	0,4354	85,0169	53,8089	40,3873	164212,78	47890,36
12	40,97	4,5093	0,4509	85,1842	54,9751	41,3718	167764,57	44264,94
13	41,76	4,6673	0,4673	85,3526	56,1474	42,3800	171332,82	41196,07
14	42,55	4,8283	0,4828	85,5221	57,3258	43,4131	174917,53	38686,52
15	43,34	5,0023	0,5023	85,6927	58,5103	44,4714	178518,70	36722,37
Costo total a valor presente								2684232,37

Tabla IV.3.12 Costo total a valor presente de la conducción para 300 mm

COSTO TOTAL A VALOR PRESENTE								
Matena de tubo	PE	Dámetro nominal	0,30	Diam Int	0,3	Coef Rug	0,0015	
Costo de un KWH	0,7008	Carga estática	80,22	Efic bomba	83,5	Num hrs bombeo	16	
Tasa de actualización	12							
Año	Gasto Q (l/s)	Pérdidas de carga hf(m)	Pérdidas menores h _m (10%hf)(m)	Carga de la bomba H (m)	Potencia (H.P.)	Potencia (K.W.H.)	Costo de construcción o bombeo (\$)	Costo anual a valor presente (\$)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	31,50						Costo de construcción	1851399,67
1	32,29	1,2275	0,1227	81,5702	41,5017	30,9483	126661,33	113090,47
2	33,08	1,2818	0,1282	81,6299	42,5451	31,7264	129845,65	103512,15
3	33,86	1,3371	0,1337	81,6908	43,5905	32,5060	133036,38	94692,67
4	34,65	1,3935	0,1394	81,7529	44,6382	33,2872	136233,66	86578,96
5	35,44	1,4510	0,1451	81,8161	45,6880	34,0701	139437,61	79120,64
6	36,23	1,5095	0,1510	81,8805	46,7400	34,8546	142648,34	72270,09
7	37,02	1,5693	0,1569	81,9463	47,7943	35,6417	145865,84	65984,43
8	37,81	1,6303	0,1630	82,0134	48,8509	36,4314	149090,09	60232,58
9	38,60	1,6923	0,1692	82,0818	49,9098	37,2237	152321,18	55004,81
10	39,39	1,7553	0,1755	82,1514	50,9719	38,0286	155569,21	50291,25
11	40,18	1,8193	0,1819	82,2222	52,0373	38,8461	158834,28	46082,94
12	40,97	1,8843	0,1884	82,2942	53,1060	39,6763	162106,40	42370,07
13	41,76	1,9503	0,1950	82,3674	54,1781	40,5193	165385,57	39153,81
14	42,55	2,0173	0,2017	82,4418	55,2536	41,3754	168671,80	36435,45
15	43,34	2,0853	0,2085	82,5174	56,3325	42,2446	171965,09	34207,81
Costo total a valor presente								3152406,38

En cuanto al segundo análisis de la misma Tabla los costos de construcción resultaron medios, el costo de operación por bombeo resulta más económico, sin embargo, en el costo a valor presente resulta alto. En el tercer análisis el costo de construcción, el costo anual de bombeo y los resultados a valor presente son altos, técnicamente no factible, pero si se piensa a futuro a pesar de ser la opción mas cara resultaría la mejor, esto es debido, a que entre mayor diámetro menor presión en las tuberías y mayor costo anual de bombeo, pues se considera que es mas conveniente estar invirtiendo en algo que resultaría funcional a futuro, basándose en esto se toma como una buena opción, es factible utilizar 12", Tablas IV.3.10 a IV.3.12.

IV.3.4 PLANTAS DE BOMBEO

IV.3.4.1 Obra civil

Cárcamo de bombeo

Aplicando la fórmula(IV.3) el Volumen necesario es $19,71\text{m}^3$, por el gráfico *Estándar del Instituto de Hidráulica* cumple con: $H = 3,0\text{ m}$; $L = 3,0\text{ m}$; $B = 2,20\text{ m}$, Volumen = $3(3)(2,2) = 20\text{ m}^3$.

IV.3.4.2 Equipo electromecánico

Determinación del diámetro de la tubería de succión y descarga

Diámetro de la tubería de descarga por Bresse Ecuación(1.26) $d = 1,2\sqrt{0,06571} = 0,307\text{ m} = 12,11''$

El diámetro se aumenta a 350mm (14"), con éste se tiene una velocidad en la descarga $v = 0.68$ m/s, es muy baja, se recomienda reducir el diámetro a 200 mm (8") la velocidad resulta de $v = 2.09$ m/s, consecuentemente en la tubería de succión se propone un diámetro inmediatamente superior de 250 mm (10") con una velocidad de: $v = 1.34$ m/s. El agua que se bombara por una sola bomba integrada por su respectivo tren de descarga se descargará directamente a la línea de conducción de polietileno cuyo diámetro es de 300 mm (12") y una velocidad de 0.93 m/s.

Tabla IV.3.15 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de succión

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Válvula de pie pichancha con colador de 254 mm 10" ϕ	1	65	65
Tubería de acero de 250 mm 10" ϕ	1	-	2.7
Reducción de 254 a 200 mm (10x8") ϕ	1	2.15	2.15
		Total	69.85

Tabla IV.3.16 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de descarga

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Reducción de 150 x 200 mm (6x8") ϕ	1	1.63	1.63
Codo de 90° de 200 mm (8") ϕ	1	5.5	5.5
Medidor de flujo, tipo propela de 200 mm (8") ϕ	1	2.15	2.15
Válvula de retención de 200 mm (8") ϕ	1	16	16
Válvula de compuerta de 200 mm (8") ϕ	1	1.4	1.4
Tee de 200 mm (8") ϕ	1	4.3	4.3
Codo de 45° de 200 mm (8") ϕ	2	3.0	6.0
Carretes	1	0.5	0.5
Tubería de acero de 200 mm (8") ϕ	1	3.4	3.4
Reducción de 8x10" ϕ	1	2.05	2.05
		Total	42.93

Tabla IV.3.17 Piezas especiales y longitudes equivalentes de la tubería de descarga salida.

Concepto	Cantidad	Longitud Equivalente	Total (m)
Codo de 90°	3	5	15
Tubería de acero de 300 mm 12" ϕ	1	-	3.0
		Total	18.0

Cálculo de las pérdidas

Utilizando para las pérdidas menores en la succión, tren de descarga y salida la Ecuación (I.20.2)

$$hf = \left(\frac{2.52(1.297)(0.012)}{0.254^{2/3}} \right)^2 (68.95) = 0.66 \text{ m}$$

$$hf = \left(\frac{2.52(2.026)(0.012)}{0.203^{2/3}} \right)^2 (42.93) = 1.35 \text{ m}$$

$$hf = \left(\frac{2.52(1.339)(0.012)}{0.300^{2/3}} \right)^2 (18) = 0.08 \text{ m}$$

IV.3.3 VACIADO, LLENADO Y OPERACIÓN ESTACIONARIA

IV.3.4.1 Válvulas de admisión y expulsión de aire y su selección

Selección del diámetro de expulsión

Al aplicar la Ecuación (I.31), con consideraciones ya referidas y Ecuación (IV.4) para expulsar aire es:

$$Q_{max} = 28 \frac{9.81(0.0706)}{1000} = 0.0194 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$PCAS = 19.42 / 28.32 = 0.6855 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

De la gráfica de la Figura IV.1.1, se encontró una válvula de 1" con una presión diferencial de 0.20 lb/pulg² la presión no excede las 2 lb/pulg² se considera admisible.

Selección del diámetro de admisión

Se consideran las pendientes más críticas de la conducción las cuales son K 2 + 020 con una elevación de 816.35 msnm, con una pendiente de 0.3115 la más representativa, se aplica la **Ecuación(IV.4.1)**:

$$PCAS = 0.08665 \sqrt{.3111(12)^5} = 24.11 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

Entrando a las curvas de funcionamiento se encontró con una válvula de 4" con una presión diferencial de 4.80 lb/pulg² no sobrepasa las 5 lb/pulg² por lo cual es admisible. Se consideran válvulas de admisión y expulsión de aire de 4".

IV.2.4.1 Válvulas eliminadoras de aire

Se diseñan con las curvas de funcionamiento de la **Figura IV.1.2**, se toma un 2% del gasto de bombeo para tomar pies cúbicos por minuto. El gasto de bombeo según se calculó en el análisis hidráulico es de 66.85 l/s esto resulta un gasto de 1.33 l/s es 2.83 ft³/m se tiene una válvula con un orificio de 1/16" con una presión de 75 lbs/pul²

IV.2.4.3 Válvulas de descarga desagüe.

Estas se localizan en los puntos más bajos de la conducción y se detallan en el plano **Anexo C.2**, con orificios mínimos de 4" cumpliendo con la expresión(IV.4.5), de acuerdo al **subcapítulo 1.5.4** se utiliza la **Ecuación(1.28)** para el gradiente hidráulico S_f y el gasto máximo de vaciado Q , aplicando **Hydraulics Research Station Ecuación(1.29)** se tiene que el gasto máximo de vaciado es de 129.50 l/s

IV.3.5 EQUIPOS ACCESORIOS DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN**Tanque de regulación Santa Rosa Xochiac No. 5**

La capacidad del tanque de regulación a futuro deberá de ser de 670.30 m³, se proponen las siguientes dimensiones: $H = 3.0$ m; $B = 11.5$ m; $L = 20.00$ m, el volumen del tanque es de 690 m³.

IV.3.5.4 Atraques

Ver cruceros del plano Línea de Conducción del **Anexo C.2**.

IV.3.5.5 Deflexiones permisibles

No serán mayores de 5°, para este caso.

IV.3.5.6 Dimensiones de las zanjas

Se considera zanja tipo de acuerdo a los lineamientos que marca CNA ver plano **Anexo C.2**.

IV.3.6 Opción más viable

Se considera en el **Cap. III**

IV.3.7 Antepresupuesto

Se realizo un antepresupuesto preliminar, consultar el **Anexo B.2**.



CAPÍTULO V
TRANSITORIO HIDRÁULICO

CAPÍTULO V

TRANSITORIO HIDRÁULICO

V.1 CONCEPTOS GENERALES Y ECUACIONES DE TRANSITORIO HIDRAULICO

V.1.1 Generalidades

Cuando en un flujo los parámetros característicos como la presión y la velocidad varían con el tiempo se le llama flujo no establecido o transitorio, es decir deja de ser flujo establecido.

Todos los sistemas de bombeo deben protegerse de manera adecuada de los efectos de los fenómenos transitorios por lo que deben ser equipados estos sistemas con dispositivos y estructuras de protección que mantienen un funcionamiento hidráulico eficiente y seguro de la línea de conducción.

Independientemente de la necesidad de dimensionar la bomba, las tuberías y el tanque de almacenamiento, el diseño de las líneas de conducción se presenta dos problemas principales. El primero consiste en dar a la tubería de conducción la protección necesaria para que, en el caso de un paro brusco de la bomba, no se produzcan depresiones violentas que dañen al tubo y a la bomba; este problema puede resolverse si se emplean válvulas de admisión de aire, que tienen el inconveniente de que requieren purgado de la tubería antes de volverla a poner en operación, o bien mediante tanques unidireccionales que pueden emplearse si todos los puntos de la tubería de conducción queden situados a niveles inferiores al del piso del tanque de almacenamiento. Además, existen otras formas de resolver el problema, las cuales exceden los límites de este trabajo.

Debido a la magnitud e importancia de la línea de conducción es importante tener en cuenta el efecto del transitorio hidráulico. De aquí la necesidad de estudiar cualitativamente el transitorio hidráulico y los medios disponibles para evitarlo o amortiguar sus efectos.

V.1.2 Definición de transitorio hidráulico

Se denomina transitorio hidráulico o golpe de ariete al choque violento o sobrepresión súbita que se produce sobre las paredes de un conducto a presión, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente de manera instantánea, este fenómeno viene acompañado de un sonido que recuerda los martillazos, hecho que justifica su nombre, además del ruido desagradable el golpe de ariete puede romper la tubería y dañar el equipo de bombeo.

V.1.3 Tipos de transitorios hidráulicos

- a) *Transitorio muy lento, cuási-estático*
- b) *Transitorio lento, oscilación de masa*
- c) *Transitorio rápido, golpe de ariete*

El transitorio rápido, se genera por los cambios bruscos de la velocidad en la tubería derivados de maniobras rápidas como la parada repentina de una bomba o el cierre rápido de una válvula. Los cambios bruscos en la velocidad se acompañan de cambios bruscos de presión que se propaga por la tubería, generando ondas de presión muy corto (apenas varios segundos). Las variaciones de presión en un transitorio de este tipo son importantes, por lo que resulta necesario considerar los efectos elásticos de la tubería y del líquido. En los transitorios rápidos pueden llegar a producirse presiones muy altas o muy bajas (vacíos), debido a lo cual es necesario considerarlos en el diseño de cualquier conducción.

V.1.4 Celeridad (Velocidad de propagación de la onda de presión)

Las perturbaciones en el régimen del flujo que se originan en un punto de una tubería a presión se propagan por la tubería con una velocidad que depende de la elasticidad del fluido y de la pared de la tubería. Esta velocidad se señala con C y se denomina celeridad.

Si la tubería fuera completamente indeformable (completamente rígida), la velocidad C sería igual a la velocidad de propagación del sonido en el fluido. La deformabilidad de la tubería disminuye la velocidad de propagación, y es válida la siguiente Ecuación conocida como Ecuación de **Allievi**:

$$C = \frac{a_0}{\sqrt{1 + \frac{E_{\text{agua}} D}{E_{\text{mat}} \delta}}} \quad (\text{V.1})$$

donde

a_0 = velocidad del sonido en el agua.

E_{agua} = módulo de elasticidad volumétrico del agua

E_{mat} = módulo de elasticidad del material del tubo (módulo de **Young**)

D = diámetro interior del tubo

δ = espesor de la pared del tubo

La velocidad del sonido en el agua (a_0) depende de la temperatura; para las temperaturas normales del agua en conducciones tiene valores de 1,425 a 1,440 m/s.

El módulo de elasticidad del agua es igual a $2.074 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ ($2.115 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$).

El módulo de elasticidad del material del tubo se toma de la **Tabla IV.1.2**

V.1.5 Periodo de la tubería

El tiempo necesario para que la onda de sobrepresión vaya y vuelva de la válvula al depósito se denomina periodo de la tubería, tiempo de reflexión, periodo crítico o un intervalo de tiempo y se representa por la Ecuación IV.2, cuando la onda llega, al regresar, ella cambia el sentido, haciendo de nuevo el mismo recorrido de ida y vuelta en el mismo tiempo T , pero con signo contrario, bajo la forma de onda de depresión.

El tiempo de cierre de la válvula es un importante factor. Si el cierre es muy rápido, la válvula quedará completamente cerrada antes de actuar la onda de depresión. Por otro lado, si la válvula es cerrada lentamente, habrá tiempo para que la onda de depresión actué, antes de la obturación completa, de esta manera se clasifica a las maniobras de cierre como rápidas con la Ecuación (V.2.1) y lentas con la Ecuación (V.2.2.) La sobrepresión máxima ocurre cuando se cumple la Ecuación (V.2.1), es decir aun no actúa la onda de depresión.

$$T = \frac{2L}{C} \quad (\text{V.2})$$

donde

L = longitud hasta el depósito, en m

C = velocidad de propagación de la onda o celeridad, en m/s

T = fase o periodo de la tubería, en s

$$\tau < \frac{2L}{C} \quad (\text{V.2.1})$$

$$\tau > \frac{2L}{C} \quad (\text{V.2.2})$$

donde

τ = tiempo de maniobra, en s

V.1.5.1 Maniobras de cierre

Cierre rápido

La sobrepresión máxima, en el extremo de la línea, puede ser calculada por la Ecuación (V.2.3)

$$ha = \frac{CV}{g} \quad (\text{V.2.3})$$

donde

V = velocidad media del agua, en m/s

ha = aumento de presión, en mca

Cierre lento

Se puede aplicar la fórmula aproximada de **Michaud**, que considera la proporción de la velocidad con T/t para maniobras con variación lineal de velocidad, aplicando la Ecuación (V.2.4)

$$ha = \frac{2LC}{g\tau} \quad (\text{V.2.4})$$

V.1.6 Ecuación de Joukowski

Estudiando el fenómeno, este autor establece la ley que permite calcular la presión máxima provocada por el cierre instantáneo de la válvula instalada al final de un conducto a presión.

La fórmula de **Joukowski** representa lo siguiente: si en algún punto de la tubería se produce un cambio momentáneo en la velocidad con Δv , esto conduce a una variación en la carga con ΔH según la fórmula:

$$\Delta H = \frac{C}{g} \Delta v \quad (\text{V.3})$$

donde:

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/s

C = velocidad de propagación de la onda.

Una vez producida la perturbación, las variaciones de carga y velocidad ΔH y Δv se transmiten por la tubería con una celeridad C , hasta que encuentren alguna singularidad en que se transforman.

Una disminución de la velocidad en la tubería genera un incremento de la presión (sobrepresión) aguas arriba y una disminución de la presión (depresión) aguas abajo, y viceversa, para el cierre de una válvula intermedia en una tubería. El cierre reduce la velocidad generando variaciones de presión, las cuales se propagan en ambos sentidos. En otras palabras, la disminución de la velocidad genera una retención del flujo aguas arriba de la válvula y con esto una sobrepresión, produciéndose aguas abajo una liberación del flujo y una depresión. **Figura V.1.1**

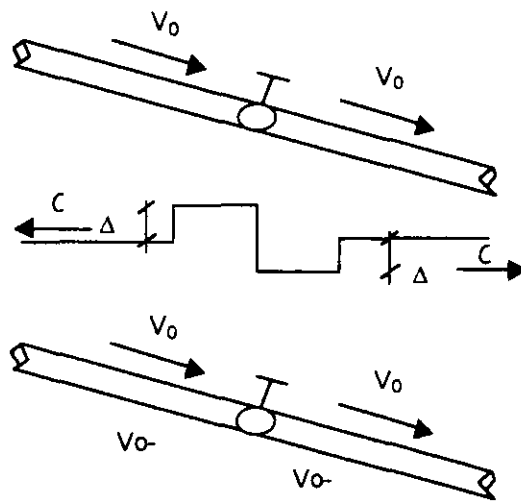


Figura V.1.1 Sobrepresiones y depresiones con un cierre de válvula intermedia

V.1.7 Separación de la columna líquida en transitorios

Durante los transitorios en una serie de casos es posible que se produzcan presiones negativas dentro de las tuberías. Obviamente la mínima presión (vacío absoluto) que físicamente se puede alcanzar en el agua, tomando como nivel de referencia la presión atmosférica, es decir de una atmósfera con signo negativo, equivalente a -10.33 mca. Pero antes de llegar al vacío absoluto se producirá la vaporización del agua por cavitación.

La cavitación, como es bien sabido, no es más que la ebullición prematura del agua, que se vaporiza a temperaturas muy inferiores a los 100°C , su punto de ebullición normal. Cada líquido hierve cuando su presión de vapor se iguala a la presión exterior que soporta cuando, por cualquier circunstancia, la presión desciende por debajo de la presión atmosférica y alcanza el valor de la presión de vapor.

Para agua pura y a una temperatura de 20°C la presión de vapor es de -9.75 mca. En la práctica este valor puede ser un poco más bajo debido al contenido de aire disuelto en el agua, impurezas y otros factores.

Y es que, sin ninguna duda una presión negativa dentro de la tubería igual a la presión de vapor, va a comportar una separación o ruptura de la columna líquida como consecuencia de la cavitación. Con posterioridad dicha presión se mantiene en este valor mínimo no pudiendo alcanzar un valor inferior. Se forma un volumen compuesto por vapores y aire disuelto, que crece debido a que los caudales de agua que ingresan al lugar de la separación son menores de los que salen. Si la conducción presenta puntos más altos que el sitio del volumen formado de separación, en un momento posterior el flujo se invierte hacia la separación y el volumen disminuye hasta cerrarse con un choque violento. Producto de este choque se obtiene en la tubería sobrepresiones que pueden presentar valores muy altos.

De esta manera el fenómeno de separación de la columna en sí no es peligroso, el peligro viene de las sobrepresiones que pueden producirse con la reunión de esta separación.

V.1.8 Transitorio en una conducción de bombeo generado por el paro de bombas

De los posibles transitorios de una conducción por bombeo el más desfavorable es el caso de un paro repentino de las bombas en operación, situación que se manifiesta al interrumpirse el suministro de energía eléctrica.

El fenómeno transitorio producido por el paro accidental de la planta de bombeo se origina en la onda de depresión que genera la planta al irse deteniendo. Si no se cuenta con un dispositivo de control primario, esta onda avanzaría por la línea de conducción causando en los puntos altos de la línea depresiones que pueden colapsar las tuberías, separar la columna líquida, así como introducir grandes volúmenes de aire que al ser expulsado, puede producir fuertes aceleraciones del agua y el consiguiente golpe de ariete con origen en el punto de la salida.

V.1.8.1 Transitorio sin separación de la columna líquida

Con la suspensión del suministro de energía eléctrica los equipos de bombeo rápidamente disminuyen su velocidad y con esto el gasto entregado, lo que ocasiona depresiones, las cuales se propagan desde la planta de bombeo por la tubería con una velocidad C . Al llegar al final de la tubería éstas se transforman (se reflejan) y regresan. Presentándose el tiempo de duración de la fase T_f . Si el tiempo de paro de las bombas es menor que T_f las variaciones del régimen del flujo al inicio de la tubería dependerán sólo del propio paro de las bombas y la velocidad disminuirá por cualquier ley desde la velocidad inicial v_0 hasta cero. Cada disminución en la velocidad Δv generará una disminución en la carga ΔH (una depresión) según la fórmula de Joukowski Ecuación(V.4), de forma tal que la depresión resultante tendrá el valor:

$$\sum \Delta H = \sum \frac{C \Delta v}{g} = \frac{C v_0}{g} \quad (\text{V.4})$$

Si el paro de las bombas es mayor que T_f las variaciones en el régimen del flujo regresarán reflejadas al inicio de la tubería y modificarán las depresiones generadas por la parada de las bombas.

El transitorio se considera como el resultado de tres ondas

- La onda de depresión que todavía sale del inicio de la tubería debido a la disminución continua del gasto de las bombas.
- La onda reflejada desde el tanque.
- La que resulta del reflejo de la onda 2 desde el inicio de la tubería.

Del caso sin separación de columna se tiene lo siguiente:

La sobrepresión máxima se produce al inicio de la tubería debido a la detención del flujo inverso por las válvulas de no retorno.

Mientras mayor sea el valor de las depresiones al detenerse las bombas, mayores serán las sobrepresiones que se producen después.

Las variaciones máximas de la presión resultan con un golpe directo con un tiempo de parada de las bombas menor de $2L/C$. Para un tiempo de parada mayor de $2L/C$ golpe indirecto, mientras mayor sea este tiempo tanto menores serán las depresiones y sobrepresiones.

Esto es de importancia para la correcta selección de la protección antiarriete.

V.1.8.2 Transitorio con separación de la columna líquida

Se examina el caso más frecuente de bombas con válvulas de no retorno que elevan el agua de un nivel a otro ubicado más alto por medio de una tubería de longitud L . Para simplificar el análisis, la tubería se asume de diámetro y velocidad de propagación de la onda constantes (caso de una tubería simple) y la influencia de las pérdidas de carga por fricción no se considera. Tomamos como ejemplo la conducción de referencia en la **Figura V.1.2** y **V.1.3**. La **Figura V.1.2(a)** representa las condiciones iniciales (estado de régimen permanente o flujo establecido). No considerando las pérdidas por fricción. Con el paro instantáneo de las bombas en el inicio de la tubería se genera una depresión ΔH , la cual se propaga hacia el tanque **Figura V.1.2(b)**. En el momento en que esta depresión llega a un punto de la tubería, donde la presión en condiciones de régimen permanente es igual a ΔH (punto A) de la **Figura V.1.2(c)** en la tubería se origina una presión de vacío.

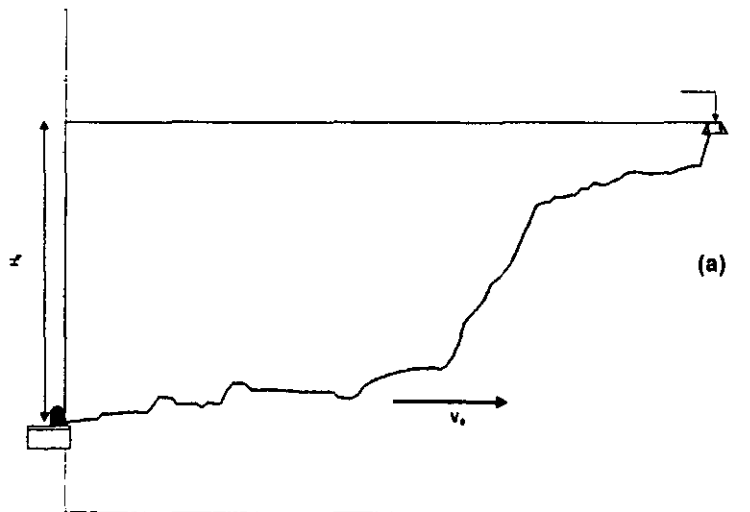


Figura V.1.2 Transitorio hidráulico con separación de columna

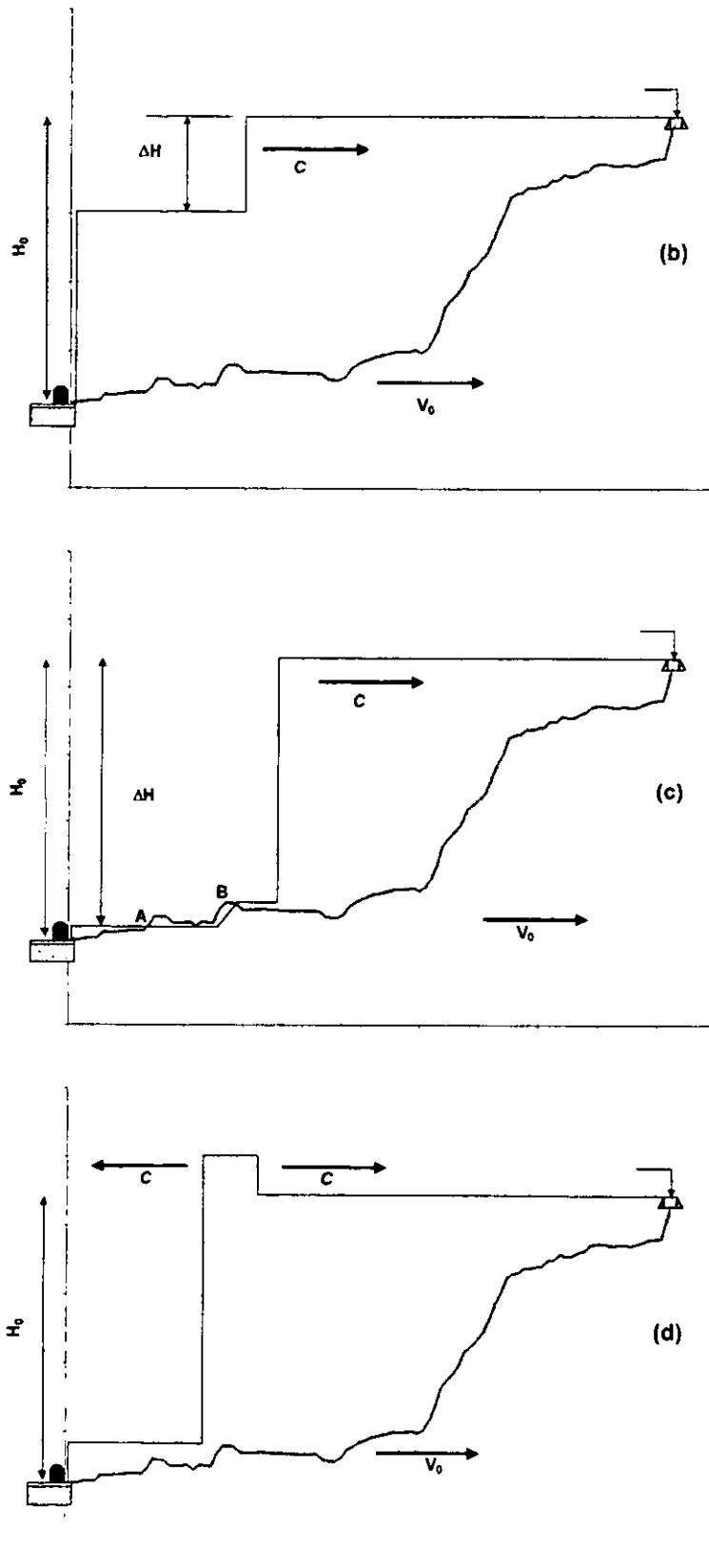


Figura V.1.2 Transitorio hidráulico con separación de columna

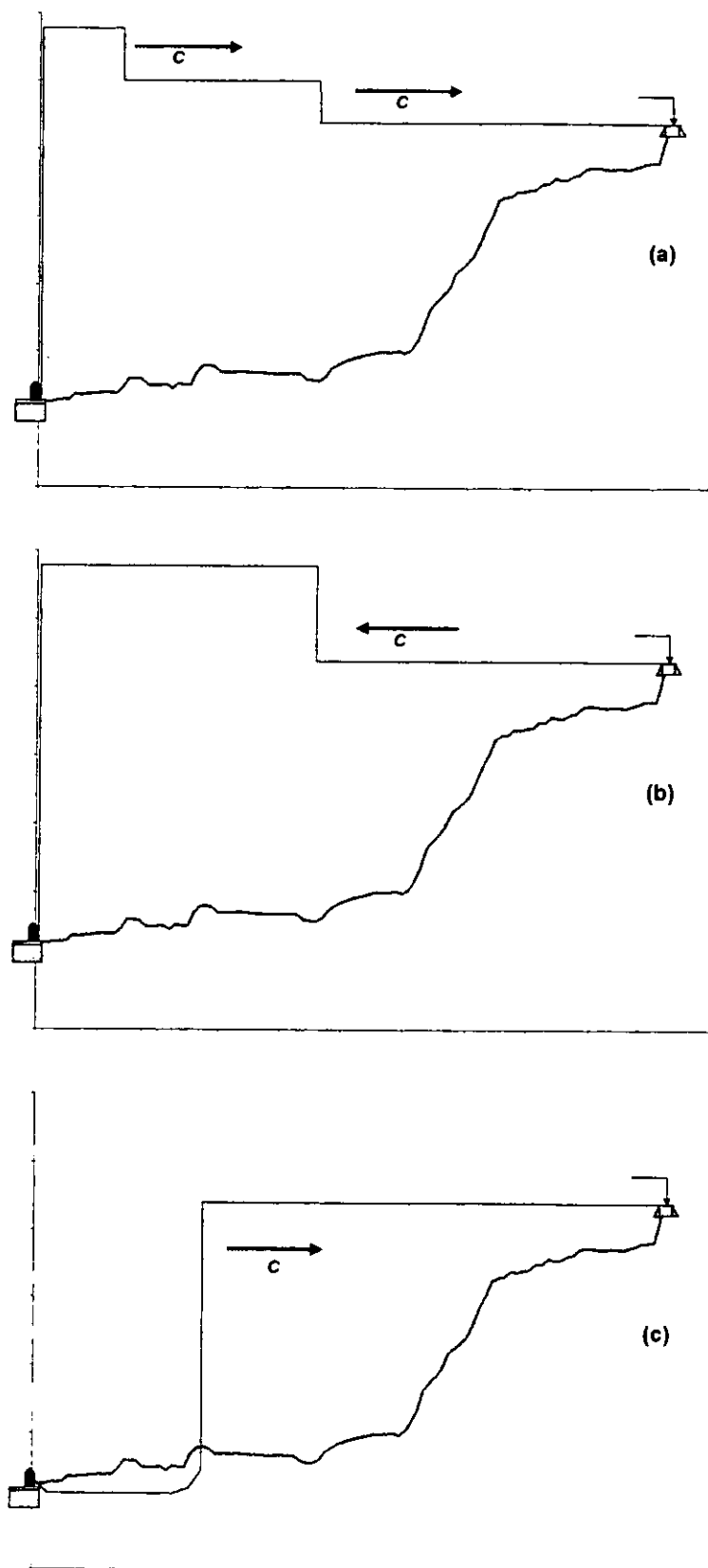


Figura V.1.3 Transitorio hidráulico con separación de columna

El vacío puede aumentar hasta alcanzar el valor de $H_{\text{vacío}}$ (punto **B**), después de lo cual se produce una separación de la columna de agua. Aguas debajo de la separación, continua propagándose una depresión menor **Figura V.1.2(c)** y con esto un cambio menor ΔV_f , en la velocidad.

Del punto B hasta el final de la tubería se va estableciendo una velocidad $V_0 - \Delta V_f$. La diferencia en las velocidades aumenta el volumen de la separación en el punto **B**.

En un momento dado el flujo en la tubería se invierte y luego la separación en el punto **B** se reúne. Esto produce una sobrepresión **Figura V.1.2(d)**, la cual se propaga por la tubería desde el punto B en los dos sentidos.

Al llegar la sobrepresión a las válvulas de no retorno su valor se duplica como reflejo de un extremo cerrado y parte hacia el tanque. **Figura V.1.3(a)**.

Sigue un reflejo desde el tanque **Figura V.1.3(b)** y un nuevo reflejo con depresión desde el inicio de la tubería. **Figura V.1.3(c)**. Si la depresión producida es mayor que $H_0 + H_{\text{vacío}}$, al inicio de la tubería puede originarse una nueva separación **Figura V.1.3(c)**. Estas separaciones pueden nombrarse surgidas secundariamente o secundarias, debido a que son una consecuencia de otras separaciones ocurridas anteriormente.

Las sobrepresiones en caso de golpe de ariete con separación de la columna de agua pueden presentar valores considerablemente mayores que aquellos que resultan de un golpe de ariete sin separaciones.

Las sobrepresiones resultantes de separaciones en la tubería, al propagarse y encontrar válvulas de no retorno cerradas duplican su valor; de este modo se produce la sobrepresión máxima. En si la causa primaria que se produzca la sobrepresión máxima es el choque de las columnas en el momento de la reunificación.

Es posible la obtención de zonas de vacío y separaciones en gran parte de la tubería.

Estas conclusiones son muy importantes para la selección de una protección antiariete en caso de separaciones.

V.1.9 Problemas de los transitorios hidráulicos

V.1.9.1 Sobrepresiones

Las altas presiones que se producen como resultado del golpe de ariete pueden superar la resistencia de los diferentes accesorios (válvulas, juntas, etc.) o de la propia tubería hasta provocar su reventamiento o avería.

V.1.9.2 Depresiones (vacíos y separaciones de la columna líquida)

Al presentarse un vacío (presión menor que la atmosférica), dentro de la tubería se tendrá una presión inferior a la que actúa afuera. Para tuberías enterradas, además de la presión atmosférica actúa también el empuje del terreno. Si la tubería no es suficientemente rígida en su sección transversal, esta diferencia de presiones puede hacer que la sección pierda su estabilidad y se colapse la tubería.

La estabilidad de una tubería frente a un colapso depende de la relación entre su diámetro D y el espesor de la pared δ (menor en caso de existir un mayor valor de D/δ).

Al efecto de depresión son más sensibles las conducciones enterradas que, debido al recubrimiento de tierras, han perdido su sección circular por ser excesivamente deformables, lo que se traduce en una notable pérdida de resistencia. Sin duda que las tuberías de plástico son más vulnerables en estas condiciones, al tratarse de un material más deformable. Otras tuberías, como por ejemplo de concreto, soportan bien estas condiciones.

Algunos tipos de tuberías presentan juntas de goma que pueden ser succionadas por el vacío causando fugas de agua en el sistema a pesar de que los tubos queden intactos.

En la presencia de vacíos mayores se producen separaciones de columna líquida, la reunión posterior de estas separaciones puede ser acompañado de presiones muy altas.

V.1.9.3 Fatiga del material

La acción repetida de cargas dinámicas durante un periodo de tiempo prolongado disminuye la resistencia del material del que esta constituida la tubería y sus accesorios, es decir, entra a jugar su papel el fenómeno conocido como falla por fatiga. Transitorios de mayor consideración pueden provocar también vibraciones en la tubería que se transmiten a los bloques de apoyo, cimientos, etc., los que también están sujetos a una falla por fatiga.

La posibilidad de falla por fatiga crea el peligro de averías durante el periodo de operación y acorta la vida útil de las diferentes instalaciones y accesorios, o todo el sistema hidráulico. Al disminuir la frecuencia y la magnitud de los transitorios y asegurar un transitorio menos severo, pueden reducirse al mínimo dicha fatiga.

V.1.9.4 Sobrevelocidad de las máquinas

Las piezas en rotación de las bombas y de los motores eléctricos acoplados están sometidas a fuerzas centrífugas, Estas fuerzas son proporcionales al cuadrado de la velocidad de rotación y tienden a desprender las piezas en dirección radial.

Los fabricantes diseñan sus máquinas hidráulicas y eléctricas de forma tal que estas puedan resistir sin daño alguno hasta una velocidad máxima predeterminada.

En algunos transitorios las bombas quedan libres de la acción eléctrica y el flujo tiende a acelerarlas hasta el grado máximo posible, es decir, embalarlas. Es posible que se produzca en estas condiciones una velocidad superior a la máxima permisible y que se dañen las partes en rotación.

V.2 PRE-DISEÑO DE TRANSITORIO HIDRAULICO

V.2.1 Principios generales en la protección contra golpe de ariete

La fórmula de Joukowski:

$$\Delta H = \frac{a\Delta Q}{gA} \quad (V.5)$$

y el mecanismo de reducción del golpe de ariete por reflejo de las ondas de presión demuestra los principios básicos para reducir las variaciones de la presión, mediante:

1. Aumento de la sección transversal A (cambio de diámetro a uno superior). Una solución tal es cara y generalmente se buscan otras soluciones. Puede ser, no obstante conveniente en los casos cuando algunos tramos de pequeña longitud y pequeño diámetro son la causa de un aumento considerable del golpe de ariete.
2. Disminución de la velocidad de propagación de la onda de presión C . La velocidad C depende de la elasticidad del material de la tubería y del contenido de aire dentro del agua. Así por ejemplo, para una tubería de acero a tiene un valor del orden de los **1000 m/s** que en las tuberías plásticas su valor es de alrededor de **300 – 400 m/s**, es decir en sistemas de tuberías plásticas ocurre un golpe de ariete de menor valor.
3. Aumento del tiempo de duración del proceso transitorio. En caso de un golpe de ariete causado por el cierre de válvulas, en este aumento se efectúa mediante un retardo en el cierre. El proceso de paro de los equipos de bombeo puede retardarse adicionándoles volantes especiales que aumenten su inercia.
4. Limitación de la longitud de la tubería en la que se desarrolla el golpe de ariete, Para una conducción por gravedad, esto puede lograrse mediante la división de la tubería en varias etapas separadas entre sí por tanques o cajas rompedoras de presión. Para una conducción por bombeo se lograría realizando el bombeo en varias etapas. En los dos casos los transitorios se desarrollan en cada etapa de manera independiente y son menos severos. Hay que tener en cuenta que, por otro lado, la operación en varias etapas es más complicada.
5. Reducción de la variación ΔQ en la tubería. En los periodos de depresión se suministran gastos complementarios desde afuera para reducir las depresiones. En los periodos de sobrepresión parte del gasto se expulsa al exterior o a un recipiente.

La mayoría de los medios antiariete descritos más adelante en el presente Capítulo, ejecutan ambas o una de estas dos funciones.

Con la reducción de las sobrepresiones y depresiones pueden evitarse o disminuirse los vacíos y las separaciones de columna, entonces las cinco alternativas señaladas pueden presentar también esta función. Si no obstante esto se produce vacíos y separaciones, para eliminarlos tendrán que tomarse medidas especiales.

El vacío puede evitarse mediante la admisión de agua o aire, Debe señalarse que cuando se admite agua, el flujo dentro de la tubería se mantiene continuo, mientras que al admitir aire en la tubería se forma una cavidad, es decir el flujo no es continuo. Se puede decir que en el lugar de la admisión de aire se forma también una separación de columna, por tanto admitir agua es una medida eficaz que admitir aire.

Generalmente la protección contra los transitorios puede lograrse de diversas formas y con diferentes medios antiariete. La tarea es seleccionar la variante más adecuada. El criterio más determinante más frecuente es el económico, es decir, se busca la variante con un mínimo de costos para la protección, su mantenimiento, gastos complementarios por concepto de energía eléctrica, etc., manteniendo el golpe de ariete dentro de los límites permisibles; pero también puede ser otro como una máxima seguridad (en el caso de obras importantes), etc.

Excepcionalmente existen casos cuando en vez de emplear una protección antiariete resulta más oportuno el uso de tuberías y accesorios con una resistencia mayor o de una clase superior.

V.2.2 Resistencia de las sobrepresiones

Se tiene como información que los fabricantes de tuberías y accesorios ofrecen la resistencia de las tuberías llamada clase, que es la presión máxima que soportan sin llegar a dañarse, pero esta clase no establece una diferencia entre presiones estacionarias y transitorias, y por lo tanto la protección antiariete debe reducir las presiones máximas por debajo de este límite.

La presión máxima admisible debe asumirse igual a la establecida por la clase de tubería.

V.2.3 Resistencia a las depresiones

El colapso de una tubería es una consecuencia de la pérdida de estabilidad de su sección transversal. Un sistema elástico es estable cuando este mantiene su forma bajo la presión de las fuerzas exteriores aplicadas F . Existe un valor límite o crítico

F_{cr} de estas fuerzas, de modo que cuando $F < F_{cr}$ el sistema es estable. Cuando $F > F_{cr}$ el sistema pasa a ser inestable, es decir, cambia su forma o pierde su estabilidad.

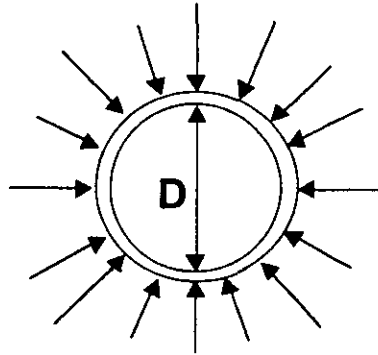


Figura V.2.1 Tubería en depresión.

Al producirse un vacío en la tubería, sobre ella actúan las fuerzas de la forma mostrada en la **Figura V.2.1** la presión crítica P_{cr} para este caso se presenta por la Ecuación V.10

$$P_{cr} = \frac{24EI}{bD^3} \quad (\text{V.6})$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material del tubo

I = momento de inercia de la pared tubular,

b = longitud del tubo (se considera solo un metro $b=1$)

D = diámetro. Teniendo en cuenta que la longitud de la tubería

De esto se tiene que E como módulo de elasticidad se divide en $(1-\mu^2)$ para de esta manera considerar las tensiones longitudinales.

A hora bien considerando el momento de inercia de un rectángulo de la **Ecuación(V.10)** resultan la siguiente Ecuación:

$$\delta \geq D \left(\frac{p(1-\mu^2)K}{2E} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{V.6.1})$$

donde:

μ = coeficiente de Poisson.

δ = espesor de la tubería

K = factor de seguridad

p = diferencia entre presiones actuantes dentro y fuera del tubo

Si el espesor del tubo δ es menor que δ_{cr} existe peligro de aplastamiento, si este es mayor no hay ningún peligro.

$$\delta_{cr} = \frac{D}{C} \quad (\text{V.6.2})$$

donde:

δ_{cr} = espesor crítico

C = coeficiente, cuyos valores se toman de la Tabla V.3.1

La presión mínima admisible debe determinarse para cada caso específico según el tipo de tubería.

Tabla V.3.1 Constantes para el cálculo del espesor crítico

Material del tubo	Constante C
Acero	130
Asbesto-Cemento	64
Plásticos PVC y Polietileno	29
Hierro dúctil	122

Fuente: CNA, MAPAS, Conducciones.

V.2.4 Resistencia a la sobrevelocidad de máquinas hidráulicas

Las velocidades admisibles de rotación de las máquinas hidráulicas deben suministrarse por sus fabricantes.

V.2.5 Transitorio sin dispositivos de control en la conducción

El caso más común que se presenta es cuando las presiones que se producen en el transitorio hidráulico superan la resistencia de los tubos, hay presiones negativas peligrosas, para lo cual la cámara de aire es una solución universal para este caso, además de estas más opciones que a continuación se enumeran siempre y cuando presenten vacíos en la tubería.

- Cámara de aire
- Torre de oscilación
- Incremento de las masas rotantes
- Tanques unidireccionales
- Válvulas de aire
- Válvulas anticipadoras de golpe de ariete.

V.3 Dispositivos de control de transitorios

En las descargas largas, ya se trate de una sola unidad de bombeo o de varias unidades conectadas a una tubería común, casi siempre es necesario el empleo de ciertos elementos cuyo objetivo principal es, la de algunos, controlar la descarga de las bombas y la de otros, proteger a las tuberías y al equipo de bombeo en general, principalmente del fenómeno llamado transitorio hidráulico o golpe de ariete.

El dispositivo de control actúa reflejando la onda de depresión como onda de sobrepresión. Si el dispositivo se encuentra a una distancia tal que la onda reflejada llega a la planta de bombeo mientras la presión sigue cayendo, la onda reflejada detiene la caída disminuyendo y en consecuencia, la magnitud de la onda de depresión generada por el paro.

V.3.1 Cámara de aire

Es uno de los dispositivos más utilizados para el control de transitorios, particularmente para la protección de instalaciones de bombeo frente al transitorio originado por la falla del suministro eléctrico. Consiste en un dispositivo cerrado, unido a la tubería y que en su parte superior tiene comprimido un volumen de aire **Figura V.3.1**. Durante el trabajo normal en régimen permanente el aire de la cámara está comprimido a una presión igual a presión del agua dentro de la tubería, no existiendo flujo entre la cámara y la tubería.

Al bajar la presión dentro de la tubería surge un flujo de la cámara. A la tubería entra un gasto que reduce las depresiones del transitorio; el volumen de aire dentro de la cámara se expande y su presión disminuye. Al subir posteriormente la presión en la tubería se genera un flujo hacia la cámara. El gasto que fluye hacia la cámara alivia las sobrepresiones en la tubería, el aire dentro de la cámara disminuye su volumen y su presión aumenta. (El aire se comprime).

De esta manera, inmediatamente después de la falla en el suministro eléctrico la cámara de aire se convierte en una fuente de energía que tiende a mantener el movimiento del fluido en la conducción. El caudal en la tubería se reduce de una forma controlada y mucho más lenta de lo que ocurriría sin la presencia de la cámara. Se trata pues de convertir un transitorio rápido en un fenómeno de oscilación de masa.

Mientras mayor sea el volumen de aire más eficaz resulta la cámara de aire para reducir las depresiones y sobrepresiones. Por otra parte, con un volumen insuficiente de aire la cámara puede provocar incluso presiones más altas que aquellas que pudieran reducirse sin medios de control algunos. Por esto se hace necesario mantener un volumen de aire constante al operar el sistema. Si no se toman medidas para mantenerlo, el volumen de aire rápidamente disminuye debido a su disolución en el agua y debido a posibles fugas en las conexiones de diferentes manómetros, juntas, etcétera.

El método más usado para restituir el aire perdido es a través de un compresor. Otra posibilidad es aislar el agua del aire mediante membranas o balones elásticos especiales.

Cuanto mayor sea el gasto que circula de la cámara de aire a la tubería durante los períodos de presión baja en la tubería, tanto menores serán las depresiones, y el peligro de vacío y separaciones. Pero la entrada rápida de un gasto grande a la cámara de aire en los períodos de sobrepresión, puede provocar presiones muy altas. Por esta razón resulta conveniente tener pérdidas de carga mínimas al salir el agua de la cámara y cierto valor de pérdidas al entrar flujo a ésta, es decir, que se tenga una resistencia hidráulica asimétrica en la conexión de la cámara con la tubería. Un método para realizar esto, es la colocación de una válvula de no retorno con plato perforado, que se cierra en caso de un flujo hacia la cámara. El tamaño de la perforación se selecciona en dependencia de la magnitud necesaria para las pérdidas. De esta manera para el flujo de salida no hay estrangulamiento alguno, mientras que para el flujo de retorno hay un estrangulamiento controlado por el tamaño del orificio practicado.

La resistencia asimétrica puede lograrse también mediante una tobera, que crea condiciones para un vaciado de la cámara más fácil que para un llenado.

Una tercera posibilidad consiste en la colocación de una válvula de no retorno y un by-pass de diámetro mucho menor y con una válvula de regulación en la conexión de la cámara con la tubería. Esta forma es la más utilizada, ya que la resistencia puede regularse por la válvula de cierre una vez que la instalación está en funcionamiento. Una vez ajustada esta válvula debe bloquearse mecánicamente para evitar que se cambie el valor del coeficiente de pérdidas de forma accidental.

En la práctica se usa también una estrangulación simétrica mediante un diafragma o válvula de regulación. La ventaja de ésta consiste en su sencillez pero es necesario un mayor volumen de la cámara debido a que la estrangulación obstaculiza la salida del agua en la fase de depresión.

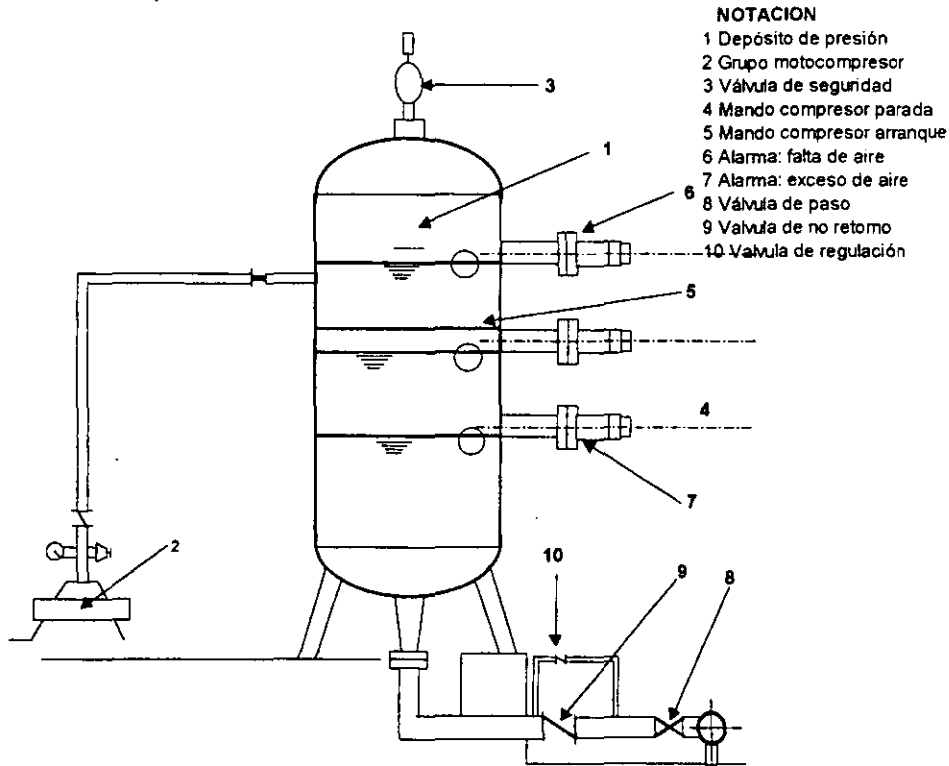


Figura V.3.1 Cámara de aire

La primera ventaja fundamental de la cámara de aire frente a la torre de oscilación y al tanque unidireccional es el efecto sobre la onda de presión negativa inicial no depende de la cota inicial de la superficie libre de agua en la cámara de aire. Esta diferencia hace que la cámara sea especialmente útil para instalaciones cuyo perfil no permite la instalación de los citados dispositivos de protección.

La independencia de instalación de la cámara de aire, hace que ésta pueda instalarse en la mayoría de las ocasiones cerca de la planta de bombeo. Esta instalación próxima a la planta de bombeo facilita la alimentación del compresor, así como reduce en muchas ocasiones los gastos de mantenimiento del mismo, respecto a la situación en que la cámara de aire estuviese alejada de la planta de bombeo.

Pero la cámara de aire no ofrece únicamente ventajas respecto a la torre de oscilación y el tanque unidireccional, si no que presenta una serie de desventajas, las cuales son las siguientes:

La primera desventaja que presenta la cámara de aire, fundamentalmente frente a la torre de oscilación es que si bien reduce la onda de depresión inicial, no la suprime por completo, por lo que en ocasiones puede ser necesario instalar aguas debajo de la cámara de aire otros dispositivos de control secundarios, tales como tanques unidireccionales.

La desventaja que quizás resulta más decisiva a la hora de rechazar la instalación de una cámara de aire es el costo económico que presenta, principalmente los gastos de mantenimiento que origina. Este gasto de mantenimiento se manifiesta en el compresor que es necesario para mantener el volumen de aire necesario, en las válvulas de no retorno y regulación que se instalan en el estrangulamiento de la cámara de aire, y en general en toda la instalación complementaria que acompaña a la misma.

La finalidad de la cámara de aire es limitar las sobrepresiones y depresiones, las condiciones para su selección esta dada por la Ecuación (V.7).

$$\frac{CV_0}{gH_0} > 1 \quad (\text{V.7})$$

donde:

C = velocidad de la onda de presión, en m/s

V_0 = velocidad de operación normal en la tubería, en m/s

G = aceleración de la gravedad, m/s^2

H_0 = carga de operación normal, en m

V.3.2 Tanque unidireccional

El tanque unidireccional abierto es un dispositivo que aporta agua a la tubería en los periodos de presión baja del transitorio en puntos altas de tuberías con perfiles sinuosos, con el objetivo de evitar los vacíos y las separaciones de la columna líquida.

El tanque unidireccional es semejante constructivamente a la torre de oscilación, si bien a diferencia de ésta lleva una válvula de no retorno instalada en el entroque de conexión con la tubería que impide el flujo desde la tubería hacia el tanque. Ello trae como consecuencia que el nivel libre del agua en el tanque puede estar por debajo de la línea de alturas piezométricas en régimen.

En presencia de presiones en la tubería mayores de H_0 , la válvula de no retorno se mantiene cerrada. Para presiones por debajo de H_0 la válvula se abre y a la tubería penetra agua, mediante lo cual se evitan los vacíos y las separaciones. De algún modo complementario se asegura el llenado reiterado del tanque con agua. De esta forma el volumen del tanque se determina sólo por la cantidad de agua necesaria para entregar a la tubería y su altura es mucho menor que aquella existente en una torre de oscilación.

Las ventajas que ofrece el tanque unidireccional como dispositivo de control de transitorios son:

En comparación con la torre de oscilación, es que no se induce un flujo invertido de importancia entre el tanque y las bombas. Obviamente el cierre de las válvulas de no retorno en las bombas originará en la conducción sobrepresiones inferiores a las que se originarían con una torre de oscilación.

La flexibilidad que puede tener la geometría del tanque. En este sentido, al contrario de lo que ocurría con la torre de oscilación, la cota superior del tanque se encuentra siempre por debajo de la altura piezométrica en régimen permanente en el punto donde éste se encuentra instalado. Esta flexibilidad de instalación del tanque hace que éste sea especialmente adecuado para perfiles topográficos irregulares, que requerirían de grandes torres de oscilación para su protección.

La finalidad de utilizar un tanque unidireccional es el limitar las depresiones en los puntos más altos y esta en función de la Ecuación (V.8) para perfiles convexos.

$$\frac{CV_0}{gh} > 1 \quad (\text{V.8})$$

donde:

h = carga de presión en la tubería en el lugar del dispositivo de control, en m

V.3.3 Torre de oscilación

Las torres de oscilación aseguran la entrada de agua a la tubería al bajar la presión en ésta, y reciben el agua que sale de la tubería al subir la presión. En su parte superior la torre de oscilación esta abierta y se comunica directamente con la atmósfera. En un régimen permanente la cota del nivel de agua es igual a la carga piezométrica en la tubería. La tubería debe de estar cerca de la línea piezométrica para que la altura sea aceptable.

V.3.4 Válvula de admisión y retención de aire.

Admiten la entrada de aire cuando tiende a producirse un vacío en la tubería, pero no permiten que el aire escape cuando la presión sube. El aire atrapado actúa como un amortiguador y puede reducirse las sobrepresiones del transitorio; mientras mayor sea el volumen de aire atrapado, tanto mayor será el efecto antiariete. En cierto sentido puede considerarse que el funcionamiento de la válvula de admisión y retención de aire en el periodo de sobrepresión es equivalente al funcionamiento de una cámara de aire en el mismo punto de la conducción.

V.3.5 Válvula de admisión y expulsión de aire

Estas válvulas permiten la entrada de aire atmosférico en la conducción en el punto de la tubería en que se encuentran instaladas cuando la presión en la conducción tiende a situarse por debajo de la presión atmosférica, posteriormente si la presión aumenta superar la presión exterior, el aire es expulsado, de manera que las columnas de líquido separadas por la interfase gas vuelven a juntarse de nuevo

V.3.6 Válvula anticipadora de golpe de ariete

Se utilizan solo en sistemas en que el transitorio comienza con depresiones, como es el caso de un paro accidental de bombas. Una vez abierta, la válvula anticipadora de manera automática se cierra lentamente de modo que en la siguiente fase de sobrepresión se encuentre abierta y descargue ciertos gastos aliviando las sobrepresiones.

V.3.7 Válvula de alivio

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger el equipo de bombeo tuberías y demás elementos en la conexión contra los cambios bruscos de presión que se producen por el arranque o paro del equipo de bombeo. La válvula esta diseñada de tal manera, que puede abrirse automáticamente y descargar al exterior, cuando la presión en el sistema, es

mayor que aquella con la cual fue calibrada, lográndose con ello el abatimiento de la línea piezométrica. El cierre de esta válvula también es automático y se logra cuando la presión en la línea llega a ser menor que la de su ajuste o calibración.

De acuerdo con lo anterior el empleo de esta válvula dependerá de la magnitud de las presiones que se tengan debidas al golpe de ariete y de la conveniencia que surja al haber hecho un estudio económico, considerado la posibilidad de emplear elementos de tubería válvulas, resistentes a las presiones que se van a presentar.

Su ubicación se elige después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común.

V.3.8 Válvula de no retorno

Esta no es un medio antiariete, sirve para hacer posible el flujo en un solo sentido. En las válvulas de no retorno reales no obstante se produce en general un cierto flujo de retorno, o flujo inverso, antes de sobrevenir el cierre. Esto es así porque el obturador de la válvula se moverá en este sentido para efectuar el cierre, lo cual permite dicho flujo inverso. Cuando este flujo inverso se detenga bruscamente al cerrarse la válvula, se origina un pico de sobrepresión aguas abajo y otro de depresión aguas arriba.

Esta válvula tiene como finalidad limitar las sobrepresiones y es común utilizarla con otros medios, esta dada por la Ecuación(V.8)

V.3.9 By-pass

Puede ser de gran utilidad en las plantas de bombeo en que el grupo motor bomba dispone de cierto nivel de presión en la succión. Al producirse el paro de las máximas. Al producirse el paro de las bombas, la presión comienza a descender aguas debajo de la válvula de no retorno colocada a la salida de las bombas.

Los rangos requeridos de las variables son:

$$\frac{CV_0}{gH_0} \ll 1 \quad (\text{V.9})$$

V.3.10 Volantes de inercia

Mientras más lenta sea la para de los equipos de bombeo, tanto menor es el golpe de ariete. Mediante la adición de volantes especiales al árbol del equipo, puede aumentarse la inercia y hacerse más lenta la parada.

El momento de inercia I de las partes rotantes del equipo de bombeo se expresa a través de su momento volante GD^2

$$I = \frac{GD^2}{4g} \quad (\text{V.10})$$

donde

I = momento de inercia en kg m s^2

GD^2 = Momento volante, en kg m^2

$g = 9.81$, aceleración de la gravedad, en m/s^2

El rango requerido de variables para utilizar volantes de inercia se determina con la Ecuación(V.10.1)

$$\frac{GD^2 n^2}{\gamma ALH_0^2} > 0.04 \quad (\text{V.10.1})$$



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo resulto de complementar de alguna forma los estudios de la problemática de la delegación Alvaro Obregón, realizados en diciembre de 1998, por el organismo operador.

Este esquema de obras no pretende de ninguna manera alterar algunos proyectos ya realizados por el organismo operador, sino más bien tomarlos como una comparativa.

El diseño de la conducción parte de considerar en primera instancia el material de polietileno de alta densidad, de esta manera y considerando los diámetros sensiblemente grandes se llevo a buscar el mismo material pero acorde a los diámetros determinados, con esto resulta utilizar tubería de polietileno clase II serie inglesa, para de esta manera, se ajusten los RD a los diámetros establecidos, no se considero utilizar asbesto cemento, debido a las condiciones mecánicas del suelo del terreno de referencia, el acero es ostensiblemente caro, en la practica se tiene que es debido a las protecciones que este utiliza, se platico con personal relacionado con estos aspectos en CADF, de lo cual se recomienda siempre utilizar el polietileno, en el Distrito Federal, principalmente en redes de distribución, por lo cual se opto por utilizarlo en la conducción, sin llegar a comparar con otro material por ejemplo el PVC.

Al realizarse el análisis del diámetro más económico en el primer diseño resulta factible utilizar un diámetro de 400 mm (16") para que se ajuste a una velocidad recomendada en la práctica cercana a 1.5 m/s, pero resulta en los costos de operación normal que es más económico utilizar el diámetro inmediato superior de 450 mm (18"), resultando una velocidad moderada de 1.12 m/s, lo cual resulta aún mejor debido a que al realizar el análisis hidráulico de las tuberías e flujo establecido, en el funcionamiento de la bomba el gasto de diseño se altera ligeramente el gasto, dentro de los procedimientos de operación de bombeo esto es valido, y se debe a que el funcionamiento de la bomba se ajusta a las curvas características, que muchas veces no son exactamente las requeridas es decir las ideales, se ajustan a curvas parecidas, esto da como resultado un ligero aumento al gasto de diseño, el gasto de diseño ahora es de 183.52 l/s resultando una velocidad de 1.15 m/s con el mismo diámetro, esta es una ventaja de tener este diámetro.

En cuanto al diseño de la segunda conducción resulta como diámetro más económico utilizar un diámetro de 250 mm (10") con una velocidad de 1.34 m/s cercana a la recomendable, en cuanto a los costos de operación anual resulta como la opción más factible, pero se opto en este caso tomar el diámetro inmediato superior, resultando una velocidad de 0.92 m/s dentro de los rangos establecidos, al realizarse el análisis hidráulico de tuberías el gasto de diseño también se altero ligeramente de 65.71 l/s iniciales resulto en este análisis un gasto mayor de 66.55 l/s y la velocidad aumento a 0.95 m/s, además de que se tienen otros aspectos por lo cual se opto por tomar un diámetro mayor al del análisis del diámetro más económico. Una de estas razones es que a mayor diámetro menor presión en las tuberías, se busca no tener altas presiones, esto se cumple pues resulta utilizar mas tubería con un RD-13.5, en casi la mitad de la conducción total, es decir las presiones no pasan de los 9 kg/cm², con esto se tiene que por ejemplo al ser reparada una fuga la presión puede aumentar, se considera que estos aumentos los absorbería la tubería mayor, otra circunstancia es que como es sabido la población en la zona de estudio va en continuo aumento, incluso estas ya ocupan zonas donde no se cuenta con ningún servicio hidráulico, pero haciendo referencia a la zona de estudio, es notable que la demanda de agua aumentara inevitablemente, con esto se buscara satisfacer a la población adicionando gastos de otras fuentes, puede que al considerarse una tubería mayor esta serviría a futuro para adicionar estos gastos, es decir la inversión resulta alta, pero a futuro es mejor, se invertiría en algo bueno y funcional.

En cuanto al llenado y vaciado de la conducción es un punto muy importante que se debe de considerar en el diseño de las líneas de conducción junto con el transitorio hidráulico, es común que muchas veces no se considera este aspecto, de esto resulta la correcta selección de las válvulas de admisión y expulsión de aire, así como las válvulas eliminadoras de aire y las válvulas de desfogue, en cuanto a los diámetros de las válvulas eliminadoras de aire, su diámetro siempre es menor que el de la válvula de admisión y expulsión de aire, en la

práctica se manejan comúnmente diámetros de $1/3$ respecto al diámetro de la tubería, también se toma este criterio para las válvulas de los desagües, vale la pena comprobarlo.

Además de que también se toma el criterio de eliminar tantas piezas especiales debido a las condiciones topográficas de un terreno muy accidentado en tramos relativamente pequeños, por dos circunstancias, en la práctica se eliminan con un porcentaje de un máximo de 5° que absorbe el barril de los extremos de las extremidades de fofo que utilizan en este caso, es factible adaptarlas a la tubería de polietileno y cuyo procedimiento constructivo resulta demasiado estar detallando estas cuestiones, además de considerar que se está utilizando una tubería de polietileno que no es un tanto rígida como el asbesto cemento, por lo cual es recomendable.

Es importante mencionar que al realizarse el proyecto ejecutivo se debe realizar la topografía correspondiente.

La capacidad de los tanques es importante mencionar que se debe de ampliar a futuro es necesario una mayor capacidad

El análisis del transitorio hidráulico es común utilizar algún tipo de simulación, para lo cual el paquete de IMTA ARIETE es muy bueno pues simula para un solo cuadrante de las bombas, a comparación de otros programas, y además realiza las simulaciones considerando la topografía del terreno.

La selección de los dispositivos de control parte de la correcta simulación. Pero es recomendable a primera instancia considerar una cámara de aire para ambas conducciones, al parecer no se requiere de ningún tanque unidireccional ni mucho menos torres de oscilación.

Guarga, Carmona y Aguilar en su informe "**Relación entre topografía y dispositivos para el control de transitorios hidráulicos en acueductos, criterio de diseño y presentación de dos casos**" presentado en el VIII Congreso Nacional de Hidráulica, establecen un criterio para la correcta selección de los dispositivos de que es recomendable considerar debido a las importantes consideraciones que establecen con beneficios en los costos y tiempos de construcción.



ANEXOS

ANEXO A

A.1 MEMORIA DE CÁLCULO PARA EL DIÁMETRO MÁS ECONÓMICO

A.1.1 LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AO-8 – SAN DIEGO II.

Procedimiento de cálculo

- $Q_{bombeo} = 178.21$ l/s, considerando un bombeo de 16 horas por día.
- Eficiencia del equipo de bombeo $\eta = 80.5 \%$
- Precios unitarios tomados de catálogo de DGCOH y CNA
- Costo por kwh \$0.7008, tarifa CFE, OM, 1999
- Carga estática = 51.41 m
- Longitud de la línea = 2,148 m

A) Potencia de la bomba

Velocidades en la tubería, Resulta del despeje de la Ecuación(I.10.5), para cada diámetro.

$$V_{14} = 0.1782/0.0962 = 1.85 \text{ m/s}$$

$$V_{16} = 0.1782/0.1256 = 1.42 \text{ m/s}$$

$$V_{18} = 0.1782/0.1590 = 1.12 \text{ m/s}$$

Cálculo de la constante K para Manning, se determina con la Ecuación(I.18.1), para material de polietileno de la tabla IV.1.1 se toma $n = 0.009$

$$K_{14} = 10.3(0.009)^2/(0.35)^{16/3} = 0.2254$$

$$K_{16} = 10.3(0.009)^2/(0.4)^{16/3} = 0.1106$$

$$K_{18} = 10.3(0.009)^2/(0.45)^{16/3} = 0.059$$

Cálculo de las pérdidas por fricción por Manning, se utiliza la Ecuación(I.18.2).

$$hf_{14} = 0.2254(2148)(0.1782)^2 = 15.38 \text{ m}$$

$$hf_{16} = 0.1106(2148)(0.1782)^2 = 7.55 \text{ m}$$

$$hf_{18} = 0.059(2148)(0.1782)^2 = 4.02 \text{ m}$$

Análisis de las pérdidas menores hs , con la Ecuación(IV.1), debido a los excesivos cambios de dirección tanto en planta, como transversales, se considera un 10%.

$$hs_{14} = 15.38(0.10) = 1.54 \text{ m}$$

$$hs_{16} = 7.55(0.10) = 0.755 \text{ m}$$

$$hs_{18} = 4.02(0.10) = 0.402 \text{ m}$$

Nivel de selección: El cálculo se realiza con la ayuda de la expresión (IV.1.1)

$$\text{Nivel de succión } (Ns) = 2602.02 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel del agua } (Na) = 2604.42 \text{ msnm.}$$

$$\text{Cota del terreno} = 2604.72 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de selección} = 2602.02 + \frac{2604.42 - 2602.02}{2} = 2603.22 \text{ msnm}$$

Nivel de descarga: Se determina con la ayuda de la expresión (IV.1.2)

$$\text{Nivel de descarga}_{14} = 2659.13 + 0.3 + \frac{0.35}{2} + 0.5 = 2660.105 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de descarga}_{16} = 2659.13 + 0.3 + \frac{0.4}{2} + 0.5 = 2660.130 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de descarga}_{18} = 2659.13 + 0.3 + \frac{0.45}{2} + 0.5 = 2660.155 \text{ msnm}$$

Desnivel a vencer: Aplicar la Ecuación(IV.1.3)

$$\text{Desnivel a vencer}_{14} = 2660.105 - 2603.22 = 56.89 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel a vencer}_{16} = 2660.130 - 2603.22 = 56.91 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel a vencer}_{18} = 2660.155 - 2603.22 = 56.94 \text{ m}$$

Carga dinámica total, Ecuación(I.39):

$$H_{14} = 56.89 + 15.38 + 1.54 = 73.81 \text{ m}$$

$$H_{16} = 56.91 + 7.55 + 0.755 = 65.22 \text{ m}$$

$$H_{18} = 56.94 + 4.02 + 0.402 = 61.36 \text{ m}$$

Análisis de la potencia de la bomba

$$QH_{14} = 178.21(73.81) = 13153.68;$$

$$QH_{16} = 178.21(65.22) = 11622.85$$

$$QH_{18} = 178.21(61.36) = 10934.97$$

$$76n = 76(0.805) = 61.18$$

La potencia requerida por cada tubería se determina con la **Ecuación(I.34.2)** esto es:

$$P_{14} = 13153.68 / 61.18 = 214.96 \text{ HP}$$

$$P_{16} = 11622.85 / 61.18 = 189.94 \text{ HP}$$

$$P_{18} = 10934.97 / 61.18 = 178.76 \text{ HP}$$

B) Determinación del golpe de ariete.

Sobrepresión por golpe de ariete. Los datos para sustituir en la fórmula de Allievi, Ecuación(IV.1.4), son:

$$E_o = \text{Modulo de elasticidad del agua: } E_a = 20670 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_t = \text{Modulo de elasticidad media del material de polietileno: } E_1 = 17,350 \text{ kg/cm}^2$$

Los espesores de pared para cada diámetro, de acuerdo al tipo de presión, se utiliza tubería de polietileno serie inglesa tipo II, PE-3456.

$$e_{14} = 2.63 \text{ cm, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-13.5}$$

$$e_{16} = 3.01 \text{ cm, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-13.5}$$

$$e_{18} = 2.68 \text{ cm, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-17}$$

Para determinar la ecuación de Allievi **Ecuación(IV.6)** se realizan los cálculos previos que son los siguientes:

$$145V_{14} = 145(1.85) = 268.25 \quad Ead_{14} = 20670(35) = 723,450$$

$$145V_{16} = 145(1.42) = 205.90 \quad Ead_{16} = 20670(40) = 825,800$$

$$145V_{18} = 145(1.12) = 162.40 \quad Ead_{18} = 20670(45) = 930,150$$

$$Ete_{14} = 17350(2.63) = 45,630.50 \quad Ead_{18} / Ete_{18} = 15.85$$

$$Ete_{16} = 17350(3.01) = 52,223.50 \quad Ead_{14} / Ete_{14} = 15.81$$

$$Ete_{18} = 17350(2.68) = 46,498 \quad Ead_{16} / Ete_{16} = 20.00$$

$$\sqrt{1 + \frac{Ead_{14}}{Ete_{14}}} = 4.104 \quad \sqrt{1 + \frac{Ead_{16}}{Ete_{16}}} = 4.10 \quad \sqrt{1 + \frac{Ead_{18}}{Ete_{18}}} = 4.58$$

Cálculo de la sobrepresión se determina con la ecuación de Allievi, **Ecuación(IV.6)** de los anteriores cálculo se tiene:

$$hi_{14} = 268.25 / 4.11 = 65.26 \text{ m}$$

$$hi_{16} = 205.90 / 4.10 = 50.22 \text{ m}$$

$$hi_{18} = 162.40 / 4.58 = 35.46 \text{ m}$$

sobrepresión absorbida por la válvula 80%, se determina con la expresión(IV.1.5)

$$R.P_{14} = 80\%Hi_{14} = 65.26(0.8) = 52.21 \text{ m}$$

$$R.P_{16} = 80\%Hi_{16} = 50.22(0.8) = 40.18 \text{ m}$$

$$R.P_{18} = 80\%Hi_{18} = 35.46(0.8) = 28.37 \text{ m}$$

sobrepresión absorbida por la tubería 20%, aplicando la expresión(IV.1.6), se tiene:

$$20\%Hi_{14} = 65.26(0.2) = 13.05 \text{ m}$$

$$20\%Hi_{16} = 50.22(0.2) = 10.04 \text{ m}$$

$$20\%Hi_{18} = 35.46(0.2) = 7.09 \text{ m}$$

Presión total, se dertermina con la expresión(IV.1.7):

$$Ht_{14} = 13.05 + 73.81 = 86.86 \text{ m, esto equivale a una presión de } 8.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ht_{16} = 10.04 + 65.22 = 75.26 \text{ m, esto equivale a una presión de } 7.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ht_{18} = 7.09 + 61.23 = 68.32 \text{ m, esto equivale a una presión de } 6.82 \text{ kg/cm}^2$$

Esto, significa que para estas presiones, el espesor para cada tubería propuesto anteriormente, es aceptable.

C) Volúmenes de obra:

Estos volúmenes de obra se resumen en las **Tabla IV.2.4**, mismos que resultan de cuantificar mediante las **ecuaciones(IV.1.8)**, **(IV.1.9)**, **(IV.1.10)** y **(IV.1.11)**, así como también se tienen cuantificados en el anexo los conceptos de excavación, cama de arena, relleno a volteo, relleno compactado y acarreo, esto en las tablas del **Anexo A.3.1** de este trabajo, también se considera la demolición, reposición y acarreo de pavimentos.

D) Resumen del costo anual por bombeo

Para determinar el costo anual de bombeo para operación de un año se utiliza la expresión(IV.1.12):

$$kwh_{14} = 214.98(0.7457) = 160.31 \text{ kwh}$$

$$kwh_{16} = 189.94(0.7457) = 141.64 \text{ kwh}$$

$$kwh_{18} = 178.76(0.7457) = 133.30 \text{ kwh}$$

Costo por hora de bombeo, Se determina con la expresión(IV.1.13), considerando la tarifa de CFE de \$ 0.7008

$$CHB_{14} = 160.31(0.7008) = \$112.35$$

$$CHB_{16} = 141.64(0.7008) = \$99.26$$

$$CHB_{18} = 133.05(0.7008) = \$93.42$$

Carga anual de bombeo, Se calcula con la Ecuación(IV.1.14)

$$CAB_{14} = 112.35(8760) = \$984,186.00$$

$$CAB_{16} = 99.26(8760) = \$869,517.60$$

$$CAB_{18} = 93.42(8760) = \$818,356.20$$

Análisis del cargo anual de amortización, Para el cálculo del cargo anual de amortización, se utiliza la ecuación (IV.1.15). Para este anteproyecto se considera 12% anual, y el número de anualidades $n = 15$ años, aplicando la Ecuación(IV.1.15).

$$a = 0.12 + \frac{0.12}{(1+0.12)^{15} - 1} = 0.1468 \quad a = 14.70\%$$

Carga anual de amortización de la conducción 15 años al 12% anual, Resulta del producto de la anualidad por el costo total de la tubería, Ecuación(IV.1.16)

$$C_{Aa14} = 2'322,631.00 (0.147) = 341,426.78$$

$$C_{Aa16} = 2'553,209.00 (0.147) = 375,321.72$$

$$C_{Aa18} = 2'793,079.00(0.147) = 410,582.61$$

Costo anual de bombeo para operación de 365 días. Aplicando la Ecuación(IV.1.17) se tiene:

$$CABO_{14} = 984,186.00 + 341,426.78 = \$1,325,612.78$$

$$CABO_{16} = 869,517.60 + 375,321.72 = \$1,244,839.32$$

$$CABO_{18} = 818,356.20 + 410,582.61 = \$1,228,938.44$$

De este análisis el diámetro más económico resulta de 450 mm (18") de polietileno clase RD = 17, debido a consideraciones técnicas si resulta factible instalar tubería de 18", debido a que a futuro será mejor.

ANEXO A.1.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN ZACAMULPA – STA ROSA XOCHIAH NO. 5

Procedimiento de cálculo

$$Q_{bombeo} = 65.71 \text{ l/s}$$

Eficiencia del equipo de bombeo 83.5 %

Precios unitarios tomados de catalogo de precios unitarios de DGCOH y CNA

Costo de hora de bombeo \$ 0.7008 tarifa CFE, OM para consumos menores de 1000 kw, dic, 99

Carga estática = 80.22 m

Longitud de la línea 2047 m

A) Potencia de la bomba

Velocidades en la tubería, Ecuación(I.10.5), para cada diámetro.

$$V_8 = 0.06571/0.0314 = 2.091 \text{ m/s}$$

$$V_{10} = 0.06571/0.0491 = 1.338 \text{ m/s}$$

$$V_{12} = 0.06571/0.0706 = 0.929 \text{ m/s}$$

Cálculo de la constante K para Manning Ecuación(I.18.1), para material de polietileno $n = 0.009$

$$K_8 = 10.3(0.009)^2/(0.20)^{16.3} = 4.4582$$

$$K_{10} = 10.3(0.009)^2/(0.25)^{16.3} = 1.3562$$

$$K_{12} = 10.3(0.009)^2/(0.30)^{16.3} = 0.5128$$

Cálculo de las pérdidas por fricción por Manning, Ecuación(I.18.2).

$$hf_8 = 4.4582(2047)(0.06571)^2 = 39.404 \text{ m}$$

$$hf_{10} = 1.3562(2047)(0.06571)^2 = 11.986 \text{ m}$$

$$hf_{12} = 0.5128(2047)(0.06571)^2 = 4.532 \text{ m}$$

Análisis de las pérdidas menores h_s , como ya se menciono anteriormente se considera un 10%.

$$h_{s8} = 39.40(0.10) = 3.94 \text{ m}$$

$$h_{s10} = 11.98(0.10) = 1.19 \text{ m}$$

$$h_{s12} = 4.53(0.10) = 0.453 \text{ m}$$

Análisis de la carga dinámica total

Nivel de selección

$$\text{Nivel de succión } (Ns) = 2743.08 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel del agua } (Na) = 2745.48 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota del terreno} = 2745.78 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de selección} = 2743.08 + \frac{2745.48 - 2743.08}{2} = 2744.28 \text{ msnm}$$

Nivel de descarga, se determina conforma a cada diámetro, esto es con la **Ecuación(IV.1.2)**

$$\text{Nivel de descarga}_8 = 2829 + 0.3 + \frac{0.2}{2} + 0.5 = 2829.90 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de descarga}_{10} = 2829 + 0.3 + \frac{0.25}{2} + 0.5 = 2829.925 \text{ msnm}$$

$$\text{Nivel de descarga}_{12} = 2829 + 0.3 + \frac{0.3}{2} + 0.5 = 2829.95 \text{ msnm}$$

Desnivel a vencer, se determina con la **Ecuación(IV.1.3)**

$$\text{Desnivel a vencer}_8 = 2829.90 - 2744.28 = 85.62 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel a vencer}_{10} = 2829.925 - 2744.28 = 85.645 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel a vencer}_{12} = 2829.95 - 2744.28 = 85.67 \text{ m}$$

Carga dinámica total:

$$H_{14} = 85.62 + 39.40 + 3.94 = 128.96 \text{ m}$$

$$H_{16} = 85.645 + 11.99 + 1.19 = 98.83 \text{ m}$$

$$H_{18} = 85.67 + 4.53 + 0.453 = 90.65 \text{ m}$$

Análisis de la potencia de la bomba

La potencia del equipo de bombeo (motor-bomba) que debe ser suministrada es:

$$QH_{14} = 65.71(128.96) = 8473.96$$

$$QH_{16} = 65.71(98.83) = 6494.12$$

$$QH_{18} = 65.71(90.65) = 5956.62$$

$$76n = 76(0.835) = 63.46$$

La potencia se determina con la **Ecuación(1.34.)**

$$P_{14} = 8473.96 / 63.46 = 133.53 \text{ HP} = 179.10 \text{ kw}$$

$$P_{16} = 6494.12 / 63.46 = 102.95 \text{ HP} = 138.10 \text{ kw}$$

$$P_{18} = 5956.62 / 63.46 = 93.86 \text{ HP} = 125.87 \text{ kw}$$

B) Determinación del golpe de ariete.

Sobrepresión por golpe de ariete

Datos para sustituir en la fórmula de **Allievi Ecuación(IV.1.4)**

Modulo de elasticidad del agua: $E_s = 20670 \text{ kg/cm}^2$

Modulo de elasticidad media del material de polietileno $E_r = 17,350 \text{ kg/cm}^2$

Espesores de pared para cada diámetro, de acuerdo al tipo de presión, se utiliza tubería de polietileno **serie inglesa tipo II, PE-3456**, la tabla de espesores mínimos se puede consultar en la tabla de la referencia 10.

$e_8 = 1.99 \text{ cm}$, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-9

$e_{10} = 2.48 \text{ cm}$, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-11

$e_{12} = 2.99 \text{ cm}$, espesor de la pared del tubo de polietileno de alta densidad RD-11

$$145V_8 = 145(2.091) = 303.195 ;$$

$$145V_{10} = 145(1.338) = 194.01$$

$$145V_{12} = 145(0.929) = 134.705$$

$$Ead_8 = 20670(20) = 413,400; \quad Ete_8 = 17350(1.99) = 34,526.50$$

$$Ead_{10} = 20670(25) = 516,750; \quad Ete_{10} = 17350(2.48) = 43,028$$

$$Ead_{12} = 20670(30) = 620,100; \quad Ete_{12} = 17350(2.99) = 51,876.50$$

$$Ead_8 / Ete_8 = 11.9734 \quad 1 + Ead_{14} / Ete_{14} = 1 + 11.9734 = 12.9734$$

$$Ead_{10} / Ete_{10} = 12.0096; \quad 1 + Ead_{16} / Ete_{16} = 1 + 12.0096 = 13.0096$$

$$Ead_{12} / Ete_{12} = 11.9533; \quad 1 + Ead_{18} / Ete_{18} = 1 + 11.9533 = 12.9533$$

$$\sqrt{1 + \frac{Ead_{14}}{Ete_{14}}} = 3.6018$$

$$\sqrt{1 + \frac{Ead_{16}}{Ete_{16}}} = 3.6068$$

$$\sqrt{1 + \frac{Ead_{18}}{Ete_{18}}} = 3.5990$$

Cálculo de la sobrepresión con la ecuación de **Allievi:**

$$hi_8 = 303.195 / 3.6018 = 84.1772 \text{ m}$$

$$hi_{10} = 194.01 / 3.6068 = 53.79 \text{ m}$$

$$hi_{18} = 134.705 / 3.599 = 37.4284 \text{ m}$$

sobrepresión absorbida por la válvula 80%

$$R.P_{14} = 80\%Hi_{14} = 84.1772(0.8) = 67.34 \text{ m}$$

$$R.P_{16} = 80\%Hi_{16} = 53.79(0.8) = 43.032 \text{ m}$$

$$R.P_{18} = 80\%Hi_{18} = 37.4284(0.8) = 29.9427 \text{ m}$$

sobrepresión absorbida por la tubería 20%

$$20\%Hi_{14} = 84.1772(0.2) = 16.8354 \text{ m}$$

$$20\%Hi_{16} = 53.79(0.2) = 10.758 \text{ m}$$

$$20\%Hi_{18} = 37.4284(0.2) = 7.4856 \text{ m}$$

Presión total, se determina con la expresión:

$$Ht_{14} = 16.83 + 128.96 = 145.79 \text{ m, esto equivale a una presión de } 14.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ht_{16} = 10.758 + 98.83 = 109.58 \text{ m, esto equivale a una presión de } 10.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ht_{18} = 7.4856 + 90.65 = 98.13 \text{ m, esto equivale a una presión de } 9.81 \text{ kg/cm}^2$$

Esto, significa que para estas presiones, el espesor para cada tubería propuesto anteriormente, es aceptable.

C) Volúmenes de obra y costos de la tubería

Los conceptos que integran los costos son los referidos anteriormente cuyos precios se obtienen de catalogo de P.U. CNA y DGCOH, estos volúmenes de obra se resumen en la **Tabla IV.3.4**

D) Resumen del costo anual por bombeo

$$kwh_8 = 133.53(0.7457) = 99.57 \text{ kwh}$$

$$kwh_{10} = 102.95(0.7457) = 76.76 \text{ kwh}$$

$$kwh_{12} = 93.86(0.7457) = 70.00 \text{ kwh}$$

Costo por hora de bombeo

$$CHB_8 = 99.57(0.7008) = \$69.78$$

$$CHB_{10} = 76.76(0.7008) = \$53.79$$

$$CHB_{12} = 70.00(0.7008) = \$49.06$$

Cargo anual de bombeo

$$CAB_8 = 69.78(8760) = \$ 611,272.80$$

$$CAB_{10} = 53.79(8760) = \$ 471,200.40$$

$$CAB_{12} = 49.06(8760) = \$429,765.60$$

Cargo anual de amortización de la conducción 15 años al 12% anual

$$CAa_8 = 1,101,278.59(0.147) = 161,887.95$$

$$CAa_{10} = 1,423,181.73(0.147) = 209,207.71$$

$$CAa_{12} = 1,949,678.07(0.147) = 286,602.67$$

Costo anual de bombeo para operación de 365 días

$$CABO_8 = 611,272.80 + 161,887.95 = \$ 773,160.75$$

$$CABO_{10} = 471,200.40 + 209,207.71 = \$ 680,408.11$$

$$CABO_{12} = 429,765.60 + 286,602.67 = \$ 716,368.27$$

De este análisis el diámetro más económico resulta de 250 mm (10") de polietileno clase RD = 11, pero en este caso se utilizara 300 mm, RD-11, por las razones ya expuestas en el subcapítulo IV.2.2.6, paso 3 de este trabajo.

A.2.1 Línea de conducción AO-8 - San Diego II

Calculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy-Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud tramo (m)	Q _{diseño} (m ³ /s)	Diametro (m)	Velocidad (m/s)	f	hf (m)	Piezometrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
1	0+000	604,72	603,27	0,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0000	668,60	65,33	RD-17
2	0+020	603,78	602,33	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,53	66,20	RD-17
3	0+040	604,22	602,77	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,45	65,68	RD-17
4	0+060	604,67	603,22	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,38	65,16	RD-17
5	0+080	605,11	603,66	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,30	64,64	RD-17
6	0+100	605,56	604,11	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,23	64,12	RD-17
7	0+120	606	604,55	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,16	63,61	RD-17
8	0+140	606,44	604,99	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,08	63,09	RD-17
9	0+160	606,89	605,44	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	668,01	62,57	RD-17
10	0+180	607,33	605,88	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,93	62,05	RD-17
11	0+190	607,56	606,11	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,90	61,79	RD-17
12	0+200	606,76	605,31	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,86	62,55	RD-17
13	0+220	605,99	604,54	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,79	63,25	RD-17
14	0+240	602,99	601,54	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,71	66,17	RD-17
15	0+250	601,5	600,05	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,68	67,63	RD-17
16	0+260	601,36	599,91	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,64	67,73	RD-17
17	0+280	601,01	599,56	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,56	68,00	RD-17
18	0+290	601,95	600,5	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,53	67,03	RD-17
19	0+300	601,46	600,01	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,49	67,48	RD-17
20	0+320	600,48	599,03	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,42	68,39	RD-17
21	0+330	600	598,55	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,38	68,83	RD-17
22	0+340	597,78	596,33	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,34	71,01	RD-13.5
23	0+350	594,67	593,22	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,31	74,09	RD-13.5
24	0+360	593,82	592,37	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	667,27	74,90	RD-13.5
25	0+380	592,12	590,67	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,20	76,53	RD-13.5
26	0+400	593,57	592,12	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,12	75,00	RD-13.5
27	0+420	592,38	590,93	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	667,05	76,12	RD-13.5
28	0+440	591,36	589,91	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,97	77,06	RD-13.5
29	0+460	593	591,55	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,90	75,35	RD-13.5
30	0+480	592,74	591,29	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,83	75,54	RD-13.5
31	0+500	592,47	591,02	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,75	75,73	RD-13.5
32	0+520	592,21	590,76	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,68	75,92	RD-13.5
33	0+540	591,96	590,51	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,60	76,09	RD-13.5
34	0+560	591,6	590,15	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,53	76,38	RD-13.5
35	0+580	591,25	589,8	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,46	76,66	RD-13.5
36	0+600	590,89	589,44	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,38	76,94	RD-13.5
37	0+620	590,54	589,09	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,31	77,22	RD-13.5
38	0+640	590	588,55	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,23	77,68	RD-13.5
39	0+660	587,5	586,05	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,16	80,11	RD-13.5
40	0+670	586,25	584,8	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	666,12	81,32	RD-13.5
41	0+675	585,63	584,18	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	666,10	81,92	RD-13.5
42	0+680	584,38	582,93	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	666,09	83,16	RD-13.5
43	0+700	586,67	585,22	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	666,01	80,79	RD-13.5
44	0+720	586,67	585,22	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,94	80,72	RD-13.5
45	0+740	586,82	585,37	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,86	80,49	RD-13.5
46	0+760	582,72	581,27	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,79	84,52	RD-13.5
47	0+780	586,25	584,8	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,72	80,92	RD-13.5
48	0+800	580	578,55	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,64	87,09	RD-13.5
49	0+820	574	572,55	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,57	93,02	RD-11
50	0+840	573,8	572,35	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,49	93,14	RD-11
51	0+850	574	572,55	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	665,46	92,91	RD-11
52	0+860	574,92	573,47	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	665,42	91,95	RD-11
53	0+880	576,77	575,32	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,35	90,03	RD-11
54	0+900	578,62	577,17	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,27	88,10	RD-13.5
55	0+915	580	578,55	15,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0281	665,22	86,67	RD-13.5
56	0+920	580,56	579,11	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	665,20	86,09	RD-13.5
57	0+933	582	580,55	13,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0244	665,15	84,60	RD-13.5
58	0+935	582,14	580,69	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	665,14	84,45	RD-13.5
59	0+955	583,52	582,07	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	665,07	83,00	RD-13.5
60	0+962	584	582,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	665,04	82,49	RD-13.5
61	0+965	584,6	583,15	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	665,03	81,88	RD-13.5
62	0+972	586	584,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	665,01	80,46	RD-13.5
63	0+975	586,43	584,98	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	664,99	80,01	RD-13.5
64	0+986	588	586,55	11,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0206	664,95	78,40	RD-13.5
65	0+995	588,78	587,33	9,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0169	664,92	77,59	RD-13.5
66	1+009	590	588,55	14,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0262	664,87	76,32	RD-13.5
67	1+015	591,5	590,05	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	664,85	74,80	RD-13.5
68	1+017	592	590,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	664,84	74,29	RD-13.5
69	1+035	593,2	591,75	18,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0337	664,77	73,02	RD-13.5
70	1+047	594	592,55	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	664,73	72,18	RD-13.5
71	1+055	594,69	593,24	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	664,70	71,46	RD-13.5
72	1+070	596	594,55	15,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0281	664,64	70,09	RD-13.5

Nota: A todas las elevaciones sumar los 2000 msnm

A.2.1 Línea de conducción AO-8 - San Diego II

Cálculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy-Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud tramo (m)	$Q_{diseño}$ (m ³ /s)	Diametro (m)	Velocidad (m/s)	f	hf (m)	Piezométrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
73	1+075	596,37	594,92	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	664,62	69,70	RD-17
74	1+095	597,48	596,03	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	664,55	68,52	RD-17
75	1+097	598	596,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	664,54	67,99	RD-17
76	1+115	599,89	598,44	18,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0337	664,48	66,04	RD-17
77	1+116	600	598,55	1,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0019	664,47	65,92	RD-17
78	1+134	600	598,55	18,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0337	664,41	65,86	RD-17
79	1+135	600,04	598,59	1,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0019	664,40	65,81	RD-17
80	1+155	600,82	599,37	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	664,33	64,96	RD-17
81	1+175	601,61	600,16	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	664,25	64,09	RD-17
82	1+185	602	600,55	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	664,22	63,67	RD-17
83	1+195	602,31	600,86	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	664,18	63,32	RD-17
84	1+215	602,92	601,47	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	664,11	62,64	RD-17
85	1+235	602,4	600,95	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	664,03	63,08	RD-17
86	1+241	602	600,55	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	664,01	63,46	RD-17
87	1+255	604	602,55	14,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0262	663,96	61,41	RD-17
88	1+265	604,1	602,65	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	663,92	61,27	RD-17
89	1+275	604,2	602,75	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	663,88	61,13	RD-17
90	1+295	604,4	602,95	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	663,81	60,86	RD-17
91	1+300	604,44	602,99	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	663,79	60,80	RD-17
92	1+315	605,03	603,58	15,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0281	663,74	60,16	RD-17
93	1+335	605,81	604,36	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	663,66	59,30	RD-17
94	1+340	606	604,55	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	663,64	59,09	RD-17
95	1+350	606	604,55	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	663,61	59,06	RD-17
96	1+355	606,46	605,01	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	663,59	58,58	RD-17
97	1+365	607,36	606,91	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	663,55	57,64	RD-17
98	1+372	608	606,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	663,53	56,98	RD-17
99	1+375	608,16	606,71	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	663,51	56,80	RD-17
100	1+395	609,24	607,79	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	663,44	55,65	RD-21
101	1+409	610	608,55	14,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0262	663,39	54,84	RD-21
102	1+415	610,33	608,88	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	663,37	54,49	RD-21
103	1+420	610,83	609,38	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	663,35	53,97	RD-21
104	1+434	612	610,55	14,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0262	663,30	52,75	RD-21
105	1+440	612,09	610,64	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	663,27	52,63	RD-21
106	1+460	612,31	610,86	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	663,20	52,34	RD-21
107	1+470	613,659	612,209	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	663,16	50,95	RD-21
108	1+478	614	612,55	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	663,13	50,58	RD-21
109	1+480	614,14	612,69	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	663,13	50,44	RD-21
110	1+500	615,51	614,06	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	663,05	48,99	RD-21
111	1+507	616	614,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	663,03	48,48	RD-21
112	1+520	617,08	615,63	13,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0244	662,98	47,35	RD-21
113	1+531	618	616,55	11,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0206	662,94	46,39	RD-21
114	1+540	618,64	617,19	9,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0169	662,90	45,71	RD-21
115	1+559	620	618,55	19,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0356	662,83	44,28	RD-26
116	1+560	620,06	618,61	1,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0019	662,83	44,22	RD-26
117	1+580	621,31	619,86	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	662,76	42,90	RD-26
118	1+591	622	620,55	11,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0206	662,72	42,17	RD-26
119	1+600	622,75	621,3	9,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0169	662,68	41,38	RD-26
120	1+612	624	622,55	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	662,64	40,09	RD-26
121	1+620	625,23	623,78	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	662,61	38,83	RD-26
122	1+625	626	624,55	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	662,59	38,04	RD-26
123	1+640	627,11	625,66	15,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0281	662,53	36,87	RD-26
124	1+650	627,85	626,4	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	662,50	36,10	RD-26
125	1+653	628	626,55	2,50	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0047	662,49	35,94	RD-32,5
126	1+660	628,14	626,69	7,50	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0141	662,46	35,77	RD-32,5
127	1+663	628	626,55	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	662,45	35,90	RD-32,5
128	1+670	626,44	624,99	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	662,42	37,43	RD-32,5
129	1+672	626	624,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	662,42	37,87	RD-32,5
130	1+678	625,5	624,05	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	662,39	38,34	RD-32,5
131	1+680	625,75	624,3	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	662,39	38,09	RD-32,5
132	1+682	626	624,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	662,38	37,83	RD-32,5
133	1+688	626,63	625,18	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	662,36	37,18	RD-32,5
134	1+700	626,42	624,97	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	662,31	37,34	RD-32,5
135	1+716	628	626,55	16,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0300	662,25	35,70	RD-32,5
136	1+720	628,42	626,97	4,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0075	662,24	35,27	RD-32,5
137	1+728	629,26	627,81	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	662,21	34,40	RD-32,5
138	1+735	630	628,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	662,18	33,63	RD-32,5
139	1+740	630,36	628,91	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	662,16	33,25	RD-32,5
140	1+760	631,74	630,29	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	662,09	31,80	RD-32,5
141	1+763	632	630,55	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	662,08	31,53	RD-32,5
142	1+780	632,77	631,32	17,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0319	662,02	30,70	RD-32,5
143	1+800	633,67	632,22	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	661,94	29,72	RD-32,5
144	1+809	634	632,55	9,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0169	661,91	29,36	RD-32,5

Nota: A todas las elevaciones sumar los 2000 msnm

A.2.1 Línea de conducción AO-8 - San Diego II

Calculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy-Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud tramo (m)	$Q_{diseño}$ (m ³ /s)	Diametro (m)	Velocidad (m/s)	f	hf (m)	Piezometrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
145	1+820	635	633,55	11,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0206	661,87	28,32	RD-32,5
146	1+826	635,35	633,9	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	661,85	27,95	RD-41
147	1+830	635,56	634,11	4,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0075	661,83	27,72	RD-41
148	1+839	636	634,55	9,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0169	661,80	27,25	RD-41
149	1+840	636,29	634,84	1,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0019	661,79	26,95	RD-41
150	1+846	638	636,55	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	661,77	25,22	RD-41
151	1+856	640	638,55	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	661,74	23,19	RD-41
152	1+860	640,25	638,8	4,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0075	661,72	22,92	RD-41
153	1+870	640,86	639,41	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	661,68	22,27	RD-41
154	1+872	641	639,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	661,68	22,13	RD-41
155	1+880	641,53	640,08	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	661,65	21,57	RD-41
156	1+887	642	640,55	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	661,62	21,07	RD-41
157	1+900	642,84	641,39	13,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0244	661,57	20,18	RD-41
158	1+910	643,48	642,03	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	661,54	19,51	RD-41
159	1+920	643,91	642,46	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	661,50	19,04	RD-41
160	1+922	644	642,55	2,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0037	661,49	18,94	RD-41
161	1+940	645,72	644,27	18,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0337	661,42	17,15	RD-41
162	1+943	646	644,55	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	661,41	16,86	RD-41
163	1+955	647,06	645,61	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	661,37	15,76	RD-41
164	1+960	647,34	645,89	5,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0094	661,35	15,46	RD-41
165	1+972	648	646,55	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	661,31	14,76	RD-41
166	1+980	649,23	647,78	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	661,28	13,50	RD-41
167	1+990	649,92	648,47	10,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0187	661,24	12,77	RD-41
168	1+993	650	648,55	3,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0056	661,23	12,68	RD-41
169	2+000	650,17	648,72	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	661,20	12,48	RD-41
170	2+008	650,53	649,08	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	661,17	12,09	RD-41
171	2+020	651,65	650,2	12,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0225	661,13	10,93	RD-41
172	2+024	652	650,55	4,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0075	661,11	10,56	RD-41
173	2+040	652,64	651,19	16,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0300	661,05	9,86	RD-41
174	2+060	653,44	651,99	20,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0375	660,98	8,99	RD-41
175	2+074	654	652,55	14,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0262	660,93	8,38	RD-41
176	2+080	654,52	653,07	6,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0112	660,91	7,84	RD-41
177	2+084	654,87	653,42	4,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0075	660,89	7,47	RD-41
178	2+100	655,93	654,48	16,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0300	660,83	6,35	RD-41
179	2+101	656	654,55	1,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0019	660,83	6,28	RD-41
180	2+120	656,68	655,23	19,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0356	660,76	5,53	RD-41
181	2+133	656	654,55	13,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0244	660,71	6,16	RD-41
182	2+140	656,06	654,61	7,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0131	660,68	6,07	RD-41
183	2+148	656,13	654,68	8,00	0,1782	0,45	1,121	0,01318	0,0150	660,66	5,98	RD-41
Suma=									4,0261			

A.2.2 Línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5

Cálculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy - Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud (m)	$Q_{diseño}$ (m ³ /s)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	f	hf (m)	Piezométrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
1	0+000	745,780	744,530	0,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0000	837,4143	92,8843	RD-11
2	0+008	746,000	744,750	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	837,3871	92,8371	RD-11
3	0+010	746,385	745,135	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	837,3803	92,2453	RD-11
4	0+020	746,400	745,150	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	837,3463	92,1963	RD-11
5	0+040	746,320	745,070	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	837,2782	92,2082	RD-11
6	0+060	746,769	745,519	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	837,2102	91,6912	RD-11
7	0+080	746,833	745,583	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	837,1422	91,5592	RD-11
8	0+100	747,000	745,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	837,0741	91,3241	RD-11
9	0+110	748,000	746,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	837,0401	90,2901	RD-11
10	0+120	748,583	747,333	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	837,0061	89,6731	RD-13,5
11	0+140	748,333	747,083	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,9380	89,8550	RD-13,5
12	0+160	748,584	747,334	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,8700	89,5360	RD-13,5
13	0+180	748,769	747,519	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,8019	89,2829	RD-13,5
14	0+190	749,166	747,916	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,7679	88,8519	RD-13,5
15	0+200	749,000	747,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,7339	88,9839	RD-13,5
16	0+220	749,080	747,830	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,6658	88,8358	RD-13,5
17	0+240	749,091	747,841	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,5978	88,7568	RD-13,5
18	0+250	749,200	747,950	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,5638	88,6138	RD-13,5
19	0+260	749,000	747,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,5298	88,7798	RD-13,5
20	0+278	750,000	748,750	18,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0389	836,4685	87,7185	RD-13,5
21	0+280	750,670	749,420	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	836,4617	87,0417	RD-13,5
22	0+284	752,000	750,750	4,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	836,4481	85,6981	RD-13,5
23	0+290	752,970	751,720	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0130	836,4277	84,7077	RD-13,5
24	0+300	753,300	752,050	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,3937	84,3437	RD-13,5
25	0+320	753,100	751,850	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,3256	84,4756	RD-13,5
26	0+340	753,086	751,836	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,2576	84,4216	RD-13,5
27	0+348	752,000	750,750	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	836,2304	85,4804	RD-13,5
28	0+350	751,733	750,483	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	836,2236	85,7406	RD-13,5
29	0+360	751,400	750,150	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,1895	86,0395	RD-13,5
30	0+370	751,684	750,434	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,1555	85,7215	RD-13,5
31	0+380	751,300	750,050	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	836,1215	86,0715	RD-13,5
32	0+400	751,309	750,059	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	836,0534	85,9944	RD-13,5
33	0+420	751,538	750,288	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,9854	85,6974	RD-13,5
34	0+430	750,571	749,321	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,9514	86,6304	RD-13,5
35	0+440	750,375	749,125	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,9174	86,7924	RD-13,5
36	0+450	751,157	749,907	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,8833	85,9763	RD-13,5
37	0+460	751,777	750,527	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,8493	85,3223	RD-13,5
38	0+470	751,494	750,244	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,8153	85,5713	RD-13,5
39	0+480	751,414	750,164	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,7813	85,8173	RD-13,5
40	0+490	751,375	750,125	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,7472	85,6222	RD-13,5
41	0+500	751,333	750,083	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,7132	85,6302	RD-13,5
42	0+503	752,000	750,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	835,7030	84,9530	RD-13,5
43	0+510	753,555	752,305	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	835,6792	83,3742	RD-13,5
44	0+513	754,000	752,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0085	835,6690	82,9190	RD-13,5
45	0+520	755,200	753,950	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	835,6452	81,6952	RD-13,5
46	0+526	756,000	754,750	6,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0130	835,6248	80,8748	RD-13,5
47	0+540	757,142	755,892	14,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0302	835,5771	79,6851	RD-13,5
48	0+560	757,236	755,986	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,5091	79,5231	RD-13,5
49	0+580	756,750	755,500	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,4410	79,9410	RD-13,5
50	0+593	756,000	754,750	13,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0281	835,3968	80,6468	RD-13,5
51	0+600	755,166	753,916	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	835,3730	81,4570	RD-13,5
52	0+610	755,153	753,903	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,3390	81,4360	RD-13,5
53	0+620	755,230	753,980	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	835,3050	81,3250	RD-13,5
54	0+640	755,185	753,935	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,2369	81,3019	RD-13,5
55	0+660	755,416	754,166	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,1688	81,0029	RD-13,5
56	0+680	755,391	754,141	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,1008	80,9598	RD-13,5
57	0+700	755,186	753,936	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	835,0328	81,0968	RD-13,5
58	0+720	755,091	753,841	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,9647	81,1237	RD-13,5
59	0+740	755,000	753,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,8967	81,1467	RD-13,5
60	0+760	754,842	753,592	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,8287	81,2367	RD-13,5
61	0+769	754,684	753,434	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	834,7980	81,3640	RD-13,5
62	0+770	754,673	753,423	1,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0022	834,7946	81,3716	RD-13,5
63	0+780	754,800	753,550	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,7606	81,2106	RD-13,5
64	0+800	754,933	753,683	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,6926	81,0096	RD-13,5
65	0+820	754,823	753,573	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,6245	81,0515	RD-13,5
66	0+840	754,888	753,638	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,5565	80,9185	RD-13,5
67	0+860	754,764	753,514	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,4884	80,9744	RD-13,5
68	0+870	754,000	752,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,4544	81,7044	RD-13,5
69	0+880	753,230	751,980	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,4204	82,4404	RD-13,5
70	0+900	752,941	751,691	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,3523	82,6613	RD-13,5
71	0+920	752,789	751,539	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	834,2843	82,7453	RD-13,5

A.2.2 Línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5
Calculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy - Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud (m)	Q diseño (m³/s)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	f	h _f (m)	Piezométrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
72	0+928	752,667	751,417	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	834,2571	82,8401	RD-13,5
73	0+930	752,857	751,607	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	834,2503	82,6433	RD-13,5
74	0+940	753,809	752,559	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,2163	81,6573	RD-13,5
75	0+942	754,000	752,750	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	834,2094	81,4594	RD-13,5
76	0+950	755,066	753,816	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	834,1822	80,3662	RD-13,5
77	0+957	756,000	754,750	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	834,1584	79,4084	RD-13,5
78	0+960	756,166	754,916	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	834,1482	79,2322	RD-13,5
79	0+970	756,722	755,472	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,1142	78,6422	RD-13,5
80	0+980	757,277	756,027	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	834,0802	78,0532	RD-13,5
81	0+993	758,000	756,750	13,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0281	834,0359	77,2859	RD-13,5
82	1+000	758,241	756,991	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	834,0121	77,0211	RD-13,5
83	1+020	758,931	757,681	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,9441	76,2631	RD-13,5
84	1+040	759,621	758,371	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,8760	75,5050	RD-13,5
85	1+051	760,000	758,750	11,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0238	833,8386	75,0886	RD-13,5
86	1+060	760,000	758,750	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	833,8080	75,0580	RD-13,5
87	1+061	760,000	758,750	0,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0011	833,8063	75,0563	RD-13,5
88	1+061	760,000	758,750	0,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0011	833,8046	75,0546	RD-13,5
89	1+080	760,422	759,172	19,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0410	833,7399	74,5679	RD-13,5
90	1+100	760,866	759,616	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,6719	74,0559	RD-13,5
91	1+120	761,311	760,061	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,6039	73,5429	RD-13,5
92	1+131	761,333	760,083	11,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0238	833,5664	73,4834	RD-13,5
93	1+140	761,200	759,950	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	833,5358	73,5858	RD-13,5
94	1+160	761,190	759,940	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,4678	73,5278	RD-13,5
95	1+180	761,651	760,401	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,3997	72,9987	RD-13,5
96	1+200	760,875	759,625	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	833,3317	73,7067	RD-13,5
97	1+210	761,181	759,931	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	833,2977	73,3667	RD-13,5
98	1+220	762,000	760,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	833,2636	72,5136	RD-13,5
99	1+236	764,000	762,750	16,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0348	833,2092	70,4592	RD-13,5
100	1+240	764,667	763,417	4,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	833,1956	69,7786	RD-17
101	1+249	766,000	764,750	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	833,1650	68,4150	RD-17
102	1+257	768,000	766,750	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	833,1377	66,3977	RD-17
103	1+260	768,571	767,321	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	833,1275	65,8065	RD-17
104	1+268	770,000	768,750	7,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0162	833,1020	64,3520	RD-17
105	1+273	772,000	770,750	5,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0108	833,0850	62,3350	RD-17
106	1+278	774,000	772,750	5,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0119	833,0663	60,3163	RD-17
107	1+280	774,211	772,961	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	833,0595	60,0885	RD-17
108	1+288	775,157	773,907	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	833,0323	59,1253	RD-17
109	1+290	775,444	774,194	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	833,0255	58,8315	RD-17
110	1+296	776,000	774,750	6,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0130	833,0051	58,2551	RD-17
111	1+300	776,363	775,113	4,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	832,9915	57,8785	RD-17
112	1+318	778,000	776,750	18,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0389	832,9302	56,1802	RD-17
113	1+320	778,190	776,940	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	832,9234	55,9834	RD-21
114	1+339	780,000	778,750	19,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0410	832,8588	54,1088	RD-21
115	1+340	780,500	779,250	1,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0022	832,8554	53,6054	RD-21
116	1+343	782,000	780,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	832,8452	52,0952	RD-21
117	1+348	784,000	782,750	5,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0108	832,8281	50,0781	RD-21
118	1+360	784,827	783,577	12,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0259	832,7873	49,2103	RD-21
119	1+377	786,000	784,750	17,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0367	832,7295	47,9795	RD-21
120	1+380	786,261	785,011	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	832,7193	47,7083	RD-21
121	1+400	788,000	786,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	832,6512	45,9012	RD-21
122	1+403	788,375	787,125	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	832,6410	45,5160	RD-21
123	1+413	789,538	788,288	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	832,6070	44,3190	RD-26
124	1+420	790,000	788,750	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	832,5832	43,8332	RD-26
125	1+424	791,333	790,083	4,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	832,5696	42,4866	RD-26
126	1+426	792,000	790,750	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	832,5628	41,8128	RD-26
127	1+430	792,571	791,321	4,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	832,5492	41,2282	RD-26
128	1+440	794,000	792,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	832,5151	39,7651	RD-26
129	1+448	796,000	794,750	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	832,4879	37,7379	RD-26
130	1+455	798,000	796,750	7,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0151	832,4641	35,7141	RD-32,5
131	1+460	798,645	797,395	5,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0108	832,4471	35,0521	RD-32,5
132	1+471	800,000	798,750	10,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0227	832,4114	33,6814	RD-32,5
133	1+471	800,105	798,855	0,50	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0011	832,4097	33,5547	RD-32,5
134	1+480	802,000	800,750	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	832,3791	31,6291	RD-32,5
135	1+490	804,000	802,750	10,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0216	832,3450	29,5950	RD-32,5
136	1+498	806,000	804,750	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	832,3178	27,5678	RD-41
137	1+500	806,363	805,113	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	832,3110	27,1980	RD-41
138	1+503	806,909	805,659	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0086	832,3008	26,6418	RD-41
139	1+512	807,000	805,750	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	832,2702	26,5202	RD-41
140	1+520	807,309	806,059	8,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0173	832,2430	26,1840	RD-41
141	1+540	807,568	806,318	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	832,1749	25,8569	RD-41
142	1+546	808,000	806,750	6,20	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0134	832,1538	25,4038	RD-41

A.2.2 Línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5
Calculo de las pérdidas por la ecuación de Darcy - Weisbach y línea piezométrica

No.	Cadenamiento (km)	C. Terreno (msnm)	C. Plantilla (msnm)	Longitud (m)	Q _{diseño} (m ³ /s)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	f	hf (m)	Piezométrica (msnm)	Presión (m)	Material PE tipo
143	1+560	809,100	807,850	13,80	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0298	832,1069	24,2569	RD-41
144	1+580	808,967	807,717	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	832,0388	24,3218	RD-41
145	1+600	809,384	808,134	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,9708	23,8368	RD-41
146	1+617	809,440	808,190	17,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0367	831,9130	23,7230	RD-41
147	1+620	809,667	808,417	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	831,9027	23,4857	RD-41
148	1+623	810,000	808,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	831,8925	23,1425	RD-41
149	1+640	811,454	810,204	17,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0367	831,8347	21,6307	RD-41
150	1+680	811,272	810,022	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,7667	21,7447	RD-41
151	1+671	812,000	810,750	11,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0238	831,7292	20,9792	RD-41
152	1+680	812,923	811,673	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	831,6988	20,0256	RD-41
153	1+700	812,360	811,110	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,6306	20,5206	RD-41
154	1+720	812,450	811,200	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,5625	20,3625	RD-41
155	1+740	813,500	812,250	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,4945	19,2445	RD-41
156	1+760	814,000	812,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,4264	18,6764	RD-41
157	1+780	815,556	814,306	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,3584	17,0524	RD-41
158	1+800	816,000	814,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,2903	16,5403	RD-41
159	1+820	816,000	814,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,2223	16,4723	RD-41
160	1+840	815,714	814,464	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,1543	16,6903	RD-41
161	1+860	815,389	814,139	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,0862	16,9472	RD-41
162	1+880	815,667	814,417	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	831,0182	16,6012	RD-41
163	1+900	815,667	814,417	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,9501	16,5331	RD-41
164	1+920	815,386	814,136	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,8821	16,7461	RD-41
165	1+940	816,000	814,750	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,8140	16,0640	RD-41
166	1+960	816,600	815,350	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,7460	15,3960	RD-41
167	1+980	817,250	816,000	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,6779	14,6779	RD-41
168	2+000	817,500	816,250	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,6099	14,3599	RD-41
169	2+020	817,600	816,350	20,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0432	830,5419	14,1919	RD-41
170	2+023	818,000	816,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	830,5317	13,7817	RD-41
171	2+032	820,000	818,750	9,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0194	830,5010	11,7510	RD-41
172	2+035	822,000	820,750	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	830,4908	9,7408	RD-41
173	2+037	822,667	821,417	2,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0043	830,4840	9,0670	RD-41
174	2+040	823,667	822,417	3,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0065	830,4738	8,0568	RD-41
175	2+041	824,000	822,750	1,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0022	830,4704	7,7204	RD-41
176	2+047	826,000	824,750	6,00	0,0657	0,3	0,930	0,014716	0,0130	830,4500	5,7000	RD-41
								Suma*	4,4226			

ANEXO A.3 ANALISIS DE LOS VOLUMENES DE OBRA

A.3.1 Analisis de los volúmenes de obra para excavación y rellenos Línea de conducción AO-8 - San Diego II

Cad. (km)	Cota T (msnm)	L (m)	Ø INT (pulg)	Ø EXT* (m)	Rasante (msnm)	Corte (m)	Corte Prom (m)	Base (m)	Plantilla (m)	Vol. Exc. (m³)	cama (m²)	Relleno compactado (m³)	relleno a volteo (m³)	Volumen Tubo (m³)	Area de trabajo (m²)
0+100	605,56	100	18	0,5036	604,16	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+200	606,76	100	18	0,5036	605,36	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+300	601,48	100	18	0,5036	600,06	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+400	593,57	100	18	0,5036	592,17	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+500	592,47	100	18	0,5036	591,07	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+600	590,89	100	18	0,5036	589,49	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+700	586,67	100	18	0,5036	585,27	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+800	580	100	18	0,5036	578,60	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
0+900	578,62	100	18	0,5036	577,22	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+009	590	109	18	0,5036	588,60	1,40	1,40	1,10	0,05	168,29	6,00	74,64	65,945	21,71	119,90
1+115	599,89	106	18	0,5036	598,49	1,40	1,40	1,10	0,05	163,66	5,83	72,59	64,13	21,11	116,60
1+215	602,92	100	18	0,5036	601,52	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+315	605,03	100	18	0,5036	603,63	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+415	610,33	100	18	0,5036	608,93	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+500	615,51	85	18	0,5036	614,11	1,40	1,40	1,10	0,05	131,24	4,68	58,21	51,425	16,93	93,50
1+600	622,75	100	18	0,5036	621,35	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+700	626,42	100	18	0,5036	625,02	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+800	633,67	100	18	0,5036	632,27	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
1+900	642,84	100	18	0,5036	641,44	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
2+000	650,17	100	18	0,5036	648,77	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
2+100	655,93	100	18	0,5036	654,53	1,40	1,40	1,10	0,05	154,40	5,50	68,48	60,5	19,92	110,00
2+148	656,13	48	18	0,5036	654,73	1,40	1,40	1,10	0,05	74,11	2,64	32,87	29,04	9,56	52,80
Sumas:										3316,43	118,14	1470,89	1299,54	427,85	2362,80

A.3.2 Analisis de los volúmenes de obra para excavación y rellenos Línea de conducción Zacamulpa - Santa Rosa Xochiac No. 5

Cad. (km)	Cota T (msnm)	L (m)	Ø INT (pulg)	Ø EXT* (m)	Rasante (msnm)	Corte (m)	Corte Prom (m)	Base (m)	Plantilla (m)	Vol. Exc. (m³)	cama (m²)	Relleno compactado (m³)	relleno a volteo (m³)	Volumen Tubo (m³)	Area de trabajo (m²)
0+100	747,00	100	12	0,36	745,74	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+200	749,00	100	12	0,36	747,74	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+300	753,30	100	12	0,36	752,04	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+400	751,31	100	12	0,36	750,05	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+500	751,33	100	12	0,36	750,07	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+600	755,17	100	12	0,36	753,91	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+700	755,19	100	12	0,36	753,93	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+800	754,93	100	12	0,36	753,67	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
0+900	752,94	100	12	0,36	751,68	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+000	758,24	100	12	0,36	756,98	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+100	760,87	100	12	0,36	759,61	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+200	760,88	100	12	0,36	759,62	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+300	776,36	100	12	0,36	775,10	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+400	788,00	100	12	0,36	786,74	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+500	809,38	100	12	0,36	805,10	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+600	809,38	100	12	0,36	808,12	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+700	812,36	100	12	0,36	811,10	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+800	816,00	100	12	0,36	814,74	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
1+900	815,67	100	12	0,36	814,41	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
2+000	817,50	100	12	0,36	816,24	1,26	1,26	0,85	0,05	107,08	4,25	45,92	46,75	10,17	85,00
2+047	826,00	47	12	0,36	824,74	1,26	1,26	0,85	0,05	50,33	2,00	21,58	21,97	4,78	39,95
Sumas:										2191,99	87,00	939,89	956,97	208,13	1739,95

A.4 RESULTADOS DEL PROGRAMA ANÁLISIS HIDRÁULICO EN TUBERIAS AH

A.4.1 RESULTADOS LÍNEA AO-8 – SAN DIEGO II

RESULTADOS PARA LOS NODOS

No.	NODO	TIPO	DESCRIPCION	C.PIEZ. (m)	COTA T. ¹ (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
1	1	14	BOMBA (que para)	664.48	603.27	61.21	-183.52
2	2	0	NUDO SIMPLE	664.44	602.33	62.11	0.00
3	3	0	NUDO SIMPLE	664.40	602.77	61.63	0.00
4	4	0	NUDO SIMPLE	664.36	603.22	61.14	0.00
5	5	0	NUDO SIMPLE	664.32	603.66	60.66	0.00
6	6	0	NUDO SIMPLE	664.28	604.11	60.17	0.00
7	7	0	NUDO SIMPLE	664.24	604.55	59.69	0.00
8	8	0	NUDO SIMPLE	664.20	604.99	59.21	0.00
9	9	0	NUDO SIMPLE	664.16	605.44	58.72	0.00
10	10	0	NUDO SIMPLE	664.12	605.88	58.24	0.00
11	11	0	NUDO SIMPLE	664.10	606.11	57.99	0.00
12	12	0	NUDO SIMPLE	664.08	605.31	58.77	0.00
13	13	0	NUDO SIMPLE	664.04	604.54	59.50	0.00
14	14	0	NUDO SIMPLE	664.00	601.54	62.46	0.00
15	15	0	NUDO SIMPLE	663.98	600.05	63.93	0.00
16	16	0	NUDO SIMPLE	663.96	599.91	64.05	0.00
17	17	0	NUDO SIMPLE	663.92	599.56	64.36	0.00
18	18	0	NUDO SIMPLE	663.90	600.50	63.40	0.00
19	19	0	NUDO SIMPLE	663.88	600.01	63.87	0.00
20	20	0	NUDO SIMPLE	663.83	599.03	64.80	0.00
21	21	0	NUDO SIMPLE	663.79	596.33	67.46	0.00
22	22	0	NUDO SIMPLE	663.77	593.22	70.55	0.00
23	23	0	NUDO SIMPLE	663.75	592.37	71.38	0.00
24	24	0	NUDO SIMPLE	663.71	590.67	73.04	0.00
25	25	0	NUDO SIMPLE	663.67	592.12	71.55	0.00
26	26	0	NUDO SIMPLE	663.63	590.93	72.70	0.00
27	27	0	NUDO SIMPLE	663.59	589.91	73.68	0.00
28	28	0	NUDO SIMPLE	663.55	591.55	72.00	0.00
29	29	0	NUDO SIMPLE	663.51	591.29	72.22	0.00
30	30	0	NUDO SIMPLE	663.47	591.02	72.45	0.00
31	31	0	NUDO SIMPLE	663.43	590.76	72.67	0.00
32	32	0	NUDO SIMPLE	663.39	590.51	72.88	0.00
33	33	0	NUDO SIMPLE	663.35	590.15	73.20	0.00
34	34	0	NUDO SIMPLE	663.31	589.80	73.51	0.00
35	35	0	NUDO SIMPLE	663.27	589.44	73.83	0.00
36	36	0	NUDO SIMPLE	663.23	589.09	74.14	0.00
37	37	0	NUDO SIMPLE	663.18	588.55	74.63	0.00
38	38	0	NUDO SIMPLE	663.14	586.05	77.09	0.00
39	39	0	NUDO SIMPLE	663.12	584.80	78.32	0.00
40	40	0	NUDO SIMPLE	663.11	584.18	78.93	0.00
41	41	0	NUDO SIMPLE	663.10	582.93	80.17	0.00
42	42	0	NUDO SIMPLE	663.06	585.22	77.84	0.00
43	43	0	NUDO SIMPLE	663.02	585.22	77.80	0.00
44	44	0	NUDO SIMPLE	662.98	585.37	77.61	0.00
45	45	0	NUDO SIMPLE	662.94	581.27	81.67	0.00
46	46	0	NUDO SIMPLE	662.90	584.80	78.10	0.00
47	47	0	NUDO SIMPLE	662.86	578.55	84.31	0.00
48	48	0	NUDO SIMPLE	662.82	572.55	90.27	0.00
49	49	0	NUDO SIMPLE	662.78	572.35	90.43	0.00

RESULTADOS PARA LOS NODOS

NO. NODO	TIPO	DESCRIPCION	C. PIEZ. (m)	COTA T. (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
50 50	0	NUDO SIMPLE	662.76	572.55	90.21	0.00
51 51	0	NUDO SIMPLE	662.74	573.47	89.27	0.00
52 52	0	NUDO SIMPLE	662.70	575.32	87.38	0.00
53 53	0	NUDO SIMPLE	662.66	577.17	85.49	0.00
54 54	0	NUDO SIMPLE	662.63	578.55	84.08	0.00
55 55	0	NUDO SIMPLE	662.62	579.11	83.51	0.00
56 56	0	NUDO SIMPLE	662.59	580.69	81.90	0.00
57 57	0	NUDO SIMPLE	662.54	582.07	80.47	0.00
58 58	0	NUDO SIMPLE	662.50	584.98	77.52	0.00
59 59	0	NUDO SIMPLE	662.46	587.33	75.13	0.00
60 60	0	NUDO SIMPLE	662.42	590.05	72.37	0.00
61 61	0	NUDO SIMPLE	662.38	591.75	70.63	0.00
62 62	0	NUDO SIMPLE	662.34	593.24	69.10	0.00
63 63	0	NUDO SIMPLE	662.30	594.92	67.38	0.00
64 64	0	NUDO SIMPLE	662.26	596.03	66.23	0.00
65 65	0	NUDO SIMPLE	662.26	596.55	65.71	0.00
66 66	0	NUDO SIMPLE	662.22	598.44	63.78	0.00
67 67	0	NUDO SIMPLE	662.18	598.59	63.59	0.00
68 68	0	NUDO SIMPLE	662.14	599.37	62.77	0.00
69 69	0	NUDO SIMPLE	662.10	600.16	61.94	0.00
70 70	0	NUDO SIMPLE	662.06	600.86	61.20	0.00
71 71	0	NUDO SIMPLE	662.02	601.47	60.55	0.00
72 72	0	NUDO SIMPLE	661.98	600.95	61.03	0.00
73 73	0	NUDO SIMPLE	661.96	600.55	61.41	0.00
74 74	0	NUDO SIMPLE	661.94	602.55	59.39	0.00
75 75	0	NUDO SIMPLE	661.92	602.65	59.27	0.00
76 76	0	NUDO SIMPLE	661.89	602.75	59.14	0.00
77 77	0	NUDO SIMPLE	661.85	602.95	58.90	0.00
78 78	0	NUDO SIMPLE	661.84	602.99	58.85	0.00
79 79	0	NUDO SIMPLE	661.81	603.58	58.23	0.00
80 80	0	NUDO SIMPLE	661.77	604.36	57.41	0.00
81 81	0	NUDO SIMPLE	661.74	604.55	57.19	0.00
82 82	0	NUDO SIMPLE	661.73	605.01	56.72	0.00
83 83	0	NUDO SIMPLE	661.71	605.91	55.80	0.00
84 84	0	NUDO SIMPLE	661.70	606.55	55.15	0.00
85 85	0	NUDO SIMPLE	661.69	606.71	54.98	0.00
86 86	0	NUDO SIMPLE	661.65	607.79	53.86	0.00
87 87	0	NUDO SIMPLE	661.61	608.88	52.73	0.00
88 88	0	NUDO SIMPLE	661.60	609.38	52.22	0.00
89 89	0	NUDO SIMPLE	661.56	610.64	50.92	0.00
90 90	0	NUDO SIMPLE	661.52	610.86	50.66	0.00
91 91	0	NUDO SIMPLE	661.50	612.21	49.29	0.00
92 92	0	NUDO SIMPLE	661.48	612.69	48.79	0.00
93 93	0	NUDO SIMPLE	661.44	614.06	47.38	0.00
94 94	0	NUDO SIMPLE	661.40	615.63	45.77	0.00
95 95	0	NUDO SIMPLE	661.38	616.55	44.83	0.00
96 96	0	NUDO SIMPLE	661.36	617.19	44.17	0.00
97 97	0	NUDO SIMPLE	661.32	618.61	42.71	0.00
98 98	0	NUDO SIMPLE	661.28	619.86	41.42	0.00
99 99	0	NUDO SIMPLE	661.23	621.30	39.93	0.00
100 100	0	NUDO SIMPLE	661.19	623.78	37.41	0.00
101 101	0	NUDO SIMPLE	661.18	624.55	36.63	0.00
102 102	0	NUDO SIMPLE	661.15	625.66	35.49	0.00
103 103	0	NUDO SIMPLE	661.13	626.40	34.73	0.00

RESULTADOS PARA LOS NODOS

No. NODO	TIPO	DESCRIPCION	C.PIEZ. (m)	COTA T. (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
104	104	0 NUDO SIMPLE	661.11	626.69	34.42	0.00
105	105	0 NUDO SIMPLE	661.09	624.99	36.10	0.00
106	106	0 NUDO SIMPLE	661.08	624.05	37.03	0.00
107	107	0 NUDO SIMPLE	661.07	624.55	36.52	0.00
108	108	0 NUDO SIMPLE	661.06	625.18	35.88	0.00
109	109	0 NUDO SIMPLE	661.03	624.97	36.06	0.00
110	110	0 NUDO SIMPLE	660.99	626.97	34.02	0.00
111	111	0 NUDO SIMPLE	660.97	627.81	33.16	0.00
112	112	0 NUDO SIMPLE	660.95	628.91	32.04	0.00
113	113	0 NUDO SIMPLE	660.91	630.29	30.62	0.00
114	114	0 NUDO SIMPLE	660.87	631.32	29.55	0.00
115	115	0 NUDO SIMPLE	660.83	632.22	28.61	0.00
116	116	0 NUDO SIMPLE	660.79	633.55	27.24	0.00
117	117	0 NUDO SIMPLE	660.78	633.90	26.88	0.00
118	118	0 NUDO SIMPLE	660.77	624.11	36.66	0.00
119	119	0 NUDO SIMPLE	660.75	634.84	25.91	0.00
120	120	0 NUDO SIMPLE	660.74	636.55	24.19	0.00
121	121	0 NUDO SIMPLE	660.71	638.55	22.16	0.00
122	122	0 NUDO SIMPLE	660.69	639.41	21.28	0.00
123	123	0 NUDO SIMPLE	660.68	639.55	21.13	0.00
124	124	0 NUDO SIMPLE	660.65	640.55	20.10	0.00
125	125	0 NUDO SIMPLE	660.63	641.39	19.24	0.00
126	126	0 NUDO SIMPLE	660.61	642.08	18.53	0.00
127	127	0 NUDO SIMPLE	660.58	642.46	18.12	0.00
128	128	0 NUDO SIMPLE	660.54	644.27	16.27	0.00
129	129	0 NUDO SIMPLE	660.51	645.61	14.90	0.00
130	130	0 NUDO SIMPLE	660.50	645.89	14.61	0.00
131	131	0 NUDO SIMPLE	660.46	647.78	12.68	0.00
132	132	0 NUDO SIMPLE	660.44	648.47	11.97	0.00
133	133	0 NUDO SIMPLE	660.41	649.08	11.33	0.00
134	134	0 NUDO SIMPLE	660.38	650.20	10.18	0.00
135	135	0 NUDO SIMPLE	660.34	651.19	9.15	0.00
136	136	0 NUDO SIMPLE	660.30	651.99	8.31	0.00
137	137	0 NUDO SIMPLE	660.26	653.07	7.19	0.00
138	138	0 NUDO SIMPLE	660.22	654.48	5.74	0.00
139	139	0 NUDO SIMPLE	660.22	654.55	5.67	0.00
140	140	0 NUDO SIMPLE	660.18	655.23	4.95	0.00
141	141	0 NUDO SIMPLE	660.14	654.61	5.53	0.00
142	142	7 TANQUE (nivel constant	660.13	654.68	5.45	5.31
143	143	34 CONSUMO (fijo)	660.12	654.68	5.44	178.21

RESULTADOS PARA LOS NODOS ESPECIALES

No. NODO	TIPO	DESCRIPCION	PARAMETROS
1	14	BOMBA (que para)	
			Nivel ag. en la toma 603.22 m
			Q de una bomba 91.76 L/s
			Q est. de bombeo 183.52 L/s
			Carga de la bomba 75.76 m
			Efic. de la bomba 78.09 %
			Altura de succión 2.70 m
			Potencia de la bomba 87.27 kW
			Potencia del motor 92.74 kW

R E S U L T A D O S P A R A L O S T R A M O S

No.	TRAMO	TI PO	N O D O S Inicial Final	LONGITUD	Rug. (mm)	DIAM. (mm)	GASTO (L/s)	VEL. (m/s)	PERDIDAS (m)
1	1	0	1 2	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
2	2	0	2 3	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
3	3	0	3 4	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
4	4	0	4 5	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
5	5	0	5 6	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
6	6	0	6 7	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
7	7	0	7 8	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
8	8	0	8 9	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
9	9	0	9 10	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
10	10	0	10 11	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
11	11	0	11 12	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
12	12	0	12 13	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
13	13	0	13 14	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
14	14	0	14 15	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
15	15	0	15 16	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
16	16	0	16 17	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
17	17	0	17 18	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
18	18	0	18 19	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
19	19	0	19 20	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
20	20	0	20 21	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
21	21	0	21 22	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
22	22	0	22 23	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
23	23	0	23 24	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
24	24	0	24 25	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
25	25	0	25 26	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
26	26	0	26 27	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
27	27	0	27 28	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
28	28	0	28 29	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
29	29	0	29 30	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
30	30	0	30 31	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
31	31	0	31 32	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
32	32	0	32 33	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
33	33	0	33 34	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
34	34	0	34 35	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
35	35	0	35 36	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
36	36	0	36 37	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
37	37	0	37 38	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
38	38	0	38 39	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
39	39	0	39 40	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
40	40	0	40 41	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
41	41	0	41 42	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
42	42	0	42 43	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
43	43	0	43 44	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
44	44	0	44 45	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
45	45	0	45 46	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
46	46	0	46 47	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
47	47	0	47 48	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
48	48	0	48 49	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
49	49	0	49 50	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
50	50	0	50 51	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
51	51	0	51 52	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
52	52	0	52 53	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
53	53	0	53 54	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03

R E S U L T A D O S P A R A L O S T R A M O S

No.	TRAMO	TI PO	N O D O S Inicial Final	LONGITUD	Rug. (mm)	DIAM. (mm)	GASTO (L/s)	VEL. (m/s)	PERDIDAS (m)
54	54	0	54 55	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
55	55	0	55 56	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
56	56	0	56 57	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
57	57	0	57 58	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
58	58	0	58 59	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
59	59	0	59 60	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
60	60	0	60 61	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
61	61	0	61 62	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
62	62	0	62 63	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
63	63	0	63 64	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
64	64	0	64 65	2.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.00
65	65	0	65 66	18.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
66	66	0	66 67	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
67	67	0	67 68	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
68	68	0	68 69	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
69	69	0	69 70	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
70	70	0	70 71	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
71	71	0	71 72	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
72	72	0	72 73	6.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
73	73	0	73 74	14.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
74	74	0	74 75	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
75	75	0	75 76	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
76	76	0	76 77	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
77	77	0	77 78	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
78	78	0	78 79	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
79	79	0	79 80	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
80	80	0	80 81	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
81	81	0	81 82	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
82	82	0	82 83	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
83	83	0	83 84	7.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
84	84	0	84 85	3.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
85	85	0	85 86	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
86	86	0	86 87	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
87	87	0	87 88	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
88	88	0	88 89	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
89	89	0	89 90	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
90	90	0	90 91	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
91	91	0	91 92	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
92	92	0	92 93	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
93	93	0	93 94	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
94	94	0	94 95	11.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
95	95	0	95 96	9.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
96	96	0	96 97	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
97	97	0	97 98	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
98	98	0	98 99	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
99	99	0	99 100	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
100	100	0	100 101	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
101	101	0	101 102	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
102	102	0	102 103	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
103	103	0	103 104	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
104	104	0	104 105	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
105	105	0	105 106	8.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
106	106	0	106 107	4.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01

R E S U L T A D O S P A R A L O S T R A M O S

No.	TRAMO	TI PO	N O D O S Inicial Final	LONGITUD	Rug. (mm)	DIAM. (mm)	GASTO (L/s)	VEL. (m/s)	PERDIDAS (m)
107	107	0	107 108	6.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
108	108	0	108 109	12.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
109	109	0	109 110	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
110	110	0	110 111	8.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
111	111	0	111 112	12.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
112	112	0	112 113	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
113	113	0	113 114	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
114	114	0	114 115	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
115	115	0	115 116	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
116	116	0	116 117	6.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
117	117	0	117 118	4.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
118	118	0	118 119	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
119	119	0	119 120	6.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
120	120	0	120 121	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
121	121	0	121 122	14.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
122	122	0	122 123	2.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.00
123	123	0	123 124	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
124	124	0	124 125	13.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
125	125	0	125 126	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
126	126	0	126 127	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
127	127	0	127 128	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
128	128	0	128 129	15.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.03
129	129	0	129 130	5.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
130	130	0	130 131	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
131	131	0	131 132	10.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
132	132	0	132 133	18.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
133	133	0	133 134	12.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.02
134	134	0	134 135	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
135	135	0	135 136	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
136	136	0	136 137	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
137	137	0	137 138	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
138	138	0	138 139	1.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.00
139	139	0	139 140	19.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
140	140	0	140 141	20.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.04
141	141	0	141 142	4.00	0.0132	450.0	183.52	1.15	0.01
142	142	0	142 143	4.00	0.0132	450.0	178.21	1.12	0.01

ⁱ Nota: A todas las elevaciones sumar 2000 msnm

A.4 RESULTADOS DEL PROGRAMA ANÁLISIS HIDRÁULICO EN TUBERÍAS AH

A.4.2 RESULTADOS LINEA ZACAMULPA – SANTA ROSA XOCHIAC NO.5

RESULTADOS PARA LOS NODOS

No. NODO	TIPO	DESCRIPCION	C. PIEZ. (m)	COTA T. ¹ (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
1 1	14	BOMBA (que para)	833.68	744.53	89.15	-66.85
2 2	0	NUDO SIMPLE	833.66	744.75	88.91	0.00
3 3	0	NUDO SIMPLE	833.63	745.15	88.48	0.00
4 4	0	NUDO SIMPLE	833.59	745.07	88.52	0.00
5 5	0	NUDO SIMPLE	833.54	745.52	88.02	0.00
6 6	0	NUDO SIMPLE	833.49	745.58	87.91	0.00
7 7	0	NUDO SIMPLE	833.45	745.75	87.70	0.00
8 8	0	NUDO SIMPLE	833.40	747.33	86.07	0.00
9 9	0	NUDO SIMPLE	833.36	747.08	86.28	0.00
10 10	0	NUDO SIMPLE	833.31	747.33	85.98	0.00
11 11	0	NUDO SIMPLE	833.27	747.52	85.75	0.00
12 12	0	NUDO SIMPLE	833.22	747.75	85.47	0.00
13 13	0	NUDO SIMPLE	833.17	747.83	85.34	0.00
14 14	0	NUDO SIMPLE	833.13	747.84	85.29	0.00
15 15	0	NUDO SIMPLE	833.08	747.75	85.33	0.00
16 16	0	NUDO SIMPLE	833.04	749.42	83.62	0.00
17 17	0	NUDO SIMPLE	832.99	752.05	80.94	0.00
18 18	0	NUDO SIMPLE	832.95	751.85	81.10	0.00
19 19	0	NUDO SIMPLE	832.90	751.84	81.06	0.00
20 20	0	NUDO SIMPLE	832.85	750.15	82.70	0.00
21 21	0	NUDO SIMPLE	832.81	750.05	82.76	0.00
22 22	0	NUDO SIMPLE	832.76	750.06	82.70	0.00
23 23	0	NUDO SIMPLE	832.72	750.29	82.43	0.00
24 24	0	NUDO SIMPLE	832.67	749.13	83.54	0.00
25 25	0	NUDO SIMPLE	832.62	750.53	82.09	0.00
26 26	0	NUDO SIMPLE	832.58	750.16	82.42	0.00
27 27	0	NUDO SIMPLE	832.53	750.08	82.45	0.00
28 28	0	NUDO SIMPLE	832.49	753.95	78.54	0.00
29 29	0	NUDO SIMPLE	832.44	755.89	76.55	0.00
30 30	0	NUDO SIMPLE	832.40	755.99	76.41	0.00
31 31	0	NUDO SIMPLE	832.35	755.50	76.85	0.00
32 32	0	NUDO SIMPLE	832.30	753.92	78.38	0.00
33 33	0	NUDO SIMPLE	832.26	753.98	78.28	0.00
34 34	0	NUDO SIMPLE	832.21	753.94	78.27	0.00
35 35	0	NUDO SIMPLE	832.17	754.17	78.00	0.00
36 36	0	NUDO SIMPLE	832.12	754.14	77.98	0.00
37 37	0	NUDO SIMPLE	832.08	753.94	78.14	0.00
38 38	0	NUDO SIMPLE	832.03	753.84	78.19	0.00
39 39	0	NUDO SIMPLE	831.98	753.75	78.23	0.00
40 40	0	NUDO SIMPLE	831.94	753.59	78.35	0.00
41 41	0	NUDO SIMPLE	831.89	753.55	78.34	0.00
42 42	0	NUDO SIMPLE	831.85	753.68	78.17	0.00
43 43	0	NUDO SIMPLE	831.80	753.57	78.23	0.00
44 44	0	NUDO SIMPLE	831.76	753.64	78.12	0.00
45 45	0	NUDO SIMPLE	831.71	753.51	78.20	0.00
46 46	0	NUDO SIMPLE	831.66	751.98	79.68	0.00
47 47	0	NUDO SIMPLE	831.62	751.69	79.93	0.00
48 48	0	NUDO SIMPLE	831.57	751.54	80.03	0.00
49 49	0	NUDO SIMPLE	831.53	752.56	78.97	0.00

RESULTADOS PARA LOS NODOS

No.	N O D O	TIPO	D E S C R I P C I O N	C. PIEZ. (m)	COTA T. (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
50	50	0	NUDO SIMPLE	831.48	754.92	76.56	0.00
51	51	0	NUDO SIMPLE	831.43	756.03	75.40	0.00
52	52	0	NUDO SIMPLE	831.39	756.99	74.40	0.00
53	53	0	NUDO SIMPLE	831.34	757.68	73.66	0.00
54	54	0	NUDO SIMPLE	831.30	758.37	72.93	0.00
55	55	0	NUDO SIMPLE	831.25	758.75	72.50	0.00
56	56	0	NUDO SIMPLE	831.21	759.17	72.04	0.00
57	57	0	NUDO SIMPLE	831.16	759.62	71.54	0.00
58	58	0	NUDO SIMPLE	831.11	760.06	71.05	0.00
59	59	0	NUDO SIMPLE	831.07	759.95	71.12	0.00
60	60	0	NUDO SIMPLE	831.02	759.94	71.08	0.00
61	61	0	NUDO SIMPLE	830.98	760.40	70.58	0.00
62	62	0	NUDO SIMPLE	830.93	759.63	71.30	0.00
63	63	0	NUDO SIMPLE	830.89	760.75	70.14	0.00
64	64	0	NUDO SIMPLE	830.84	763.42	67.42	0.00
65	65	0	NUDO SIMPLE	830.79	767.32	63.47	0.00
66	66	0	NUDO SIMPLE	830.75	772.96	57.79	0.00
67	67	0	NUDO SIMPLE	830.70	775.11	55.59	0.00
68	68	0	NUDO SIMPLE	830.66	776.94	53.72	0.00
69	69	0	NUDO SIMPLE	830.61	779.25	51.36	0.00
70	70	0	NUDO SIMPLE	830.57	783.58	46.99	0.00
71	71	0	NUDO SIMPLE	830.52	785.01	45.51	0.00
72	72	0	NUDO SIMPLE	830.47	786.75	43.72	0.00
73	73	0	NUDO SIMPLE	830.43	788.75	41.68	0.00
74	74	0	NUDO SIMPLE	830.38	792.75	37.63	0.00
75	75	0	NUDO SIMPLE	830.34	797.40	32.94	0.00
76	76	0	NUDO SIMPLE	830.29	800.75	29.54	0.00
77	77	0	NUDO SIMPLE	830.24	805.11	25.13	0.00
78	78	0	NUDO SIMPLE	830.20	806.06	24.14	0.00
79	79	0	NUDO SIMPLE	830.15	806.32	23.83	0.00
80	80	0	NUDO SIMPLE	830.11	807.85	22.26	0.00
81	81	0	NUDO SIMPLE	830.06	807.72	22.34	0.00
82	82	0	NUDO SIMPLE	830.02	808.13	21.89	0.00
83	83	0	NUDO SIMPLE	829.97	808.42	21.55	0.00
84	84	0	NUDO SIMPLE	829.92	810.20	19.72	0.00
85	85	0	NUDO SIMPLE	829.88	810.02	19.86	0.00
86	86	0	NUDO SIMPLE	829.83	811.67	18.16	0.00
87	87	0	NUDO SIMPLE	829.79	811.11	18.68	0.00
88	88	0	NUDO SIMPLE	829.74	811.20	18.54	0.00
89	89	0	NUDO SIMPLE	829.70	812.25	17.45	0.00
90	90	0	NUDO SIMPLE	829.65	812.75	16.90	0.00
91	91	0	NUDO SIMPLE	829.60	814.31	15.29	0.00
92	92	0	NUDO SIMPLE	829.56	814.75	14.81	0.00
93	93	0	NUDO SIMPLE	829.51	814.75	14.76	0.00
94	94	0	NUDO SIMPLE	829.47	814.46	15.01	0.00
95	95	0	NUDO SIMPLE	829.42	814.14	15.28	0.00
96	96	0	NUDO SIMPLE	829.38	814.42	14.96	0.00
97	97	0	NUDO SIMPLE	829.33	814.42	14.91	0.00
98	98	0	NUDO SIMPLE	829.28	814.14	15.14	0.00
99	99	0	NUDO SIMPLE	829.24	814.75	14.49	0.00
100	100	0	NUDO SIMPLE	829.19	815.35	13.84	0.00
101	101	0	NUDO SIMPLE	829.15	816.00	13.15	0.00
102	102	0	NUDO SIMPLE	829.10	816.25	12.85	0.00
103	103	0	NUDO SIMPLE	829.05	816.35	12.70	0.00

RESULTADOS PARA LOS NODOS

No. NODO	TIPO	DESCRIPCION	C. PIEZ. (m)	COTA T. (m)	PRESION (m)	CONSUMO (L/s)
104 104	0	NUDO SIMPLE	829.01	822.42	6.59	0.00
105 105	0	NUDO SIMPLE	829.01	822.75	6.26	0.00
106 106	7	TANQUE (nivel constant	829.00	824.75	4.25	1.14
107 107	34	CONSUMO (fijo)	828.99	824.75	4.24	65.71

RESULTADOS PARA LOS NODOS ESPECIALES

No. NODO	TIPO	DESCRIPCION	PARAMETROS	
1 1	14	BOMBA (que para)		
		Nivel ag. en la toma	744.28 m	
		Q de una bomba	66.85 L/s	
		Q est. de bombeo	66.85 L/s	
		Carga de la bomba	91.48 m	
		Efic. de la bomba	82.82 %	
		Altura de succión	2.70 m	
		Potencia de la bomba	72.40 kW	
		Potencia del motor	78.01 kW	

RESULTADOS PARA LOS TRAMOS

No. TRAMO	TIPO	NODOS PO Inicial Final	LONGITUD	Rug. (mm)	DIAM. (mm)	GASTO (L/s)	VEL. (m/s)	PERDIDAS (m)
1 1	0 1	2	8.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.02
2 2	0 2	3	12.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.03
3 3	0 3	4	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
4 4	0 4	5	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
5 5	0 5	6	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
6 6	0 6	7	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
7 7	0 7	8	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
8 8	0 8	9	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
9 9	0 9	10	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
10 10	0 10	11	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
11 11	0 11	12	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
12 12	0 12	13	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
13 13	0 13	14	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
14 14	0 14	15	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
15 15	0 15	16	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
16 16	0 16	17	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
17 17	0 17	18	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
18 18	0 18	19	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
19 19	0 19	20	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
20 20	0 20	21	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
21 21	0 21	22	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
22 22	0 22	23	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
23 23	0 23	24	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
24 24	0 24	25	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
25 25	0 25	26	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
26 26	0 26	27	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
27 27	0 27	28	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05

R E S U L T A D O S P A R A L O S T R A M O S

No. TRAMO	TI NODOS		LONGITUD	Rug.	DIAM.	GASTO	VEL.	PERDIDAS	
	PO	Inicial							Final
28 28	0	28	29	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
29 29	0	29	30	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
30 30	0	30	31	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
31 31	0	31	32	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
32 32	0	32	33	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
33 33	0	33	34	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
34 34	0	34	35	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
35 35	0	35	36	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
36 36	0	36	37	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
37 37	0	37	38	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
38 38	0	38	39	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
39 39	0	39	40	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
40 40	0	40	41	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
41 41	0	41	42	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
42 42	0	42	43	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
43 43	0	43	44	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
44 44	0	44	45	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
45 45	0	45	46	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
46 46	0	46	47	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
47 47	0	47	48	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
48 48	0	48	49	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
49 49	0	49	50	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
50 50	0	50	51	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
51 51	0	51	52	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
52 52	0	52	53	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
53 53	0	53	54	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
54 54	0	54	55	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
55 55	0	55	56	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
56 56	0	56	57	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
57 57	0	57	58	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
58 58	0	58	59	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
59 59	0	59	60	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
60 60	0	60	61	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
61 61	0	61	62	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
62 62	0	62	63	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
63 63	0	63	64	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
64 64	0	64	65	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
65 65	0	65	66	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
66 66	0	66	67	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
67 67	0	67	68	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
68 68	0	68	69	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
69 69	0	69	70	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
70 70	0	70	71	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
71 71	0	71	72	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
72 72	0	72	73	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
73 73	0	73	74	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
74 74	0	74	75	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
75 75	0	75	76	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
76 76	0	76	77	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
77 77	0	77	78	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
78 78	0	78	79	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
79 79	0	79	80	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
80 80	0	80	81	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
81 81	0	81	82	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05

R E S U L T A D O S P A R A L O S T R A M O S

No. TRAMO	TI	NODOS		LONGITUD	Rug.	DIAM.	GASTO	VEL.	PERDIDAS
	PO	Inicial	Final		(mm)	(mm)	(L/s)	(m/s)	(m)
82 82	0	82	83	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
83 83	0	83	84	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
84 84	0	84	85	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
85 85	0	85	86	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
86 86	0	86	87	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
87 87	0	87	88	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
88 88	0	88	89	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
89 89	0	89	90	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
90 90	0	90	91	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
91 91	0	91	92	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
92 92	0	92	93	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
93 93	0	93	94	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
94 94	0	94	95	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
95 95	0	95	96	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
96 96	0	96	97	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
97 97	0	97	98	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
98 98	0	98	99	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
99 99	0	99	100	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
100 100	0	100	101	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
101 101	0	101	102	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
102 102	0	102	103	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
103 103	0	103	104	20.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.05
104 104	0	104	105	1.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.00
105 105	0	105	106	3.00	0.0147	300.0	66.85	0.95	0.01
106 106	0	106	107	3.00	0.0147	300.0	65.71	0.93	0.01

i Notas: A todas las elevaciones sumar 2000 msnm.

ANEXO "B" ANTEPRESUPUESTOS DE LAS OBRAS PLANTEADAS


ANEXO B.1 ANTEPRESUPUESTO LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SANDIEGO II


RESUMEN


No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
1	Obra de captación				
	1.1 Carcamo de bombeo 54 m ³ cap.	obra	1	\$158.842	\$158.842
2	Obra de Bombeo (183,52 l/s)				
	2.1 Equipamiento Eléctrico	equipo	3	\$232.476	\$697.428
	2.2 Equipamiento Mecánico	equipo	3	\$431.384	\$1.294.152
	2.3 Obra civil	obra	1	\$91.087	\$91.087
3	Línea de Conducción				
	3.1 Conducción en PE de 18" diámetro	km	2,148	\$1.817.030	\$3.902.980
4	Estructuras complementarias				
	4.1 Tanque de regularización 1,845 m ³	obra	1	\$1.049.320	\$1.049.320
5	Dispositivos de control				
	5.1 Cámara de aire (propuesta)	equipo	1	\$129.466	\$129.466
				Subtotal \$	7.323.275
				Actualización precios de diciembre de 1999 \$	7.843.521
				Imprevistos (15%)	1.176.528
				Gran Total \$	9.020.049


Notas: Precios de catalogo de precios unitarios DGCOH, 1998 y CNA, 1999, actualizados hasta dic, 1999

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: CARCAMO DE BOMBEO LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
PRELIMINARES					
1002.02	Deshierbe y desmonte de vegetación para desplante de estructuras	ha	0,0018	1.996,46	\$ 3,59
1003.01	Despalme de material no apto para cimentación o desplantes de terraplenes desperdiciando el material, con acarreo a 40 m.	m ³	4,5	6,43	\$ 28,94
CIMENTACIÓN					
1100.01	Excavación con equipo para zanjas en material común en seco en zona C de 0 a 2 m de profundidad	m ³	8,1	172,68	\$ 1.398,71
4030.01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=100 kg/cm2	m ³	0,9	820,78	\$ 738,70
4030.05	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=250 kg/cm2 para base del tanque	m ³	6,3	1.077,36	\$ 6.787,37
4080.01	Cimbra de madera p/acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	11,9	53,28	\$ 634,03
4090.01	Suministro y colocación de acero de refuerzo	kg	485,1	7,39	\$ 3.584,89
4140.06	Suministro y colocación de banda de PVC de 9"	m	29	138,3	\$ 4.011,86
4090.02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de ø (alambón)	kg	32,4	9,7	\$ 314,28
4080.03	Cimbra de madera para acabado no aparentes en trabes y columnas con una altura de obra falsa hasta 3m	m ²	83,13	104,64	\$ 8.698,39
4080.04	Cimbra de madera para acabado no aparentes en losas con altura de obra falsa hasta 3.60 m	m ²	83,13	80,23	\$ 6.669,52
4080.05	Cimbra de madera para acabado no aparentes en muros hasta 3 m de altura	m ²	102	84,9	\$ 8.659,80
4080.07	Bonificación en cimbra por acabado aparente	m ²	300	27,9	\$ 8.367,00
4030.05	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f'c=250 kg/cm2 p/muros	m ³	30,6	1.077,36	\$ 32.967,22
	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f'c=250 kg/cm2 p/tapa-losa	m ³	3,6	1.077,36	\$ 3.878,50
4140.01	Suministro y colocación de impermeabilizante integral	kg	377,4	8,03	\$ 3.030,52
HERRERÍA					
7001.01	Suministro e instalación de puestas de herrería estructural perfiles Z.T y L, tambor doble de lámina #18	m ²	20	524,30	\$ 10.486,00
7004.03	Esmalte en herrería	m ²	20	26,38	\$ 527,60
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural (vigas IPR, IPS, CPS, etc)	kg	1630	17,47	\$ 28.476,10
VARIOS					
2040.02	Intalación de tubería de PVC con cople integral de 100 mm para respiraderos del tanque, incluye desperdicios	m	50	3,00	\$ 150,00
1004.01	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	12,6	7,1	\$ 89,46
9000.02	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos, material producto de excavación en camión volte, descarga a volteo en camino lomerío suave, terracería	m ³	12,6	5,53	\$ 69,68
9002.02	Acarreo subsecuente al primer kilómetro de material petreo, material producto de excavación en camión volteo en camino lomerío suave	km-m ³	189,0	2,34	\$ 442,26
1131.01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excav.	m ³	1,2	15,44	\$ 18,06
1131.06	Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material traído de Banco	m ³	1,17	91,21	\$ 106,72
1135.01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación	m ³	1,125	3,98	\$ 4,48
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural. (vigas, IPR, IPS, CPS, PLACAS, etc.).	kg	1250	17,47	\$ 21.837,50
ADIC00	Suministro y colocación de rejillas tipo Irving IS-05 (0.32x1.9)	m ²	2,5	950	\$ 2.375,00
ADIC 01	Tipo IS-05(0.48x2.54)	m ²	0,6	1350	\$ 810,00
9001 01	Acarreo carga 1er km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc en camino revestido y lomerío suave pavimentado	Ton.	45	70,87	\$ 3.189,15
9002 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de materiales pétreos, arena, grava, material producto de excavación en camión de volteo en camino revestido y lomerío suave	m ³ -Km	157,5	2	\$ 315,00
9003 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique tubería, etc en camión en camino revestido y lomerío suave	Ton-Km	157,5	1,09	\$ 171,68
				Esta hoja	\$ 158.841,99
				Acumulado	\$ 158.841,99


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCIÓN				
1	Suministro, colocación y pruebas de: Tablero de control de motores, tipo 1, alambrado NEMA B, de lamina de acero cal. 11 USG, para sobreponer, puerta embizagrada, 600V, conteniendo: Voltmetro, amperímetro, conmutadores, TP'S, TC'S, 3x500A, combinación de interruptor termo magnético de 3 x 500 amp. y arrancador magnético a tensión reducida tipo auto transformador, NEMA-6, para controlar motor de 100 HP botonera de arranque y paro transf. de control	Pza	1	5,112.63	\$ 5,112.63
2	Suministro, colocación y pruebas de: Gabinete para servicio interior NEMA-1 tipo caja C de 1.02x0.84x0.414, preparado para recibir los siguientes elementos: Interruptor termo magnético principal de 3 x 500 Amp, 3 fases, 440 vca. Relevadores para interruptor de nivel, capacitor de 25 KVAR con interruptor fusible de 3x30 Amp. y transformador tipo seco de 5 Kva., con relación 440 V. /200-127 V. 3F, 4H, 60 Hz, con interruptor de 3x15Amp.	Pza	1	27,520.00	\$ 27,520.00
3	Interruptor de nivel de material resistente a la corrosión, 127 Vca, 10A, 60hz con 2 electrodos para protección por bajo nivel.	Pza	1	1,058.75	\$ 1,058.75
4	Suministro y colocación de tubo conduit galvanizado pared gruesa, con coples mca. Júpiter o similar en los siguientes diámetros:	m	20	54.92	\$ 1,098.40
	19 mm	m	10	111.89	\$ 1,118.90
5	Suministro y colocación de cable de cobre THW-LS-75°C Marca Condux o similar, en los siguientes calibres:	m	10	78.39	\$ 783.90
	Calibre No. 300 MCM	m	10	2.75	\$ 27.50
	Calibre No. 12 AWG	m	10	0.96	\$ 9.60
8	Suministro y colocación de tubo conduit PVC servicio pesado, con coples mca. duralón o similar en los siguientes diámetros:	m	20	61.67	\$ 1,233.40
	19 mm	m	20	103.33	\$ 2,066.60
9	Suministro y colocación de tubo conduit flexible tipo ficalite (a prueba de líquidos) mca. Omega o similar de:	m	3	90.00	\$ 270.00
	102mm	m	2	26.25	\$ 52.50
10	Suministro y colocación de conector recto para tubo flexible mca. OMEGA o similar de:	Pza	2	41.88	\$ 83.75
	19 mm	Pza	4	92.25	\$ 369.00
	102 mm	Pza	8	59.13	\$ 473.00
11	Suministro y colocación de registro condulet serie ovalada marca Crouse Hinds o similar diámetro y tipo LL de 19 mm	Pza	2	477.63	\$ 955.25
12	Suministro y colocación de codo a 90° mca. Júpiter o similar en los siguientes diámetros:	Pza	2	27.50	\$ 55.00
	19 mm	Pza	2	66.25	\$ 132.50
	102 mm				
13	Suministro y colocación de monitor y contratuerca marca OMEGA o similar de:	Pza	4	2.96	\$ 11.85
	19 mm	Pza	4	60.46	\$ 241.85
	102 mm				
14	Suministro y colocación de registro eléctrico de tabique rojo recocado aplanado de mortero cemento y tapa prefabricada con marco y contramarco de 100 x 100 x 100 cm	Pza	4	937.50	\$ 3,750.00
15	Suministro y colocación de material misceláneo: abrazadera tipo uña, taquetes, tornillos, cinta de aislar etc.	LOTE	1	2,500.00	\$ 2,500.00
16	Suministro y colocación de extinguidor de 12 kg de polvo químico seco ABC	Pza	1	850.00	\$ 850.00
SISTEMA DE TIERRAS					
1	Suministro y colocación de cable de cobre desnudo trenzado clase 600 V, mca. Condux o similar calibre:	m	15	18.75	\$ 281.25
	Calibre No. 2 AWG	m	10	48.69	\$ 486.88
	Calibre No. 2/0 awg	m	70	72.38	\$ 5,066.25
	Calibre No. 4/0 awg				
2	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de paso y tope de calibre 4/0 a 4/0 cat. TAC-2Q2Q, cartucho # 150	Pza	8	881.25	\$ 7,050.00
3	Suministro y colocación de conexión "GL" cable a zapata en los siguientes calibres: 2 Awg	Pza	4	693.75	\$ 2,775.00
	2/0 AWG	Pza	2	693.75	\$ 1,387.50
				Esta hoja	\$ 66,821.26
				Acumulado	\$ 66,821.26


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO LINEA DE CONDUCCION AQ-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCIÓN				
4	Suministro y colocación de conexión "XA" de un cable de paso y dos derivaciones de calibre 4/0 a 4/0 cat. XAM -2Q2Q, cartucho #250.	Pza	3	881,25	\$ 2.643,75
5	Suministro y colocación de conexión cable a varilla de tierra en posición "T" cat. GYE-162Q, cartucho # 115	Pza	7	2.173,75	\$ 15.216,25
6	Suministro y colocación de varilla de tierra cadweld de 5/8" y 3 m.	Pza	8	148,75	\$ 1.190,00
7	Suministro y colocación de tubo de albañal diámetro 100 mm y 500 mm de longitud mca. Condumex	Pza	8	87,38	\$ 699,00
8	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de paso y tope de calibre 4/0 a 2/0 cat. TAC-2Q2G, cartucho # 90	Pza	3	881,25	\$ 2.643,75
9	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de paso y tope de calibre 4/0 a 2 cat. TAC-2QIV, cartucho # 90	Pza	2	881,25	\$ 1.762,50
SUBESTACIÓN ELÉCTRICA					
1	Suministro y colocación de transformador de potencia de 300 Kva., 13.8 - 44/22 KV, 60 Hz, 3 fases, enfriamiento OA, conexión delta-estrella, montaje en pedestal.	Pza	1	77.250,00	\$ 77.250,00
2	Suministro y colocación de cortacircuitos fusible de potencia de 30 Amp., 13.8 KV, 60 Hz, montaje en cruceta	Pza	3	1.075,00	\$ 3.225,00
3	Apartarrayos auto valvular de óxido de zinc, servicio interperie clase 12 KV	Pza	3	812,50	\$ 2.437,50
4	Poste de concreto octagonal PC-11-700 de 11 m de longitud y 700 kg de resistencia.	Pza	1	2.000,00	\$ 2.000,00
5	Suministro y colocación de cruceta galvanizada de 102 x 2500 mm de longitud PT-250	Pza	4	1.062,50	\$ 4.250,00
6	Abrazadera de fierro redondo CFE UC, 2U	Pza	4	312,50	\$ 1.250,00
7	Abrazadera de fierro galvanizado CFE 1BS	Pza	4	343,75	\$ 1.375,00
8	Aislador de suspensión sintético 1S	Pza	3	468,75	\$ 1.406,25
9	Perno doble rosca de 16 x 18 mm	Pza	6	93,75	\$ 562,50
10	Ojo RE y moldura RE	Pza	3	218,75	\$ 656,25
11	Arandela 1AC	Pza	9	63,75	\$ 573,75
12	Grapa RAL 8	Pza	3	113,75	\$ 341,25
13	Punta apartarrayos de 0.3 mm	Pza	1	1.137,50	\$ 1.137,50
14	Base de concreto armado de 1.5 x 1.5 x 1.5 m	Pza	1	3.887,50	\$ 3.887,50
15	Alambre de cobre desnudo cal. 4 AWG	m	27	197,38	\$ 5.329,13
16	Cable de cobre desnudo calibre 2/0 AWG	m	15	72,38	\$ 1.085,63
17	Tubo liquatite de 102 mm de diámetro	m	1,5	90,00	\$ 135,00
18	Conector recto para tubo liquatite de 102 mm	Pza	2	41,88	\$ 83,75
19	Tubo conduit de Fo. Go pared gruesa de 102 mm de diámetro	m	5	111,89	\$ 559,43
20	Cople de Fo. Go. conduit de 102 mm de diámetro	Pza	2	29,38	\$ 58,75
21	Monitor y contratuerca de 102 mm de diámetro	Pza	2	60,46	\$ 120,93
22	Garganta para boquillas de baja tensión	Pza	1	1.046,25	\$ 1.046,25
23	Tapa para nicho de medición de triplay de 65x65x1.9 cm	Pza	1	671,25	\$ 671,25
24	Base soquet de 13 hilos por 20 A alambrada y con block para pruebas	Pza	1	1.296,25	\$ 1.296,25
25	Conector estribo de 1/0 - 3/0 ACSR	Pza	3	321,25	\$ 963,75
26	Conector en línea viva	Pza	3	1.321,25	\$ 3.963,75
27	Cable de acero para retenida de 3/8"φ	m	18	13,75	\$ 247,50
28	Aislador tipo nuez 3R de porcelana	Pza	1	116,88	\$ 116,88
29	Grapa paralela de 4"	Pza	1	316,88	\$ 316,88
30	Perno ancla IP y rosadera 1AC	Pza	1	416,88	\$ 416,88
31	Cono de concreto prefabricado	Pza	1	1.041,88	\$ 1.041,88
32	Arandela plana 2AC	Pza	1	166,25	\$ 166,25
ALUMBRADO INTERIOR Y EXTERIOR					
Suministro y colocación de:					
1	Luminaria tipo suburbana, montaje en poste con brazo, refractor prismático de vidrio endural termorresistente, armadura de aluminio, reactor integrado alto factor de potencia entrada brazo 1 1/2" diám. lámpara 250 WVSAP mca. Holopane en brazo de 500 mm de long. incluye foto celda.	Pza	2	2.087,50	\$ 4.175,00
2	Poste cónico circular de lamina cal. 11 USG., longitud de caña 4.0 m. base inferior 19 cm de diámetro, base superior 9 cm, placa base de 28 x 28 cm, juego de anclas de 25 mm (1") de diám. y 50 cm de long., 10 cm de cuerda standar., incluye base de concreto	Pza	2	3.596,25	\$ 7.192,50
3	Luminario industrial para colgar, laterales abiertos y 2 lámparas fluorescentes de 39 W ,127V, balastra integrada de alto factor de potencia 60 hz.	Pza	4	1.683,75	\$ 6.735,00
4	Cable de cobre THW-LS-90°C mca Condumex o similar calibre No. 12 AWG	m	80	2,75	\$ 220,00
				Esta hoja	\$ 160.450,35
				Acumulado	\$ 227.271,61

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCIÓN				
5	Luminaria tipo wall pack, montaje en pared, refractor prismático de vidrio endurecido termorresistente, armadura de aluminio, reactor integrado alto factor de potencia, lámpara 250 WVM, 127V, mca. Holopane o similar.	Pza	1	1,409.00	\$ 1,409.00
6	Caja registro conduit serie cuadrada tapa y empaque de neopreno Crouse Hinds o similar diámetro y: cat.				
	OE 19 mm	Pza	2	59.13	\$ 118.25
	OX 19 mm	Pza	1	59.13	\$ 59.13
	OLF 19 mm	Pza	7	59.13	\$ 413.88
	OT 19 mm	Pza	2	59.13	\$ 118.25
7	Tubo conduit galvanizado pared delgada, con coples marca Júpiter o similar en los siguientes diámetros: 19 mm	m	20	54.92	\$ 1,098.36
8	Contra y monitor OMEGA o similar de: 19 mm	Pza	7	2.96	\$ 20.74
9	Contacto monofásico 127 V, polarizado, con contra y tapa 2 ventanas Búciño o similar	Pza	9	109.00	\$ 981.00
10	Apegador monofásico, 127 V, 60 Hz, 2 polos, contra y tapa, dos ventanas	Pza	3	96.50	\$ 289.50
11	Centro de carga y distribución, 220/127 VCA, tipo QO-6 zapatas principales 100 Amperes e interruptores derivados 6 de 15 Amp.	Pza	1	696.25	\$ 696.25
				Esta hoja	\$ 5,204.35
				Acumulado	\$ 232,475.96

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO MECANICO LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
1	Bomba centrífuga vertical tipo turbina, lubricación con aceite para carga de 75.76 mca y gasto de 91.76 l/s con 2.7 m de tubo	Pza	1	173.901,4	\$ 173.901,45
2	Primer paso	Pza	1	10.755,00	\$ 10.755,00
3	Paso adicional	Pza	2	18.200,00	\$ 36.400,00
4	Motor eléctrico vertical jaula de ardilla a prueba de goteo aislamiento clase F de 1800 rpm, en 3 fases 60Hz de 100 HP	Pza	1	157.339,4	\$ 157.339,41
5	Junta Dresser Estilo-38 de 8" de diámetro	Pza	1	3.408,89	\$ 3.408,89
6	Válvula de retención tipo columpio de Fofo, interiores en bronce, bridada clase 125 de 8" de diámetro	Pza	1	8.936,89	\$ 8.936,89
7	Válvula de admisión y expulsión de aire de 6" de diámetro, incluye regulador	Pza	1	4.785,00	\$ 4.785,00
8	Manómetro tipo Bourdón con carátula de 64 mm, conexión de 6.35 mm, rosca NPT, incluye válvula de seccionamiento, nipples, coples y amortiguador de pulsaciones de 0 a 14 kg/cm ² .	Pza	1	17.290,00	\$ 17.290,00
9	Medidor de gasto tipo propela de carreta con indicador de gasto instantáneo y totalizador de 6 dígitos, clase 150 de 8" de diámetro.	Pza	1	9.880,00	\$ 9.880,00
10	Extremidad de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 500 mm	Pza	4	759,25	\$ 3.037,01
11	Carreta de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 2500 mm	Pza	1	1.454,57	\$ 1.454,57
12	Tubería de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 2500 mm	Pza	1	1.206,81	\$ 1.206,81
13	Codo de 45° de acero al carbón A234-WPB. Extremos biselados, cedula estándar de 203 mm de diámetro	Pza	2	1.134,88	\$ 2.269,76
14	Extremidad de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 400 mm	Pza	1	719,29	\$ 719,29
				Esta hoja	\$ 431.384,1
				Acumulado	\$ 431.384,1

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: OBRA CIVIL DEL CCM LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCIÓN				
1002 01	Desmonte desentraicé, deshierre y limpia de terreno	ha	0,015	3,993,49	\$ 59,90
1003 01	Despalme de material no apto para cimentación y/o desplante de terraplenes y en bancos de préstamo desperdiciando el material, con acarreo a 40 m	m ³	2	6,43	\$ 12,86
1003 02	Con carga y acarreo de un kilómetro.	m ³	2	24,11	\$ 48,22
1003 03	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	2	7,10	\$ 14,20
1005 01	Limpieza y trazo en el área de trabajo	m ²	20	4,36	\$ 87,20
1010 02	Excavación a mano para zanjas en material común en seco hasta 2 m de profundidad	m ³	22	172,68	\$ 3,798,96
1131 01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de excavación	m ³	5	4,65	\$ 23,25
1131 02	Relleno en zanjas a volteo con material producto de banco.	m ³	2	19,90	\$ 39,80
1131 04	Relleno en zanjas compactado al 85% Proctor, con material producto de la excavación.	m ³	2	51,40	\$ 102,80
1135 01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación.	m ³	1,5	3,98	\$ 5,97
4020 01	Muros de tabique rojo recocido, hasta 6 m de altura, juntado con mortero cemento arena en proporción 1:5 de 14 cm de espesor	m ²	70	114,19	\$ 7,993,30
4030 01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=100 kg/cm ²	m ³	1	820,78	\$ 820,78
4030 04	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=200 kg/cm ²	m ³	15	1,077,36	\$ 16,160,40
4080 01	Cimbra de madera para acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	45	53,28	\$ 2,397,60
4080 02	Cimbra de madera para acabados no aparentes en dadas, castillos y cerramientos.	m ²	26	69,01	\$ 1,794,26
4080 02	Cimbra de madera para acabados no aparentes en losas con altura de obra falsa hasta 3.60 m.	m ²	32	80,23	\$ 2,567,36
4080 07	Bonificación en cimbra por acabado aparente.	m ²	32	27,89	\$ 892,48
4090 01	Suministro y colocación de acero de refuerzo.	kg	1200	7,39	\$ 8,868,00
4090 02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de diámetro (alambón).	kg	250	9,60	\$ 2,400,00
4091 01	Suministro y colocación de malla electro soldada E66.10.10	m ²	28	21,48	\$ 601,44
4100 01	Aplanados y emboquillados, con todos los materiales y mano de obra con mortero cemento-arena 1:3 de 1.5 cm de espesor	m ²	160	47,20	\$ 7,552,00
4100 06	Emboquillados, con todos los materiales y mano de obra con mortero cemento-arena	ml	65	19,99	\$ 1,299,35
4130 01	Acabado de azoteas, con todos los materiales y mano de obra. Entrellado, juntado con mortero cemento arena 1:5	m ²	32	71,62	\$ 2,291,84
4130 01	Escobillado con mortero cemento-arena 1:3.	m ²	32	17,49	\$ 559,68
4130 03	Chaffán con pedacera de tabique asentado y pulido con mortero cemento arena 1:3, de 10X10 cm	m ²	22,4	15,34	\$ 343,62
4140 02	Impermeabilización de azoteas a base de sellador e imprimador, 2 capas de revestimiento, impermeable con membrana de ref. intermedio y acabado aparente.	m ²	32	97,37	\$ 3,115,84
6000 03	Suministro e instalación de bajadas de agua de PVC de 0.10 m de diámetro	m	5	71,27	\$ 356,35
6005 01	Registro de albañal con muro de tabique de 14 cm de espesor aplanado con mortero cemento-arena 1:3, tapa de concreto con marco de fierro de 40X60 cm y 50 cm de profundidad	Pza	2	636,99	\$ 1,273,98
6005 02	Incremento por cada 50 cm de profundidad	Inc.	2	235,76	\$ 471,52
6010 01	Salida para centro de luz o contacto con salida de tubería de poliducto de 3/4" de diámetro	Sal	10	375,71	\$ 3,757,10
7001 01	Suministro e instalación de puertas de herrería estructural, perfiles Z, T y L, tambor doble de lámina del No. 18	m ²	20	382,00	\$ 7,640,00
7002 01	Suministro e instalación de ventanas de herrería estructural, perfiles Z, T y L.	m ²	4,5	348,70	\$ 1,569,15
7003 01	Suministro y colocación de vidrio medio doble de 3 mm	m ²	4,5	85,71	\$ 385,70
7004 01	Suministro y colocación de pintura vinílica en interiores y exteriores (tres manos)	m ²	190	20,51	\$ 3,896,90
7004 03	Esmalte en herrería.	m ²	190	26,38	\$ 5,012,20
9000 01	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos, arena, grava, materiales producto de la excavación en camión volteo, descarga a volteo en camino de terracería	m ³	12	5,16	\$ 61,92
9000 04	Plano terracerías, lomerío suave revestido, lomerío pronunciado pavimentado.	m ³	12	6,41	\$ 76,92
9001 02	Acarreo, carga, 1er km y descarga de cemento, arena, tabique, tubería etc en camino plano de terracería	Ton	10	71,04	\$ 710,40
9002 02	Acarreo kilómetros subsecuentes al primero de materiales pétreos, arena, grava, materiales producto de la excavación en camión volteo, descarga a volteo en camino de terracería	km.m ³	600	2,34	\$ 1,404,00
9003 02	Acarreo kilómetros subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique, tubería, etc. en camión en camino de terracería	km.m ³	500	1,24	\$ 620,00
				Esta hoja	\$ 91,087,24
				Acumulado	\$ 91,087,24

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: LINEA DE CONDUCCION LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCION				
AF13D AF13DD	TRAZO Y NIVELACION PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS Trazo y nivelación para obras hidráulicas para obras, con equipo de topografía, incluyendo materiales para señalamiento.	m ²	2362,80	1,29	\$ 3.048,01
BI12 BI12CC BI12DC	CORTES CON SIERRA EN PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO Corte con sierra en pavimento concreto asfáltico 5,0 cm Demolición de asfalto, incluyendo base de grava cementada para trabajos de bacheo	m ² m ³	2148,00 165,40	5,32 41,87	\$ 11.427,36 \$ 6.925,13
BN15E BN15EB BN15EC	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MANUAL DEL PRODUCTO DE LA DEMOLICION DE CARPETAS ASFALTICAS MEDIDO EN EL LUGAR Primer kilómetro Kilómetros subsecuentes	m ³ m ³	165,40 2480,94	23,73 3,17	\$ 3.924,85 \$ 7.864,58
QH12K QH12KB QH12KC	CONSTRUCCION DE CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO CON AGREGADO MAXIMO DE 20 MM. TENDIDO MANUAL COMPACTADA AL 95% PROCTOR PREVIA AUTORIZACION DEL G.D.F. Acarreo primer kilómetro Acarreo kilómetros subsecuentes	m ² m ²	177,21 2658,15	577,81 4,44	\$ 102.393,71 \$ 11.802,19
BG18E BG18EB BG18EB	EXCAVACIONES EN ZANJA, TODAS LAS ZONAS EN MATERIAL TIPO III, CON EMPLEO DE EQUIPO NEUMATICO, INCLUYE MATERIALES DE CONSUMO, MANO DE OBRA EN PERFORACION, USO DE CUÑA Y MARRO, AFLOJE Y EXTRACCION A BORDE DE LA ZANJA, EQUIPO Y HERRAMIENTA NECESARIA. Excavación de 0,00 a 2,00 m de profundidad material zona 1 clase B Excavación de 0,00 a 2,00 m de profundidad material zona 1 clase C Acarreo primer kilómetro Acarreo kilómetros subsecuentes	m ³ m ³ m ³ m ³	829,11 2487,32 3316,43 49746,39	172,68 172,68 22,04 2,83	\$ 143.170,11 \$ 429.510,34 \$ 73.094,03 \$ 145.756,83
ND12B ND12BB	CAMAS DE ARENA Cama de arena en zanjas para tubería incluyendo material, acarreo libre a 200 m, mano de obra y herramienta.	m ³	118,14	84,82	\$ 10.020,63
BP12D	RELLENO DE EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS Y/O PARA ALCANZAR NIVELES DE PROYECTO, EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR COMPACTADAS CON RODILLO VIBRATORIO AL 90% PROCTOR, PREVIA INCORPORACION DEL AGUA NECESARIA, MEDIO COMPACTADO, INCLUYE ACARREO LIBRE A 20 M EN ANCHOS NO MAYORES DE 3.0 M. Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excavación Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material de banco Extendido o bandeado de material producto de la excavación.	m ³ m ³ m ³	1299,54 1470,89 42,79	15,44 91,21 3,98	\$ 20.064,90 \$ 134.160,07 \$ 170,29
OE14 OE14B	TUBERIA DE POLIETILENO SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBOS DE POLIETILENO RD-11, RD-13,5 RD-17, RD-21, RD-26, RD-32.5 Y RD-41. INCLUYE MANO DE OBRA PARA EL CORTE ESMERILADO, UNION A TOPE POR TERMOFUSION, ACARREO LIBRE A 20 M, HERRAMIENTA, MAQUINARIA Y EQUIPO NECESARIOS PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN Suministro e instalación de tubería de polietileno de 450 mm de diámetro	m	2148,00	782,33	\$ 1.680.444,84
				Esta hoja	\$ 2.783.777,96
				Acumulado	\$ 2.783.777,96

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LÍNEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: LINEA DE CONDUCCION LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCION				
2130,01	Instalación de piezas especiales de fierro fundido	kg	22325,00	2,18	\$ 48.668,50
8007,03	Suministro de piezas especiales de fierro fundido en obra de 355 mm a 609 mm (14" a 24") de diámetro.	kg	22325,00	22,85	\$ 510.126,25
8012,00	Suministro de tornillos de 19,1 mm 82,6 mm (3/4" x 3 1/2")	pza	144,00	6,34	\$ 912,96
8012,00	Suministro de tornillos de 19,1 mm 98,9 mm (3/4" x 3 1/2")	pza	128,00	13,66	\$ 1.748,48
8012,00	Suministro de tornillos de 25 mm 114 mm (1" x 4 1/2")	pza	144,00	37,00	\$ 5.328,00
8012,00	Suministro de tornillos de 29 mm 121 mm (1 1/8" x 4 3/4")	pza	2656,00	49,95	\$ 132.667,20
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 152 mm (6") de diámetro.	pza	28,00	82,88	\$ 2.320,69
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 203 mm (8") de diámetro.	pza	16,00	110,69	\$ 1.771,06
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 406 mm (16") de diámetro.	pza	9,00	221,38	\$ 1.992,44
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 457 mm (18") de diámetro.	pza	174,00	249,19	\$ 43.359,22
2240,04	Cajas para operación de válvulas - Tipo 2A 1,56 x 1,86 m	caja	18,00	4144,94	\$ 74.608,92
2243,06	Suministro e instalación de contramarcos sencillo de 0,90 m con canal de 150 mm (6")	pza	18,00	971,59	\$ 17.488,53
2244,01	Suministro e instalación de marco con tapa de fierro fundido de 50x50 cm	pza	18,00	1569,76	\$ 28.255,68
2180,14	Instalación de válvulas de seccionamiento de 6" de diámetro	pza	18,00	322,83	\$ 5.810,94
8022,00	Suministro de válvula de compuerta, vástago fijo de 125 PSI puesta en obra	pza	18,00	10503,00	\$ 189.054,00
8019.A	Suministro de válvula de admisión y expulsión de aire cuerpo de fierro gris ASTM A48 flotador de acero inoxidable (150 psi) pintura epóxica 6" diám.	pza	8,00	4785,00	\$ 38.280,00
e/n	Suministro de válvula de expulsión de aire cuerpo y tapa fierro gris ASTM A48 C30 flotador acero inoxidable ASTM A240 acero inoxidable ASTM A276 (150 psi) pintura epóxica	pza	8,00	777,00	\$ 6.216,00
4030,04	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=200 kg/cm2 , para atraques	m ³	9,69	1005,39	\$ 9.742,23
4090,03	Suministro y colocación de acero de refuerzo en atraques.	kg	373,07	2,28	\$ 850,59
			Esta hoja		\$ 1.119.201,69
			Acumulado		\$ 3.902.979,65


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: TANQUE DE REGULARIZACION LINEA DE CONDUCCION AO-8 - SAN DIEGO II			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
PRELIMINARES					
1002.02	Deshierbe y desmonte de vegetación para desplante de estructuras	ha	0,0615	1,996,46	\$ 122,78
1003.01	Despalme de material no apto para cimentación o desplantes de terraplenes desperdiciado el material, con acarreo a 40 m.	m ³	153,75	6,43	\$ 988,61
CIMENTACIÓN					
1100.01	Excavación con equipo para zanjas en material común en seco en zona C de 0 a 2 m de profundidad	m ³	276,75	172,68	\$ 47.789,19
4030.01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f _c =100 kg/cm ²	m ³	30,75	820,78	\$ 25.238,99
4030.05	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f _c =250 kg/cm ² para base del tanque	m ³	215,25	1.077,36	\$ 231.901,74
4080.01	Cimbra de madera p/acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	70,7	53,28	\$ 3.766,90
4090.01	Suministro y colocación de acero de refuerzo	kg	16.574,3	7,39	\$ 122.483,71
4140.06	Suministro y colocación de banda de PVC de 9"	m	113	138,3	\$ 15.632,42
4090.02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de ø (alambón)	kg	1107	9,7	\$ 10.737,90
4080.03	Cimbra de madera para acabado no aparentes en trabes y columnas con una altura de obra falsa hasta 3m	m ²	493,89	104,64	\$ 51.678,67
4080.04	Cimbra de madera para acabado no aparentes en losas con altura de obra falsa hasta 3.60 m	m ²	493,89	80,23	\$ 39.624,79
4080.05	Cimbra de madera para acabado no aparentes en muros hasta 3 m de altura	m ²	606	84,9	\$ 51.449,40
4080.07	Bonificación en cimbra por acabado aparente	m ²	300	27,9	\$ 8.367,00
4030.05	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f _c =250 kg/cm ² p/muros	m ³	181,8	1.077,36	\$ 195.864,05
4140.01	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f _c =250 kg/cm ² p/tapa-losa	m ³	123	1.077,36	\$ 132.515,28
4140.01	Suministro y colocación de impermeabilizante integral	kg	2242,2	8,03	\$ 18.004,87
HERRERÍA					
7001.01	Suministro e instalación de puestas de herrería estructural perfiles Z.T y L, tambor doble de lámina #18	m ²	20	524,30	\$ 10.486,00
7004.03	Esmalte en herrería	m ²	20	26,38	\$ 527,60
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural (vigas IPR, IPS, CPS, etc)	kg	1630	17,47	\$ 28.476,10
VARIOS					
2040.02	Instalación de tubería de PVC con cople integral de 100 mm para respiraderos del tanque, incluye desperdicios	m	50	3,00	\$ 150,00
1004.01	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	430,5	7,1	\$ 3.056,55
9000.02	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos, material producto de excavación en camión volte, descarga a volteo en camino lomerío suave, terracería	m ³	430,5	5,53	\$ 2.380,67
9002.02	Acarreo subsecuente al primer kilómetro de material petreo, material producto de excavación en camión volteo en camino lomerío suave	km-m ³	6.457,5	2,34	\$ 15.110,55
1131.01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excavación	m ³	40,0	15,44	\$ 617,21
1131.06	Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material traído de Banco	m ³	39,98	91,21	\$ 3.648,12
1135.01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación	m ³	1,125	3,98	\$ 4,48
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural. (vigas, IPR, IPS, CPS, PLACAS, etc.).	kg	1250	17,47	\$ 21.837,50
ADIC00	Suministro y colocación de rejillas tipo Irving IS-05 (0.32x1.9)	m ²	2,5	950	\$ 2.375,00
ADIC 01	Tipo IS-05(0.48x2.54)	m ²	0,6	1350	\$ 810,00
9001 01	Acarreo carga 1er km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc en camino revestido y lomerío suave pavimentado	Ton.	45	70,87	\$ 3.189,15
9002 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de materiales pétreos, arena, grava, material producto de excavación en camión de volteo en camino revestido y lomerío suave	m ³ -Km	157,5	2	\$ 315,00
9003 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique tubería, etc en camión en camino revestido y lomerío suave	Ton-Km	157,5	1,09	\$ 171,68
				Esta hoja	\$ 1.049.319,90
				Acumulado	\$ 1.049.319,90


**ANEXO B.2 ANTEPRESUPUESTO LINEA DE CONDUCCION
ZACAMULPA – SANTA ROSA XOCHIAO NO. 5**


RESUMEN


No.	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
1	Obra de captación				
	1.1 Carcamo de bombeo 20 m ³ cap.	obra	1	\$123.320	\$123.320
2	Obra de Bombeo (66,85 l/s)				
	2.1 Equipamiento Eléctrico	equipo	2	\$232.476	\$464.952
	2.2 Equipamiento Mecánico	equipo	2	\$498.632	\$997.263
	2.3 Obra civil	obra	1	\$91.087	\$91.087
3	Línea de Conducción				
	3.1 Conducción en PE de 12" diámetro	km	2,047	\$1.175.881	\$2.407.027
4	Estructuras complementarias				
	4.1 Tanque de regulación 690 m ³	obra	1	\$534.997	\$534.997
5	Dispositivos de control				
	5.1 Cámara de aire	obra	1	\$129.466	\$129.466
Subtotal \$					4.748.113
Actualización a precios de diciembre de 1999 \$					5.085.419
Imprevistos (15%)					762.813
Gran Total \$					5.848.232


Notas: Precios de catalogo de precios unitarios DGCOH, 1998 y CNA, 1999, actualizados hasta dic, 1999


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: CARCAMO DE BOMBEO L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAC No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
PRELIMINARES					
1002.02	Deshierbe y desmonte de vegetación para desplante de estructuras	ha	0,00066	1.996,46	\$ 1,32
1003.01	Despalme de material no apto para cimentación o desplantes de terraplenes desperdiçando el material, con acarreo a 40 m.	m ³	1,65	6,43	\$ 10,61
CIMENTACIÓN					
1100.01	Excavación con equipo para zanjas en material común en seco en zona C de 0 a 2 m de profundidad	m ³	2,97	172,68	\$ 512,86
4030.01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=100 kg/cm2	m ³	0,33	820,78	\$ 270,86
4030.05	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=250 kg/cm2 para base del tanque	m ³	2,31	1.077,36	\$ 2.488,70
4080.01	Cimbra de madera p/acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	7,28	53,28	\$ 387,88
4090.01	Suministro y colocación de acero de refuerzo	kg	177,87	7,39	\$ 1.314,46
4140.06	Suministro y colocación de banda de PVC de 9"	m	22,4	138,3	\$ 3.098,82
4090.02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de s (alambrón)	kg	11,88	9,7	\$ 115,24
4080.03	Cimbra de madera para acabado no aparentes en trabes y columnas con una altura de obra falsa hasta 3m	m ²	50,856	104,64	\$ 5.321,37
4080.04	Cimbra de madera para acabado no aparentes en losas con altura de obra falsa hasta 3.60 m	m ²	50,856	80,23	\$ 4.080,18
4080.05	Cimbra de madera para acabado no aparentes en muros hasta 3 m de altura	m ²	62,4	84,9	\$ 5.297,76
4080.07	Bonificación en cimbra por acabado aparente	m ²	300	27,9	\$ 8.367,00
4030.05	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f'c=250 kg/cm2 p/muros	m ³	18,72	1.077,36	\$ 20.168,18
	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de f'c=250 kg/cm2 p/tapa-losa	m ³	1,32	1.077,36	\$ 1.422,12
4140.01	Suministro y colocación de impermeabilizante integral	kg	230,88	8,03	\$ 1.853,97
HERRERÍA					
7001.01	Suministro e instalación de puestas de herrería estructural perfiles Z.T y L, tambor doble de lámina #18	m ²	20	524,30	\$ 10.486,00
7004.03	Esmalte en herrería	m ²	20	26,38	\$ 527,60
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural (vigas IPR, IPS, CPS, etc)	kg	1630	17,47	\$ 28.476,10
VARIOS					
2040.02	Intalación de tubería de PVC con cople integral de 100 mm para respiraderos del tanque, incluye desperdicios	m	50	3,00	\$ 150,00
1004.01	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	4,62	7,1	\$ 32,80
9000.02	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos, material producto de excavación en camión volte, descarga a volteo en camino lomerío suave, terracería	m ³	4,62	5,53	\$ 25,55
9002.02	Acarreo subsecuente al primer kilómetro de material petreo, material producto de excavación en camión volteo en camino lomerío suave	km-m ³	69,3	2,34	\$ 162,16
1131.01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excav.	m ³	0,429	15,44	\$ 6,62
1131.06	Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material traído de Banco	m ³	0,429	91,21	\$ 39,13
1135.01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación	m ³	1,125	3,98	\$ 4,48
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural. (vigas, IPR, IPS, CPS, PLACAS, etc.).	kg	1250	17,47	\$ 21.837,50
ADIC00	Suministro y colocación de rejillas tipo Irving IS-05 (0.32x1.9)	m ²	2,5	950	\$ 2.375,00
ADIC 01	Tipo IS-05(0.48x2.54)	m ²	0,6	1350	\$ 810,00
9001 01	Acarreo carga 1er km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc en camino revestido y lomerío suave pavimentado	Ton.	45	70,87	\$ 3.189,15
9002 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de materiales pétreos, arena, grava, material producto de excavación en camión de volteo en camino revestido y lomerío suave	m ³ -Km	157,5	2	\$ 315,00
9003 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique tubería, etc en camión en camino revestido y lomerío suave	Ton-Km	157,5	1,09	\$ 171,68
				Esta hoja	\$ 123.320,07
				Acumulado	\$ 123.320,07


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAH No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
1	Suministro, colocación y pruebas de: Tablero de control de motores, tipo 1, alambrado NEMA B, de lamina de acero cal. 11 USG, para sobreponer, puerta embizagrada, 600V, conteniendo: Voltmetro, amperímetro, conmutadores, TP'S, TC'S, 3x500A, combinación de interruptor termo magnético de 3 x 500 amp. y arrancador magnético a tensión reducida tipo auto transformador, NEMA-6, para controlar motor de 100 HP botonera de arranque y paro transf. de control	Pza	1	5,112.63	\$ 5,112.63
2	Suministro, colocación y pruebas de: Gabinete para servicio interior NEMA-1 tipo caja C de 1.02x0.84x0.414, preparado para recibir los siguientes elementos Interruptor termo magnético principal de 3 x 500 Amp., 3 fases, 440 vca. Relevadores para interruptor de nivel, capacitor de 25 KVAR con interruptor fusible de 3x30 Amp. y transformador tipo seco de 5 Kva., con relación 440 V./200-127 V. 3F, 4H, 60 Hz, con interruptor de 3x15Amp.	Pza	1	27,520.00	\$ 27,520.00
3	Interruptor de nivel de material resistente a la corrosión, 127 Vca, 10A, 60hz con 2 electrodos para protección por bajo nivel.	Pza	1	1,058.75	\$ 1,058.75
4	Suministro y colocación de tubo conduit galvanizado pared gruesa, con coples mca. Júpiter o similar en los siguientes diámetros:				
	19 mm	m	20	54.92	\$ 1,098.40
	102 mm	m	10	111.89	\$ 1,118.90
5	Suministro y colocación de cable de cobre THW-LS-75°C Marca Condumex o similar, en los siguientes calibres:				
	Calibre No. 300 MCM	m	10	78.39	\$ 783.90
	Calibre No. 12 AWG	m	10	2.75	\$ 27.50
	Calibre No. 14 AWG	m	10	0.96	\$ 9.60
8	Suministro y colocación de tubo conduit PVC servicio pesado, con coples mca. duración o similar en los siguientes diámetros:				
	19 mm	m	20	61.67	\$ 1,233.40
	102 mm	m	20	103.33	\$ 2,066.60
9	Suministro y colocación de tubo conduit flexible tipo licalite (a prueba de líquidos) mca. Omega o similar de:				
	102mm	m	3	90.00	\$ 270.00
	19 mm	m	2	26.25	\$ 52.50
10	Suministro y colocación de conector recto para tubo flexible mca. OMEGA o similar de:				
	19 mm	Pza	2	41.88	\$ 83.75
	102 mm	Pza	4	92.25	\$ 369.00
11	Suministro y colocación de registro conduit serie ovalada marca Crouse Hinds o similar diámetro y tipo LL de 19 mm	Pza	8	59.13	\$ 473.00
	102 mm	Pza	2	477.63	\$ 955.25
12	Suministro y colocación de codo a 90° mca. Júpiter o similar en los siguientes diámetros:				
	19 mm	Pza	2	27.50	\$ 55.00
	102 mm	Pza	2	66.25	\$ 132.50
13	Suministro y colocación de monitor y contratuerca marca OMEGA o similar de:				
	19 mm	Pza	4	2.96	\$ 11.85
	102 mm	Pza	4	60.46	\$ 241.85
14	Suministro y colocación de registro eléctrico de tabique rojo recocido aplanado de mortero cemento y tapa prefabricada con marco y contramarco de 100 x 100 x 100 cm	Pza	4	937.50	\$ 3,750.00
15	Suministro y colocación de material misceláneo: abrazadera tipo uña, taquetes, tornillos, cinta de aislar etc.	LOTE	1	2,500.00	\$ 2,500.00
16	Suministro y colocación de extinguidor de 12 kg de polvo químico seco ABC	Pza	1	850.00	\$ 850.00
SISTEMA DE TIERRAS					
1	Suministro y colocación de cable de cobre desnudo trenzado clase 600 V, mca. Condumex o similar calibre:				
	Calibre No. 2 AWG	m	15	18.75	\$ 281.25
	Calibre No. 2/0 awg	m	10	48.69	\$ 486.88
	Calibre No. 4/0 awg	m	70	72.38	\$ 5,066.25
2	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de peso y tope de calibre 4/0 a 4/0 cat. TAC-2Q2Q, cartucho # 150	Pza	8	881.25	\$ 7,050.00
3	Suministro y colocación de conexión "GL" cable a zapata en los siguientes calibres. 2 Awg	Pza	4	693.75	\$ 2,775.00
	2/0 AWG	Pza	2	693.75	\$ 1,387.50
				Esta hoja \$ 66,821.26	
				Acumulado \$ 66,821.26	


 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAH No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
4	Suministro y colocación de conexión "XA" de un cable de paso y dos derivaciones de calibre 4/0 a 4/0 cat. XAM -2Q2Q. cartucho #250.	Pza	3	881,25	\$ 2.643,75
5	Suministro y colocación de conexión cable a varilla de tierra en posición "T" cat. GYE-162Q. cartucho # 115	Pza	7	2.173,75	\$ 15.216,25
6	Suministro y colocación de varilla de tierra cadweld de 5/8" y 3 m.	Pza	8	148,75	\$ 1.190,00
7	Suministro y colocación de tubo de albañal diámetro 100 mm y 500 mm de longitud mca. Conduxmex	Pza	8	87,38	\$ 699,00
8	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de paso y tope de calibre 4/0 a 2/0 cat. TAC-2Q2G. cartucho # 90	Pza	3	881,25	\$ 2.643,75
9	Suministro y colocación de conexión "TA" cable de paso y tope de calibre 4/0 a 2 cat. TAC-2QIV. cartucho # 90	Pza	2	881,25	\$ 1.762,50
SUBESTACIÓN ELÉCTRICA					
1	Suministro y colocación de transformador de potencia de 300 Kva., 13.8 -44/22 KV, 60 Hz, 3 fases, enfriamiento OA, conexión delta-estrella. montaje en pedestal.	Pza	1	77.250,00	\$ 77.250,00
2	Suministro y colocación de cortacircuitos fusible de potencia de 30 Amp., 13.8 KV, 60 Hz. montaje en cruzeta	Pza	3	1.075,00	\$ 3.225,00
3	Apartarrayos auto valvular de óxido de zinc, servicio intemperie clase 12 KV	Pza	3	812,50	\$ 2.437,50
4	Poste de concreto octagonal PC-11-700 de 11 m de longitud y 700 kg de resistencia.	Pza	1	2.000,00	\$ 2.000,00
5	Suministro y colocación de cruzeta galvanizada de 102 x 2500 mm de longitud PT-250	Pza	4	1.062,50	\$ 4.250,00
6	Abrazadera de fierro redondo CFE UC, 2U	Pza	4	312,50	\$ 1.250,00
7	Abrazadera de fierro galvanizado CFE 1BS	Pza	4	343,75	\$ 1.375,00
8	Aislador de suspensión sintético 1S	Pza	3	468,75	\$ 1.406,25
9	Perno doble rosca de 16 x 18 mm	Pza	6	93,75	\$ 562,50
10	Ojo RE y moldura RE	Pza	3	218,75	\$ 656,25
11	Arandela 1AC	Pza	9	63,75	\$ 573,75
12	Grapa RAL B	Pza	3	113,75	\$ 341,25
13	Punta apartarrayos de 0.3 mm	Pza	1	1.137,50	\$ 1.137,50
14	Base de concreto armado de 1.5 x 1.5 x 1.5 m	Pza	1	3.887,50	\$ 3.887,50
15	Alambre de cobre desnudo cal. 4 AWG	m	27	197,38	\$ 5.329,13
16	Cable de cobre desnudo calibre 2/0 AWG	m	15	72,38	\$ 1.085,63
17	Tubo liquatite de 102 mm de diámetro	m	1,5	90,00	\$ 135,00
18	Conector recto para tubo liquatite de 102 mm	Pza	2	41,88	\$ 83,75
19	Tubo conduit de Fo. Go pared gruesa de 102 mm de diámetro	m	5	111,89	\$ 559,43
20	Cople de Fo. Go. conduit de 102 mm de diámetro	Pza	2	29,38	\$ 58,75
21	Monitor y contratuerca de 102 mm de diámetro	Pza	2	60,46	\$ 120,93
22	Garganta para boquillas de baja tensión	Pza	1	1.046,25	\$ 1.046,25
23	Tapa para nicho de medición de triplay de 65x65x1.9 cm	Pza	1	671,25	\$ 671,25
24	Base soquet de 13 hilos por 20 A alambrada y con block para pruebas	Pza	1	1.296,25	\$ 1.296,25
25	Conector estribo de 1/0 - 3/0 ACSR	Pza	3	321,25	\$ 963,75
26	Conector en línea viva	Pza	3	1.321,25	\$ 3.963,75
27	Cable de acero para retenida de 3/8"	m	18	13,75	\$ 247,50
28	Aislador tipo nuez 3R de porcelana	Pza	1	116,88	\$ 116,88
29	Grapa paralela de 4"	Pza	1	316,88	\$ 316,88
30	Perno ancla IP y rosadera 1AC	Pza	1	416,88	\$ 416,88
31	Cono de concreto prefabricado	Pza	1	1.041,88	\$ 1.041,88
32	Arandela plana 2AC	Pza	1	166,25	\$ 166,25
ALUMBRADO INTERIOR Y EXTERIOR					
Suministro y colocación de:					
	Luminaria tipo suburbana, montaje en poste con brazo, refractor prismático de vidrio endural termorresistente, armadura de aluminio, reactor integrado alto factor de potencia entrada brazo 1 1/2" diám. lámpara 250 WVSAP mca.	Pza	2	2.087,50	\$ 4.175,00
1	Holopane en brazo de 500 mm de long. incluye foto celda. Poste cónico circular de lamina cal. 11 USG., longitud de caña 4.0 m, base inferior 19 cm de diámetro, base superior 9 cm, placa base de 28 x 28 cm, juego de anclas de 25 mm (1") de diám. y 50 cm de long., 10 cm de cuerda standar...	Pza	2	3.596,25	\$ 7.192,50
2	incluye base de concreto				
	Luminario industrial para colgar, laterales abiertos y 2 lámparas fluorescentes de 39 W, 127V, balastro integrada de alto factor de potencia 60 hz.	Pza	4	1.683,75	\$ 6.735,00
4	Cable de cobre THW-LS-90°C mca Conduxmex o similar calibre No. 12 AWG	m	80	2,75	\$ 220,00
				Esta hoja	\$ 160.450,35
				Acumulado	\$ 227.271,61

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO ELECTRICO L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAC No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
	Luminaria tipo wall pack, montaje en pared, refractor prismático de vidrio endural termorresistente, armadura de aluminio, reactor integrado alto factor de potencia, lámpara 250 WVM, 127V, mca. Holopane o similar.	Pza	1	1,409.00	\$ 1,409.00
5	Caja registro conduit serie cuadrada tapa y empaque de neopreno Crouse				
6	Hinds o similar diámetro y: cat.				
	OE 19 mm	Pza	2	59.13	\$ 118.25
	OX 19 mm	Pza	1	59.13	\$ 59.13
	OLF 19 mm	Pza	7	59.13	\$ 413.88
	OT 19 mm	Pza	2	59.13	\$ 118.25
7	Tubo conduit galvanizado pared delgada, con coples marca Júpiter o similar en los siguientes diámetros: 19 mm	m	20	54.92	\$ 1,098.36
8	Contra y monitor OMEGA o similar de: 19 mm	Pza	7	2.96	\$ 20.74
9	Contacto monofásico 127 V, polarizado, con contra y tapa 2 ventanas Búciño o similar	Pza	9	109.00	\$ 981.00
10	Apagador monofásico, 127 V, 60 Hz, 2 polos, contra y tapa, dos ventanas	Pza	3	96.50	\$ 289.50
11	Centro de carga y distribución, 220/127 VCA, tipo QO-6 zapatas principales 100 Amperes e interruptores derivados 6 de 15 Amp.	Pza	1	696.25	\$ 696.25
				Esta hoja	\$ 5,204.35
				Acumulado	\$ 232,475.96

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: EQUIPO MECANICO L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAC No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
1	Bomba centrífuga vertical tipo turbina, lubricación con aceite para carga de 91,48 mca y gasto de 66,85 l/s con 2,7 m de tubo	Pza	1	163.106,14	\$ 163.106,14
2	Primer paso	Pza	1	10.755,00	\$ 10.755,00
3	Paso adicional	Pza	7	18.200,00	\$ 127.400,00
4	Motor eléctrico vertical jaula de ardilla a prueba de goteo aislamiento clase F de 1800 rpm, en 3 fases 60Hz de 100 HP	Pza	1	147.572,2	\$ 147.572,22
5	Junta Dresser Estilo-38 de 8" de diámetro	Pza	1	3.408,89	\$ 3.408,89
6	Válvula de retención tipo columpio de Fofo, interiores en bronce, bridada clase 125 de 8" de diámetro	Pza	1	8.936,89	\$ 8.936,89
7	Válvula de admisión y expulsión de aire de 2" de diámetro, incluye regulador	Pza	1	1.595,00	\$ 1.595,00
8	Manómetro tipo Bourdón con carátula de 64 mm, conexión de 6.35 mm, rosca NPT, incluye válvula de seccionamiento, niples, coples y amortiguador de pulsaciones de 0 a 14 kg/cm ² .	Pza	1	17.290,00	\$ 17.290,00
9	Medidor de gasto tipo propela de carreta con indicador de gasto instantáneo y totalizador de 6 dígitos, clase 150 de 8" de diámetro.	Pza	1	9.880,00	\$ 9.880,00
10	Extremidad de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 500 mm	Pza	4	759,25	\$ 3.037,01
11	Carrete de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 2500 mm	Pza	1	1.454,57	\$ 1.454,57
12	Tubería de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 2500 mm	Pza	1	1.206,81	\$ 1.206,81
13	Codo de 45° de acero al carbón A234-WPB. Extremos biselados, cedula estándar de 203 mm de diámetro	Pza	2	1.134,88	\$ 2.269,76
14	Extremidad de acero al carbón ASTM-A120 de 203 mm de diámetro y espesor de 7.1 mm, longitud de 400 mm	Pza	1	719,29	\$ 719,29
				Esta hoja	\$ 498.631,6
				Acumulado	\$ 498.631,6

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: OBRA CIVIL DEL CCM L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAH No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCIÓN				
1002 01	Desmante desentraicé, deshierre y limpia de terreno p/ propósitos	ha	0,015	3.993,48	\$ 59,90
1003 01	Despalme de material no apto para cimentación y/o despalte de terraplenes y en bancos de préstamo desperdiciando el material, con acarreo a 40 m	m ³	2	6,43	\$ 12,86
1003 02	Con carga y acarreo de un kilómetro.	m ³	2	24,11	\$ 48,22
1003 03	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	2	7,10	\$ 14,20
1005 01	Limpieza y trazo en el área de trabajo	m ²	20	4,36	\$ 87,20
1010 02	Excavación a mano para zanjas en material común en seco hasta 2 m de profundidad	m ³	22	172,68	\$ 3.798,96
1131 01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de excavación	m ³	5	4,65	\$ 23,25
1131 02	Relleno en zanjas a volteo con material producto de banco.	m ³	2	19,90	\$ 39,80
1131 04	Relleno en zanjas compactado al 85% Proctor, con material producto de la excavación.	m ³	2	51,40	\$ 102,80
1135 01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación.	m ³	1,5	3,98	\$ 5,97
4020 01	Muros de tabique rojo recocido, hasta 6 m de altura, juntado con mortero cemento - arena en proporción 1:5 de 14 cm de espesor	m ²	70	114,19	\$ 7.993,30
4030 01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=100 kg/cm ²	m ³	1	820,78	\$ 820,78
4030 04	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=200 kg/cm ²	m ³	15	1.077,36	\$ 16.160,40
4080 01	Cimbra de madera para acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	45	53,28	\$ 2.397,60
4080 02	Cimbra de madera para acabados no aparentes en dadas, castillos y cerramientos.	m ²	26	69,01	\$ 1.794,26
4080 02	Cimbra de madera para acabados no aparentes en losas con altura de obra falsa	m ²	32	80,23	\$ 2.567,36
4080 07	Bonificación en cimbra por acabado aparente.	m ²	32	27,89	\$ 892,48
4090 01	Suministro y colocación de acero de refuerzo.	kg	1200	7,39	\$ 8.868,00
4090 02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de diámetro.	kg	250	9,60	\$ 2.400,00
4091 01	Suministro y colocación de malla electro soldada E66.10.10	m ²	28	21,48	\$ 601,44
4100 01	Aplanados y emboquillados , con todos los materiales y mano de obra con mortero cemento-arena 1:3 de 1.5 cm de espesor	m ²	160	47,20	\$ 7.552,00
4100 06	Emboquillados, con todos los materiales y mano de obra con mortero cemento-arena	m ²	65	19,99	\$ 1.299,35
4130 01	Acabado de azoteas, con todos los materiales y mano de obra. Enladrillado, juntado con mortero cemento arena 1:5	m ²	32	71,62	\$ 2.291,84
4130 01	Escobillado con mortero cemento-arena 1:3.	m ²	32	17,49	\$ 559,68
4130 03	Chafán con pedacería de tabique asentado y pulido con mortero cemento arena 1:3, de 10X10 cm	m ²	22,4	15,34	\$ 343,62
4140 02	Impermeabilización de azoteas a base de sellador e imprimador, 2 capas de revestimiento impermeable con membrana de ref. intermedio y acabado aparente.	m ²	32	97,37	\$ 3.115,84
6000 03	Suministro e instalación de bajadas de agua de PVC de 0.10 m de diámetro	m	5	71,27	\$ 356,35
6005 01	Registro de albañal con muro de tabique de 14 cm de espesor aplanado con mortero cemento-arena 1:3, tapa de concreto con marco de fierro de 40X60 cm y 50 cm de profundidad	Pza	2	636,99	\$ 1.273,98
6005 02	Incremento por cada 50 cm de profundidad	Inc.	2	235,76	\$ 471,52
6010 01	Salida para centro de luz o contacto con salida de tubería de poliducto de 3/4" de diámetro	Sal	10	375,71	\$ 3.757,10
7001 01	Suministro e instalación de puertas de herrería estructural, perfiles Z, T y L, tambor doble de lámina del No. 18	m ²	20	382,00	\$ 7.640,00
7002 01	Suministro e instalación de ventanas de herrería estructural, perfiles Z, T y L,	m ²	4,5	348,70	\$ 1.569,15
7003 01	Suministro y colocación de vidrio medio doble de 3 mm	m ²	4,5	85,71	\$ 385,70
7004 01	Suministro y colocación de pintura vinílica en interiores y exteriores	m ²	190	20,51	\$ 3.896,90
7004 03	Esmalte en herrería.	m ²	190	26,38	\$ 5.012,20
9000 01	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos , arena, grava, materiales producto de la excavación en camión volteo, descarga a volteo en camino de terracería	m ³	12	5,16	\$ 61,92
9000 04	Plano terrecerías, lomerío suave revestido, lomerío pronunciado pavimentado.	m ³	12	6,41	\$ 76,92
9001 02	Acarreo, carga, 1er km y descarga de cemento, arena, tabique, tubería	Ton	10	71,04	\$ 710,40
9002 02	Acarreo kilómetros subsiguientes al primero de materiales pétreos, arena, grava, materiales producto de la excavación en camión volteo, descarga a volteo	km.m ³	600	2,34	\$ 1.404,00
9003 02	Acarreo kilómetros subsiguientes al primero de cemento, acero, tabique, tubería, etc. en camión	km.m ³	500	1,24	\$ 620,00
				Esta hoja	\$ 91.087,24
				Acumulado	\$ 91.087,24

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: LINEA DE CONDUCCION L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAC No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCION				
AF13D	TRAZO Y NIVELACION PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS				
AF13DD	Trazo y nivelación para obras hidráulicas para obras, con equipo de topografía, incluyendo materiales para señalamiento.	m ²	1739,95	1,29	\$ 2.244,54
BI12	CORTES CON SIERRA EN PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO				
BI12CC	Corte con sierra en pavimento concreto asfáltico 5,0 cm	m ²	2047,00	5,32	\$ 10.890,04
BI12DC	Demolición de asfalto, incluyendo base de grava cementada para trabajos de bacheo	m ³	121,80	41,87	\$ 5.099,62
BN15E	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MANUAL DEL PRODUCTO DE LA DEMOLICION DE CARPETAS ASFALTICAS MEDIDO EN EL LUGAR				
BN15EB	Primer kilómetro	m ³	121,80	23,73	\$ 2.890,23
BN15EC	Kilómetros subsecuentes	m ³	1826,95	3,17	\$ 5.791,42
QH12K	CONSTRUCCION DE CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO CON AGREGADO MAXIMO DE 20 MM, TENDIDO MANUAL COMPACTADA AL 95% PROCTOR PREVIA AUTORIZACION DEL G.D.F.				
QH12KB	Acarreo primer kilómetro	m ²	130,50	577,81	\$ 75.402,04
QH12KC	Acarreo kilómetros subsecuentes	m ²	1957,44	4,44	\$ 8.691,05
BG18E	EXCAVACIONES EN ZANJA, TODAS LAS ZONAS EN MATERIAL TIPO III, CON EMPLEO DE EQUIPO NEUMATICO. INCLUYE MATERIALES DE CONSUMO, MANO DE OBRA EN PERFORACION, USO DE CUÑA Y MARRO, AFLOJE Y EXTRACCION A BORDE DE LA ZANJA, EQUIPO Y HERRAMIENTA NECESARIA.				
BG18EB	Excavación de 0,00 a 2,00 m de profundidad material zona 1 clase B	m ³	548,00	172,68	\$ 94.628,17
BG18EB	Excavación de 0,00 a 2,00 m de profundidad material zona 1 clase C	m ³	1643,99	172,68	\$ 283.884,50
	Acarreo primer kilómetro	m ³	2191,99	22,04	\$ 48.311,44
	Acarreo kilómetros subsecuentes	m ³	32879,84	2,93	\$ 96.337,92
ND12B	CAMAS DE ARENA				
ND12BB	Cama de arena en zanjas para tubería incluyendo material, acarreo libre a 200 m, mano de obra y herramienta.	m ³	87,00	84,82	\$ 7.379,13
BP12D	RELLENO DE EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS Y/O PARA ALCANZAR NIVELES DE PROYECTO. EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR COMPACTADAS CON RODILLO VIBRATORIO AL 90% PROCTOR, PREVIA INCORPORACION DEL AGUA NECESARIA, MEDIO COMPACTADO, INCLUYE ACARREO LIBRE A 20 M EN ANCHOS NO MAYORES DE 3.0 M.				
	Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excavación	m ³	956,97	15,44	\$ 14.775,66
	Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material de banco	m ³	956,97	91,21	\$ 87.285,46
	Extendido o bandeado de material producto de la excavación.	m ³	20,81	3,98	\$ 82,83
OE14	TUBERIA DE POLIETILENO				
OE14B	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBOS DE POLIETILENO RD-13,5 RD-17, RD-21, RD-26, RD-32,5 Y RD-41. INCLUYE MANO DE OBRA PARA EL CORTE ESMERILADO , UNION A TOPE POR TERMOFUSION, ACARREO LIBRE A 20 M, HERRAMIENTA, MAQUINARIA Y EQUIPO NECESARIOS PARA SU CORRECTA EJECUCIÓN				
	Suministro e instalación de tubería de polietileno de 300 mm de diámetro	m	2047,00	585,89	\$ 1.199.316,83
				Esta hoja	\$ 1.943.010,86
				Acumulado	\$ 1.943.010,86

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGON		TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON, D.F. ANTEPRESUPUESTO: LINEA DE CONDUCCION L. DE CONDUCCION ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAC No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
CLASIF.	DESCRIPCION				
2130,01	Instalación de piezas especiales de fierro fundido.	kg	8653,00	2,18	\$ 18.863,54
8007,03	Suministro de piezas especiales de fierro fundido en obra de 101 mm a 303 mm (4" a 12") de diámetro.	kg	8653,00	22,85	\$ 197.721,05
8012,00	Suministro de tornillos de 22 mm 95 mm (7/8" x 3 3/4")	pza	1884,00	20,12	\$ 37.906,08
8012,00	Suministro de tornillos de 19 mm 99 mm (3/4" x 3 1/2")	pza	160,00	24,70	\$ 3.952,00
8012,00	Suministro de tornillos de 16 mm 76,2 mm (5/8" x 3")	pza	80,00	6,00	\$ 480,00
8012,00	Suministro de tornillos de 16 mm 64 mm (5/8" x 2 1/2")	pza	24,00	5,50	\$ 132,00
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 76 mm (3") de diámetro.	pza	6,00	41,44	\$ 248,65
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 101 mm (4") de diámetro.	pza	10,00	55,07	\$ 550,73
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 203 mm (8") de diámetro.	pza	20,00	110,69	\$ 2.213,82
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 254 mm (10") de diámetro.	pza	6,00	138,50	\$ 831,00
8013,12	Suministro de empaques de plomo de 305 mm (12") de diámetro.	pza	151,00	166,31	\$ 25.112,67
2240,04	Suministro de empaques de plomo de 203 mm (8") de diámetro.	caja	16,00	110,69	\$ 1.771,06
2243,06	Suministro e instalación de contramarcos sencillo de 0,90 m con canal de 150 mm (6")	pza	16,00	971,59	\$ 15.545,36
2244,01	Suministro e Instalación de marco con tapa de fierro fundido de 50x50 cm	pza	16,00	1569,76	\$ 25.116,16
2160,14	Instalación de válvulas de seccionamiento de 3" de diámetro	pza	6,00	161,42	\$ 968,49
8022,00	Suministro de válvula de compuerta, vástago fijo de 125 PSI puesta en obra 3"	pza	6,00	5251,50	\$ 31.509,00
2160,14	Instalación de válvulas de seccionamiento de 4" de diámetro	pza	10,00	215,22	\$ 2.152,20
8022,00	Suministro de válvula de compuerta, vástago fijo de 125 PSI puesta en obra 4"	pza	10,00	7002,00	\$ 70.020,00
2160,14	Instalación de válvulas de seccionamiento de 3" de diámetro	pza	6,00	161,415	\$ 968,49
8019.A	Suministro de válvula de admisión y expulsión de aire cuerpo de fierro gris ASTM A48 flotador de acero inoxidable (150 psi) pintura epóxica 3" diám.	pza	6,00	3190	\$ 19.140,00
s/n	Suministro de válvula de compuerta, vástago fijo de 125 PSI puesta en obra	pza	6,00	518,00	\$ 3.108,00
4030,04	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de f'c=200 kg/cm2, para atraques	m ³	5,22	1005,39	\$ 5.248,14
4090,03	Suministro y colocación de acero de refuerzo en atraques.	kg	200,97	2,28	\$ 458,21
				Esta hoja	\$ 464.016,63
				Acumulado	\$ 2.407.027,50

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ARAGÓN		TESIS: DISEÑO DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOS POBLADOS DE LA DELEGACIÓN ALVARO OBREGÓN, D.F. ANTEPRESUPUESTO: TANQUE REGULARIZACIÓN L. DE CONDUCCIÓN ZACAMULPA-STA. ROSA XOCHIAH No.5			
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
CLASIF.	DESCRIPCIÓN			UNITARIO	IMPORTE
PRELIMINARES					
1002.02	Deshierbe y desmonte de vegetación para desplante de estructuras	ha	0,023	1.996,46	\$ 45,92
1003.01	Despalme de material no apto para cimentación o desplantes de terraplenes desperdiciando el material, con acarreo a 40 m.	m ³	57,5	6,43	\$ 369,73
CIMENTACIÓN					
1100.01	Excavación con equipo para zanjas en material común en seco en zona C de 0 a 2 m de profundidad	m ³	103,5	172,68	\$ 17.872,38
4030.01	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de fc=100 kg/cm2	m ³	11,5	820,78	\$ 9.438,97
4030.05	Fabricación y colado de concreto vibrado y curado de fc=250 kg/cm2 para base del tanque	m ³	80,5	1.077,36	\$ 86.727,48
4080.01	Cimbra de madera p/acabados no aparentes en cimentaciones	m ²	44,1	53,28	\$ 2.349,65
4090.01	Suministro y colocación de acero de refuerzo	kg	6198,5	7,39	\$ 45.806,92
4140.06	Suministro y colocación de banda de PVC de 9"	m	75	138,3	\$ 10.375,50
4090.02	Suministro y colocación de acero de refuerzo de 1/4" de ø (alambón)	kg	414	9,7	\$ 4.015,80
4080.03	Cimbra de madera para acabado no aparentes en trabes y columnas con una altura de obra falsa hasta 3m	m ²	308,07	104,64	\$ 32.235,21
4080.04	Cimbra de madera para acabado no aparentes en losas con altura de obra falsa hasta 3,60 m	m ²	308,07	80,23	\$ 24.716,46
4080.05	Cimbra de madera para acabado no aparentes en muros hasta 3 m de altura	m ²	378	84,9	\$ 32.092,20
4080.07	Bonificación en cimbra por acabado aparente	m ²	300	27,9	\$ 8.367,00
4030.05	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de fc=250 kg/cm2 p/muros	m ³	113,4	1.077,36	\$ 122.172,62
	Fabr. y colado de concreto vibrado/curado de fc=250 kg/cm2 p/tapa-losa	m ³	46	1.077,36	\$ 49.558,56
4140.01	Suministro y colocación de impermeabilizante integral	kg	1398,6	8,03	\$ 11.230,76
HERRERÍA					
7001.01	Suministro e instalación de puestas de herrería estructural perfiles Z.T y L, tambor doble de lámina #18	m ²	20	524,30	\$ 10.486,00
7004.03	Esmalte en herrería	m ²	20	26,38	\$ 527,60
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural (vigas IPR, IPS, CPS, etc)	kg	1630	17,47	\$ 28.476,10
VARIOS					
2040.02	Instalación de tubería de PVC con cople integral de 100 mm para respiraderos del tanque, incluye desperdicios	m	50	3,00	\$ 150,00
1004.01	Carga a camión de material producto de excavación	m ³	161	7,1	\$ 1.143,10
9000.02	Acarreo primer kilómetro de materiales pétreos, material producto de excavación en camión volte, descarga a volteo en camino lomerío suave, terracería	m ³	161	5,53	\$ 890,33
9002.02	Acarreo subsecuente al primer kilómetro de material petreo, material producto de excavación en camión volteo en camino lomerío suave	km-m ³	2415	2,34	\$ 5.651,10
1131.01	Relleno en zanjas a volteo con material producto de la excav.	m ³	14,95	15,44	\$ 230,83
1131.06	Relleno en zanjas compactado al 90% proctor con material traído de Banco	m ³	14,95	91,21	\$ 1.363,59
1135.01	Extendido y bandeado de material producto de la excavación	m ³	1,125	3,98	\$ 4,48
7020.01	Suministro y colocación de acero estructural. (vigas, IPR, IPS, CPS, PLACAS, etc.).	kg	1250	17,47	\$ 21.837,50
ADIC00	Suministro y colocación de rejillas tipo Irving IS-05 (0.32x1.9)	m ²	2,5	950	\$ 2.375,00
ADIC 01	Tipo IS-05(0.48x2.54)	m ²	0,6	1350	\$ 810,00
9001 01	Acarreo carga 1er km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc en camino revestido y lomerío suave pavimentado	Ton.	45	70,87	\$ 3.189,15
9002 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de materiales pétreos, arena, grava, material producto de excavación en camión de volteo en camino revestido y lomerío suave	m ³ -Km	157,5	2	\$ 315,00
9003 01	Acarreo en km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique tubería, etc en camión en camino revestido y lomerío suave	Ton-Km	157,5	1,09	\$ 171,68
				Esta hoja	\$ 534.996,60
				Acumulado	\$ 534.996,60

ANEXO "C" PLANOS DE PROYECTO

ANEXO C.1 LINEA DE CONDUCCION AO-8 – SANDIEGO II

ANEXO C.2 LINEA DE CONDUCCION ZACAMULPA –SANTA ROSA XOCHIAAC NO. 5

ANEXO C.3 PROYECTO ELECTROMECHANICO TIPO

LISTA DE EQUIPO, TUBERIA, ACCESORIOS Y OTROS COMPONENTES

SELECCION DE EQUIPO	RANGO DE COSTO I/A	DIAMETRO TUBERIA (mm)	SCB
	3-8	8-114-28	76.2
			17.8
			152.4

DESCRIPCION	PDA	CANT	CLAVE
SOBRESALIENTE PARA TUBERIA CON UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	1	1	VT
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	2	2	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	3	3	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	4	4	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	5	5	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	6	6	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	7	7	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	8	8	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	9	9	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	10	10	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	11	11	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	12	12	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	13	13	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	14	14	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	15	15	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	16	16	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	17	17	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	18	18	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	19	19	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	20	20	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	21	21	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	22	22	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	23	23	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	24	24	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	25	25	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	26	26	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	27	27	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	28	28	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	29	29	CB
VALVULA DE TUBERIA DE BOMBEO, INCLUIDA EN EL EQUIPO. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm. SE RECOMIENDA UN ANCHO DE 100 mm Y UN ESPESOR DE 10 mm.	30	30	CB

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

TESIS: DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON D.F.

PROYECTO: ELECTROMECANICO TIPO PARA PLANTAS DE BOMBEO

GILBERTO NEMECIO CONTRERAS CARABANTES

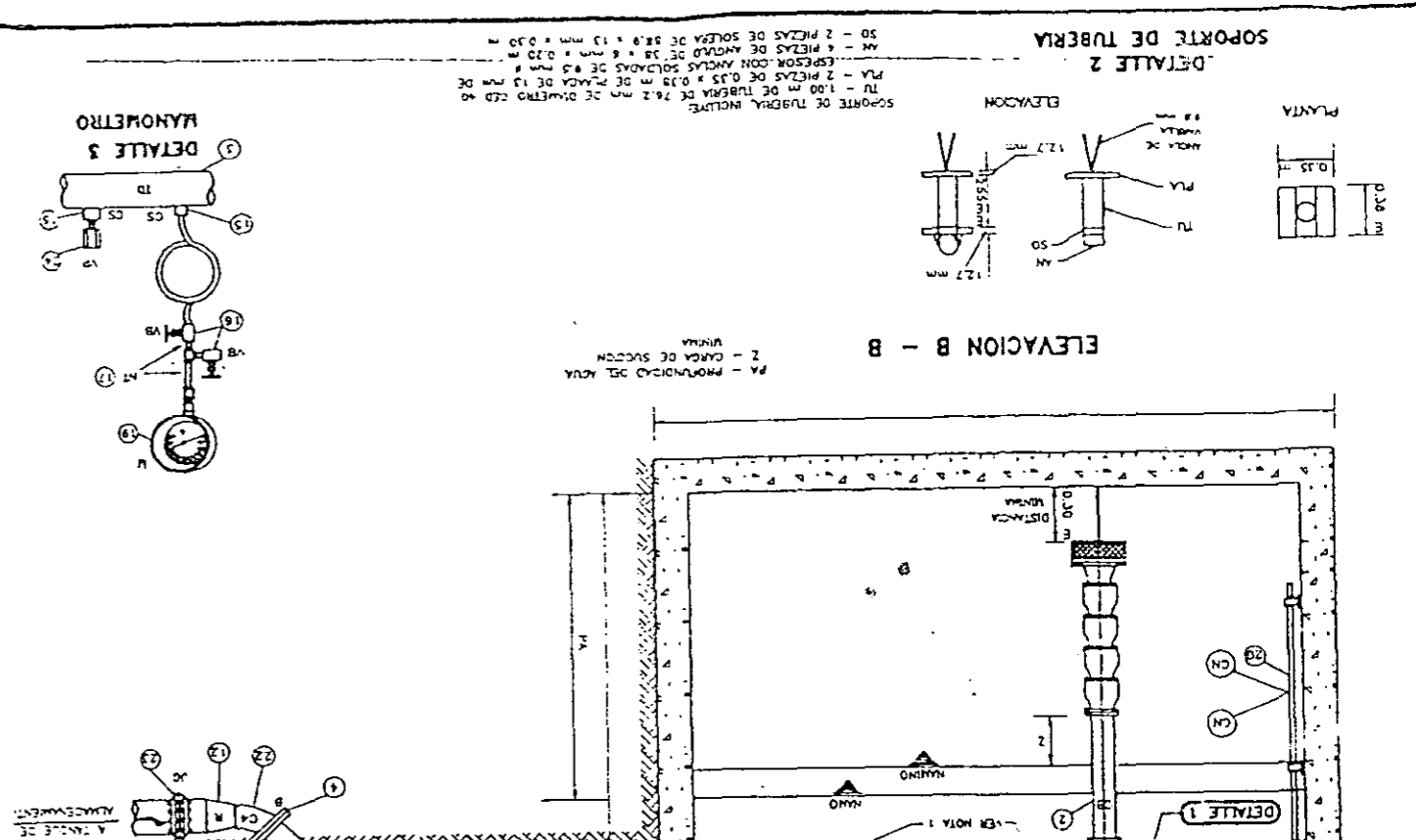
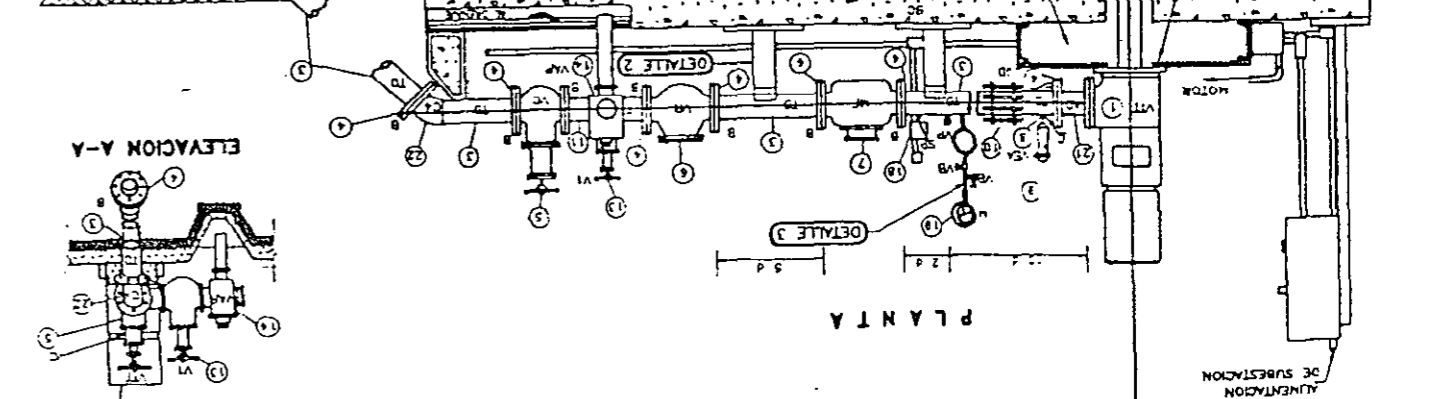
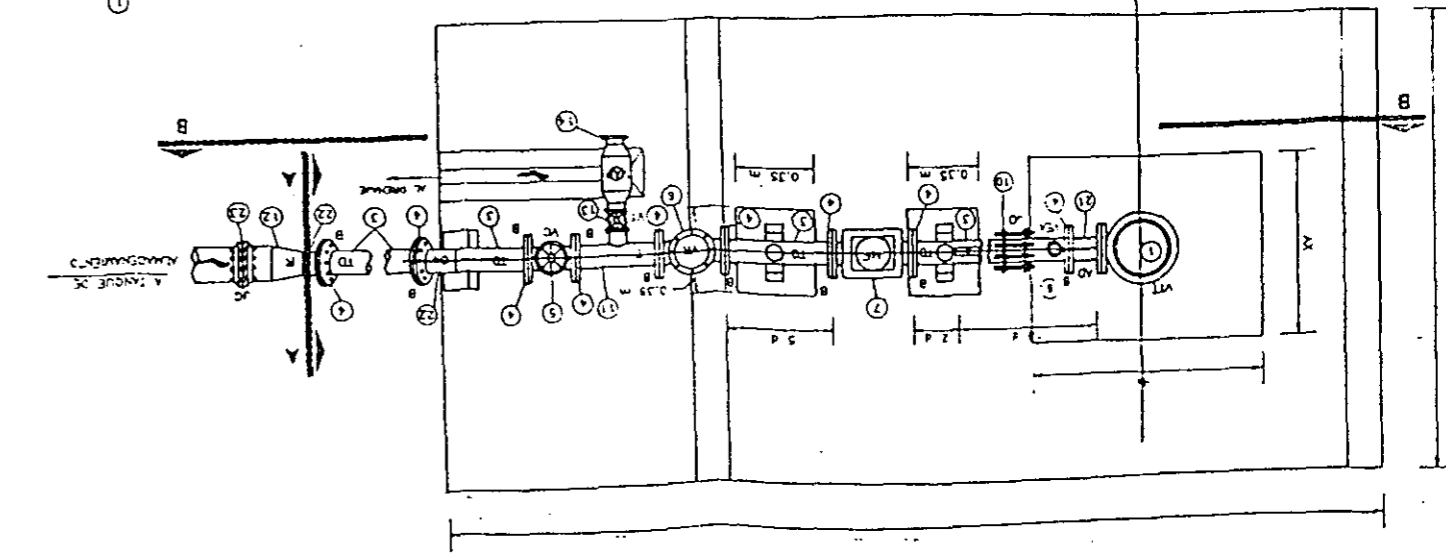
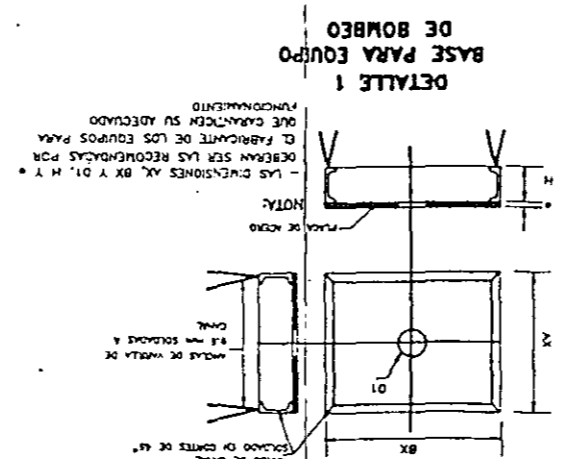
REVISOR: ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA

INDICADA: METROS

ACOTACION: FECHA: OCTUBRE 2000

PLANO: C-3

PROYECTO	COSTO	CARGA
ARREGLO BOMBA CENTRIFUGA HORIZONTAL		

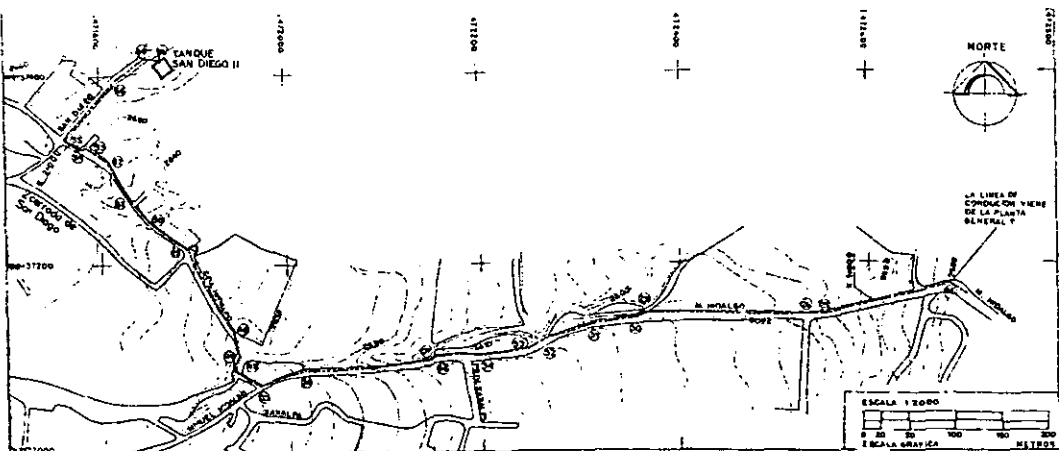


NOTAS:

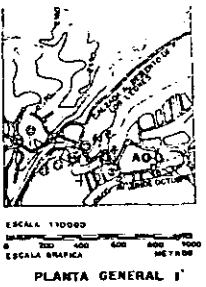
1.- PARA LA CONSTRUCCION DE LAS BASES Y CIMENTACIONES DE LOS EQUIPOS ELECTROMECANICOS, DEBERAN SEGUIRSE LAS RECOMENDACIONES DE LOS FABRICANTES, DICHO ELEMENTOS ESTRUCTURALES, ASÍ COMO SIEMPRE, ATENDIENDO Y CUMPLIENDO CON LA NOMINATURA DE LA CONVERSION FEDERAL DE -- LOCALIDAD Y CON EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DADO POR LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD EN LO RELATIVO A LA CAPACIDAD DE CARGA, PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO, ADECUACION DE ESTADOS DE UNIDAD Y DE SERVICIO, SISTEMAS, ETC.

2.- EL DISPOSITIVO VAP (VALVULA AUTOMATA DE CORTA DE AVANTE) DEBEA SER SELECCIONADO SEGUN EL ANALISIS DE LOS RENDIDOS TRANSPORTADOS EN LA LINEA DE CONDUCCION DE CADA CASO PARTICULAR.

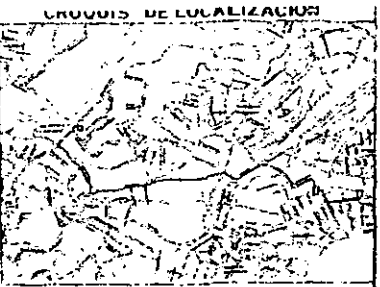
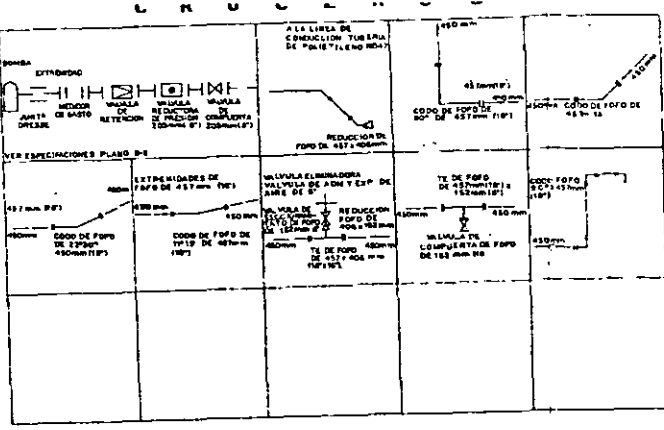
1/4 - SEALIN SE RECOMIENDA CANTIDAD QUE DEPENDA DE CADA CASO PARTICULAR



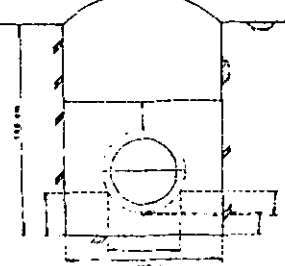
PLANTA GENERAL I



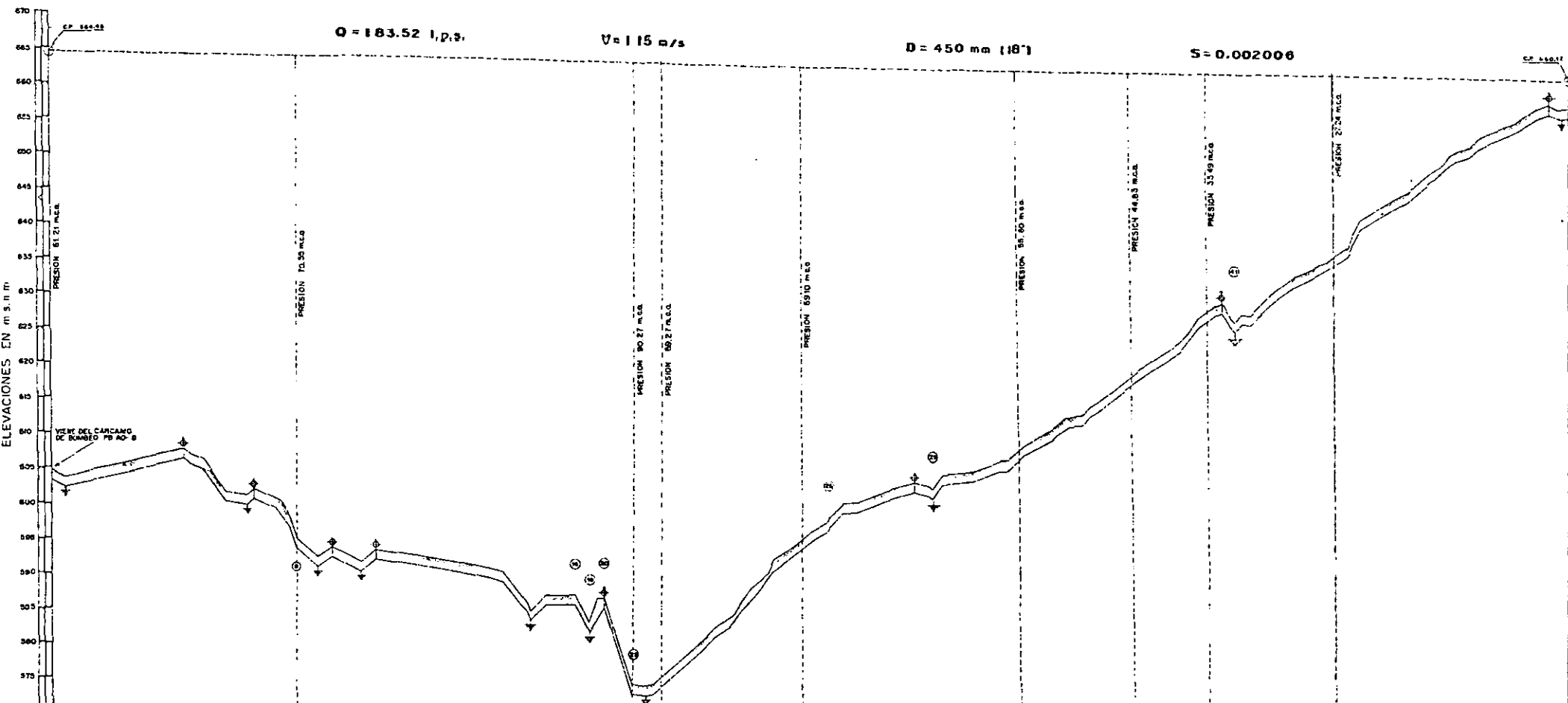
PLANTA GENERAL II



CRUCES DE LOCALIZACION



DETALLE DE LA ZANJA



$Q = 183.52 \text{ l.p.s.}$ $V = 1.15 \text{ m/s}$ $D = 450 \text{ mm (18")}$ $S = 0.002006$

LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
[Symbol]	TE DE FONDO 457 X 406 mm (18 X 16") 457 X 406 mm (18 X 16")	2	PZA
[Symbol]	CORDO DE FONDO DE 90° 457 mm (18")	6	PZA
[Symbol]	CORDO DE FONDO DE 45° 457 mm (18")	15	PZA
[Symbol]	CORDO DE FONDO DE 22°30' 457 mm (18")	13	PZA
[Symbol]	CORDO DE FONDO DE 15° 457 mm (18")	80	PZA
[Symbol]	JUNTA UNIVERSAL 457 mm (18")	158	PZA
[Symbol]	REDUCCION DE FONDO 457 X 406 mm (18 X 16") 406 X 354 mm (16 X 14")	1	PZA
[Symbol]	ADAPTADOR DE BRIDA EXTRA FAN 457 mm (18")	168	PZA
[Symbol]	VALVULA DE CLAPNET CA 457 mm (18")	10	PZA
[Symbol]	VALVULA ELIMINADORA DE AIRE 457 mm (18")	8	PZA
[Symbol]	TORNILLOS (M 20 X 100 mm) 2 1/2" 20 X 100 mm (1 1/2" X 4") 20 X 100 mm (1 1/2" X 4")	124	PZA
[Symbol]	EMPAQUE DE PLANO 20 mm (3/4") 20 mm (3/4")	28	PZA
[Symbol]	CARRETE ACIDOS EXTREMOS ERIZADOS 203 mm (8")	6	PZA
[Symbol]	CARRETE ACERO UN EXTREMO ERIZADO 203 mm (8")	6	PZA
[Symbol]	JUNTA GRESSE ACOR 203 mm (8")	2	PZA
[Symbol]	VALVULA DE RETENCION CHECK 203 mm (8")	2	PZA
[Symbol]	VALVULA REDUCTORA DE PRESION 203 mm (8")	2	PZA
[Symbol]	MEDIDOR DE GASTO 203 mm (8")	2	PZA
[Symbol]	CORDO DE ACERO C 40 DE 45° 203 mm (8")	4	PZA
[Symbol]	TUBERIA DE POLIETILENO RD 11 450 mm (18") RD 12 450 mm (18") RD 17 450 mm (18") RD 25 450 mm (18") RD 33 450 mm (18") RD 41 450 mm (18")	40 METRO 82.5 METRO 160 METRO 170 METRO 180 METRO 378 METRO	

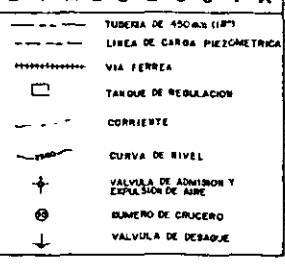
VOLUMENES DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
TRAZO Y REVELACION	2542.80	m ²
CORTE DE PAVIMENTO CON SIERRA	2148.00	m ²
DEMOLICION DE PAVIMENTO	180.40	m ²
ACARREO DE PAVIMENTO 1m ³ m	165.40	m ³ /m
ACARREO DE PAVIMENTO 1m ³ SUSECUENTE	2840.04	m ³ /m
REPOSICION DE PAVIMENTO CON ACARREO 1m ³ m	177.21	m ³ /m
ACARREO 1m ³ SUSECUENTE	2658.15	m ³ /m
EXCAVACION ZONA I MATERIAL CLASE B	829.11	m ³
EXCAVACION ZONA I MATERIAL CLASE C	2497.32	m ³
ACARREO EXCAVACION 1m ³ m	5365.43	m ³ /m
ACARREO EXCAVACION 1m ³ SUSECUENTES	4979.88	m ³ /m
PLANTILLA APISONADA	118.40	m ³
RELLENO COMPACTADO	1470.00	m ³
RELLENO A VOLTEO	1280.84	m ³
ATRAQUES DE CONCRETO 1m ³ kg/m ²	8.58	kg

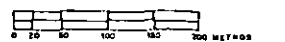
DATOS DE PROYECTO

POBLACION DE PROYECTO	48881 hcb.
DOTACION	100 l/h
GASTO MEDIO	04.86 l/h
GASTO MAXIMO DIARIO	118.81 l/h
GASTO MAXIMO HORARIO	184.10 l/h
GASTO DE DISEÑO	183.52 l/h
VELOCIDAD	1.15 m/s
PENDIENTE	0.002006
TUBERIA DE POLIETILENO SI TIPO II	
LONGITUD TOTAL	2148.00m
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	0.009
DIAMETRO DE LA TUBERIA	450 mm (18")
CARGA NORMAL DE OPERACION	75.76 m

SIMBOLOGIA



ESCALA GRAFICA HORIZONTAL 1:2000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN

TESIS:
DISEÑO DE LINEAS DE CONDUCCION PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN POBLADOS DE LA DELEGACION ALVARO OBREGON D.F.

PROYECTO:
LINEA DE CONDUCCION AD-4 - SAN DIEGO 8 (SAN BARTOLO ALZAYALCO)

GILBERTO NEMECIO CONTRERAS CARABANTES

REVISOR: ESCALA: ACONDICION: PLANO:
DR. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA BORDADA METROS (OCTUBRE 1988) 6.1

ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:200



BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. **Alcántara Rodríguez F.**
Fundamentos de Física y Matemáticas
Apuntes de la ENEP Aragón, UNAM, Agosto, 1989
2. **Andrew L. Simon**
Hidráulica
Editorial Limusa, México
3. **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano**
Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México
COVITUR.
4. **Comisión Federal de Electricidad**
Manual de Diseño de Obras Civiles
Hidrotecnia, A.2.3 Conducciones a presión, sección I y sección II
CFE, México.
5. **Comisión Federal de Electricidad**
Manual de diseño de obras civiles
CFE, México, 1969.
6. **Comisión Nacional del Agua**
Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Conducción
CNA, México, Noviembre 1997.
7. **Comisión Nacional del Agua**
Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Datos Básicos
CNA, México.
8. **Comisión Nacional del Agua**
Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Operación de equipo electromecánico en plantas de bombeo para agua potable y residual
CNA, México, Octubre, 1994.
9. **Comisión Nacional del Agua**
Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Redes de Distribución
CNA, México, Noviembre 1997.
10. **Comisión Nacional del Agua**
Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Sistemas Rurales
CNA, México, Noviembre 1997.
11. **Comisión Nacional del Agua**
Norma técnica, determinación del diámetro optimo en acueductos
CNA, México, 1998.
12. **De Azevedo Netto, J.M.**
Manual de Hidráulica
Editorial Harla, México, 1976
13. **Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica**
Plan Hidráulico Delegacional, 1997, Delegación Álvaro Obregón
GDF, DGCOH, 1997.
14. **Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica**
Estudios para Determinar Zonas con Problemática de Servicios en la Delegación Álvaro Obregón
GDF, DGCOH, Diciembre de 1998.

15. **Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica**
Estudios para solucionar falta de agua potable en diferentes colonias de la delegación Álvaro Obregón
GDF, DGCOH, Octubre, 1996.
16. **Gobierno del Distrito Federal**
Nuestra Delegación, Delegación Álvaro Obregón
GDF, 1998
17. **Guarga Ferro, R. Carmona Paredes, R. Aguilar Moreno, L.**
Relación entre topografía y dispositivos para el control de transitorios en acueductos. Criterio de diseño y presentación de dos casos
VIII Congreso Nacional de Hidráulica.
18. **Guarga Ferro, R. Sánchez Bribiesca, J.L. Carmona Paredes, R. Aguilar Moreno, L.**
Diseño y operación hidráulicos de conducciones de agua a presión
Fascículo II, Llenado, vaciado y operación estacionaria de las conducciones de agua a presión.
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Diciembre 1985.
19. **Leyes y Códigos de México**
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Editorial Porrúa, 1992.
20. **López Alegría, Pedro**
Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas
Instituto Politécnico Nacional, México, 1994
21. **Mancebo del Castillo, Uriel**
Teoría del Golpe de Ariete y sus Aplicaciones en Ingeniería Hidráulica
Editorial Limusa, México, 1992
22. **Paschoal, Silvestre**
Fundamentos de Hidráulica General
Editorial Limusa, México
23. **Sánchez Bribiesca, J. L., Fuentes Mariles O. A.**
Diseño hidráulico de acueductos para pequeñas poblaciones
Instituto de Ingeniería, UNAM.
24. **Sotelo Avila, Gilberto**
Hidráulica General Vol. I Fundamentos
Editorial Limusa, México
25. **Sotelo Avila, Gilberto**
Proyecto de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Estaciones de Bombeo.
Facultad de Ingeniería, UNAM, Octubre, 1984.
26. **Trueba Coronel, Samuel**
Hidráulica
Editorial Continental, México, 1984
27. **Universidad Nacional Autónoma de México**
Manual de normas de proyectos para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades de la República Mexicana.
Facultad de Ingeniería, UNAM, 1979
28. **Valdés, Cesar**
Abastecimiento de Agua Potable
Facultad de Ingeniería, UNAM
29. **Válvulas Automáticas de México**
Catalogo de Válvulas Automáticas VAM